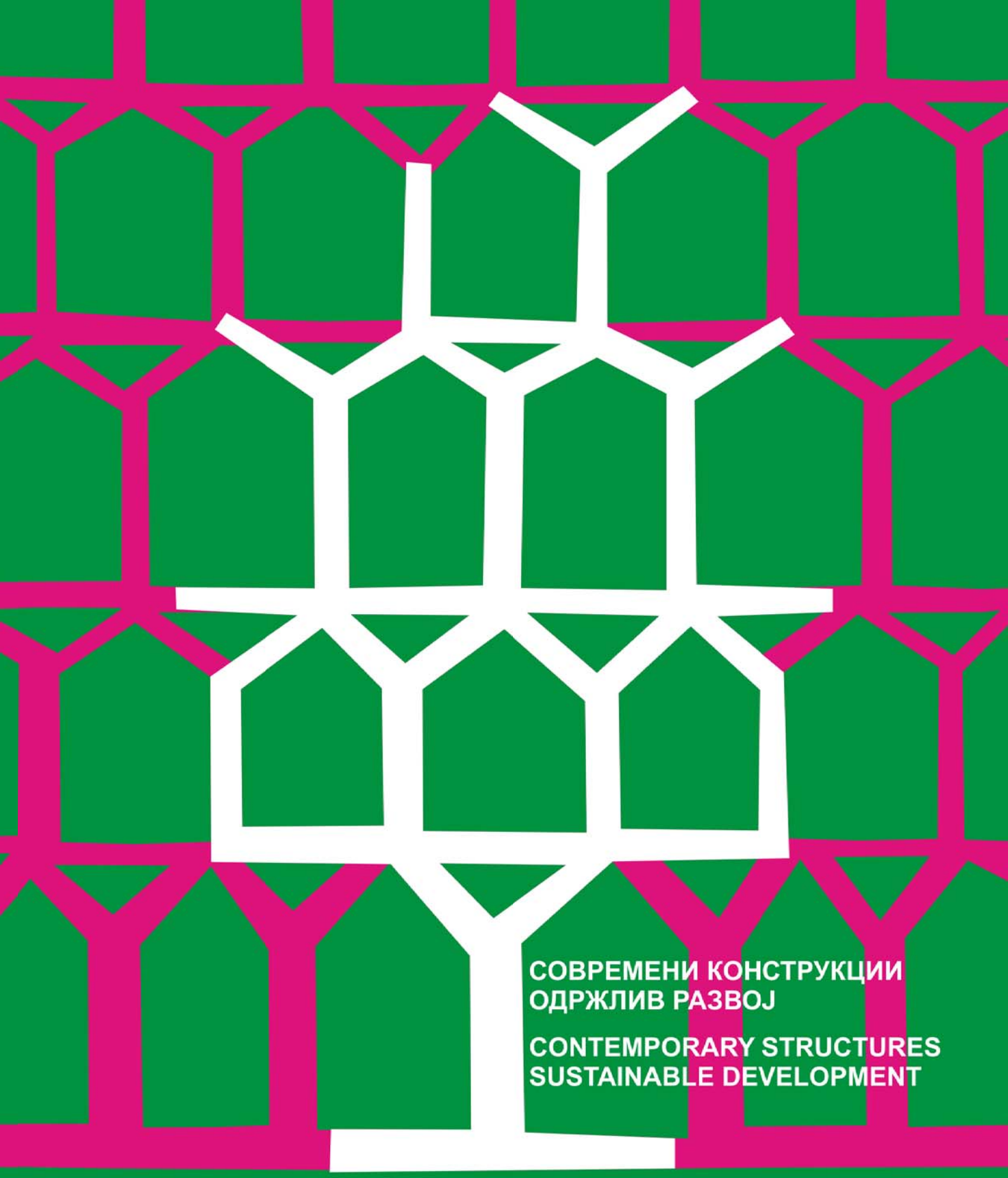


СОВРЕМЕНИ КОНСТРУКЦИИ ОДРЖЛИВ РАЗВОЈ

CONTEMPORARY STRUCTURES SUSTAINABLE DEVELOPMENT

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

16 МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ
16 INTERNATIONAL SYMPOSIUM

ОХРИД, МАКЕДОНИЈА
OHRID, MACEDONIA
1 - 3 октомври 2015
OCTOBER, 1st - 3rd , 2015

MASE ДГКМ

Macedonian Association of Structural Engineers
Друштво на градежните конструктори на Македонија

Proceedings
Зборник на трудови

16th International Symposium
16ти Меѓународен симпозиум

MASE Awards
Признанија на ДГКМ

Book of abstracts
Апстракти

Ohrid, Macedonia, 1 – 3 October 2015
Охрид, Македонија, 1 – 3 Октомври 2015

BOOK OF ABSTRACTS
OF THE 16th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
АПСТРАКТИ
16ТИ МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ

Publisher:
MASE - Macedonian Association of Structural Engineers
Faculty of Civil Engineering, ul. Partizanski odredi br. 24 P.Box. 560,
1000 Skopje, Republic of Macedonia
e-mail: mase@gf.ukim.edu.mk; web-site: www.mase. gf.ukim.edu.mk
Издавач:
ДГКМ - Друштво на Градежни Конструктори на Македонија
Градежен Факултет, ул. Партизански одреди бр. 24 П.Ф. 560,
1000 Скопје, Република Македонија
e-mail: mase@gf.ukim.edu.mk; web-site: www.mase.gf.ukim.edu.mk

Editor: **Meri Cvetkovska, President of MASE**
За издавачот: **Мери Цветковска, Претседател на ДГКМ**

Organizing Committee of the 16th International Symposium of MASE:
Executive Committee of MASE
Meri Cvetkovska, Petar Cvetanovski, Čedomir Teodosievski, Ana Trombeva-Gavriloska, Roberta Apostolovska, Darko Nakov, Andrea Serafimovski, Sergej Čurilov, Imer Selman, Ilija Markov

Организационен одбор на 16тиот Меѓународен симпозиум на ДГКМ:
Претседателство на ДГКМ
Мери Цветковска, Петар Цветановски, Чедомир Теодосиевски, Ана Тромбева-Гаврилоска, Роберта Апостоловска, Дарко Наков, Андреа Серафимовски, Сергеј Чурилов, Имер Селман, Илија Марков

Technical staff for the Symposium:
Vlatko Vitanov, Marijana Lazarevska, Elena Cvetkovska, Maja Mateska, Riste Volčev, Aleksandra Cubrinovska, Nikola Postolov, Sofija Koceva
Техничка служба на Симпозиумот:
Влатко Витанов, Маријана Лазаревска, Елена Цветковска, Маја Матеска, Ристе Волчев, Александра Чубриновска, Никола Постолов, Софија Коцева

Grafical design of cover page and Symposium poster:
Mitko Hadzi Pulja, Betim Zeqiri
Faculty of Architecture, UKIM, Skopje
Графички дизајн на корицата и плакатот на Симпозиумот:
Митко Хаџи Пуља, Бетим Зекири
Архитектонски факултет, УКИМ, Скопје

Printing: **JOFI-SCAN „Skopje”**
Печатница: **ЈОФИ-СКЕН „Скопје”**

Number of copies: **350**
Тираж: **350**
ISBN 608-4510-24-8

CONTEMPORARY STRUCTURES – SUSTAINABLE DEVELOPMENT

СОВРЕМЕНИ КОНСТРУКЦИИ - ОДРЖЛИВ РАЗВОЈ

“We didn’t get the world from our ancestors, we borrowed it from the next generations”

The building sector is responsible for creating, modifying and improving the living environment of the humanity. Construction and buildings have considerable environmental impacts, consuming a significant proportion of limited resources of the planet, including raw materials, water, land and, of course, energy.

This issue is not new, but did not change too much in the last decades and we still have the challenge of driving the cultural and environmental richness of the countries to a more sustainable scenario. New sustainable construction opens enormous opportunities because of the population growth and because of the search for wealthy environment.

The development of the construction sector has forwarded the search of new technologies to increase the optimization of the systems involved in construction work. Most failures in the building system originate in the processes of conception and execution. The right definition of the requirements is essential for the success of the sustainable project. Nowadays, the sustainable project is a new model of construction project, which has its own story. The necessary requirements to be considered are: quality, patterns, target cost, economics input, technological level, durability, safety, operational methods and maintenance. The four basic elements, as part of the sustainable project, are: structure (structural components of construction, architectural elements, interior finishing and furniture); systems (ambient control, heating, ventilation, air conditioning, lighting, safety and electrical power); services (voice communication, data, images, cleaning) and the management (tools to control the building) of the interrelations among them.

Almost every contemporary building and engineering structure contains concrete. As a consequence world cement production has been 12 times increased in the second half of the last century. Production of cement is associated with large energy consumption and high amount of CO_2 emissions. Cement industry

"Ние не го наследивме светот од нашите предци, ние го позајмивме од идните генерации"

Градежниот сектор е одговорен за создавањето, менувањето и подобрувањето на животната средина на човештвото. Процесот на градење и објектите имаат значително влијанија врз животната средина, затоа што одземаат значителен дел од ограничените ресурси на планетата, вклучувајќи ги суровините, водата, земјиштето и, се разбира, енергијата.

Ова прашање не е ново, но не се промени многу во последните децении и ние се уште имаме предизвик да ја подигаме општата свест и да обезбедиме поодржливо сценарио за природните богатства во светот. Развојот на градежниот сектор е насочен кон потрага по нови технологии за зголемување на оптимизацијата на системите кои се вклучени во процесот на градење. Повеќето недостатоци во системите потекнуваат уште од фазата на планирање, проектирање и изведба. Точно дефинирани барања е предуслов за квалитетен одржлив проект.

Денес, одржливиот проект е нов модел на проект за изградба, која има своја приказна. Неопхотно е во себе да вклучи повеќе битни елементи, како: квалитет, планирана цена, влезни економски податоци, технолошко ниво, издржливост, трајност, безбедност, користење и одржување.

Речиси секоја современа градба и инженерски објект содржи бетон. Како последица на тоа, светското производство на цемент е зголемено 12 пати во текот на втората половина на минатиот век. Производството на цемент е поврзано со голема потрошувачка на енергија и висок износ на емисии на CO_2. На тој начин цементната индустрија произведува околу 5-7% од глобалната, вештачки предизвикана, емисија на CO_2. Сето ова има значително влијание врз животната средина. Развојот на нови технологии во текот на последните дваесет години доведе до промена на квалитетот на техничките параметри и соодветно помали негативни влијанија. Новите видови бетон, како резултат на оптимизацијата на состојките, имаат значително подобри

thus produces about 5-7% of global man-made CO_2 emissions. More over high amount of concrete use is associated with high transport needs and demands on production and demolition processes within the entire life cycle. This all has significant impact on the environment. Development of concrete technology during last twenty years has lead to quality shift of technical parameters and also of related environmental impacts. New types of concrete have due to mix optimization significantly better characteristics from the perspective of strength, mechanical resistance, durability and resistance to extreme loads. In the same time the environmental impact is reduced using optimized mix and more environmental friendly technologies.

Steel is arguably the most sustainable of the major structural materials. It has numerous sustainability benefits, which are guaranteed to be realized whenever steel is used. They include: low waste, flexibility, offsite manufacture, speed, resource efficiency, adaptability, demount ability, long lasting appeal, safety, reusability and recyclability.

Timber, as a building material, is good choice as it is a natural and renewable resource. Not only does timber store carbon through its life cycle but it is recyclable. The production and processing of timber products uses less energy than most other building materials, in turn resulting in fewer emissions into the atmosphere.

Structural engineers currently have limited guidance on how to incorporate sustainability concepts and sustainable building materials in their design. Innovative methods are needed to address the environmental impact, energy use, and other sustainability issues faced during planning and design of buildings.

The Symposium topics cover a wide range of up-to-date issues and the contributions received from the delegates reflect critical research and the best available practices in the field of sustainable buildings and communities.

Prof. Meri Cvetkovska,

President of MASE

карактеристики од аспект на: јакост, механичка отпорност, издржливост и отпорност на екстремни оптова-рувања. Останува отворено прашањето на поодржливо рециклирање и повторна употреба на бетонот.

Челикот е веројатно најодржлив од групата конструктивни градежни материјали. Овој материјал има бројни поволности од аспект на одржливост, кои загарантирано се реализираат при неговата употреба, а тоа се: малку отпад, флексибилност, издвоено производство, брзина, ефикасност на ресурсите, адаптибилност, безбедност, повторно користење и реци-клирање. Овие карактеристики резултираат со многу социјални, еколошки и економски придобивки за задоволување на одржливоста.

Дрвото, како конструктивен градежен материјал, е добар избор затоа што е природен и обновлив ресурс. Не само што дрвото го абсорбира јаглеродот во текот на својот животен циклус, туку може и да се рециклира. При производство и преработка на дрвени производи се употребува помалку енергија отколку за повеќето други градежни материјали, а резултира и со помало ослободување на штетни гасови во атмосферата.

Градежните инженери во моментов имаат ограничени упатства за тоа како да ги вклучат концептите на одржливост и одржливите градежни материјали во процесот на проектирање. Потребни се нови методи за решавање на влијанието врз животната средина, употребата на енергијата, како и други прашања кои се однесуваат на одржливиот развој, а се појавуваат во текот на планирањето и изработката на проектите.

Темите на 16. Симпозиум на ДГКМ покриваат широк спектар од досега пројавените проблеми во овласта на одржливото градежништво. Пристигнатите трудови одразуваат критичко истражување и нудат одлични решенија во обидот да се решат проблемите поврзани со современите конструкции и одржливиот развој.

Проф. д-р Мери Цветковска,

Претседател на ДГКМ

16th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 1 - 3 OCTOBER 2015
16ти МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 1 – 3 ОКТОМВРИ 2015

16th International Symposium was supported by:
Организацијата на 16тиот Симпозиум ја помогнаа:
(in alphabetic order)
(по азбучен редослед)

ADING A.D. - Skopje
АДИНГ А.Д. – Скопје

ADORA Inzenering - Skopje
АДОРА ИНЖЕНЕРИНГ– Скопје

BETON – Skopje
БЕТОН – Скопје

Civil Engineering Institute MAKEDONIJA, Skopje
Градежен институт МАКЕДОНИЈА, Скопје

DIWI Makedonija – Skopje
ДИВИ МАКЕДОНИЈА– Скопје

ELEM– Skopje
ЕЛЕМ– Скопје

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING, UKIM, Skopje
Градежен Факултет, Универзитет "Св. Кирил и Методиј" – Скопје

FAKOM-Skopje
ФАКОМ-Скопје

GRANIT – Skopje
ГРАНИТ – Скопје

INSTITUTE FOR TESTING MATERIALS-ZIM "Skopje'-Skopje
Завод за испитување на материјалите и развој на нови технологии „Скопје"

IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
ИЗИИС, Универзитет "Св. Кирил и Методиј" – Скопје

KNAUF Radika - Skopje
КНАУФ РАДИКА– Скопје

PROSTOR-Kumanovo
ПРОСТОР-Куманово

SINTEK - Skopje
СИНТЕК- Скопје

SINTEK-Specific-Skopje
СИНТЕК-Специфик-Скопје

TRANSMET – Skopje
ТРАНСМЕТ-Скопје

USJE-Skopje
УСЈЕ-Скопје

ZIKOL-Strumica
ЖИКОЛ-Струмица

Media support
Медиумски покровител
PRESING
ПРЕСИНГ

PORTA 3
ПОРТА 3

16th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 1 - 3 OCTOBER 2015
16ти МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 1 – 3 ОКТОМВРИ 2015

S C I E N T I F I C C O M M I T T E E
Н А У Ч Е Н О Д Б О Р
(in alphabetic order)
(по азбучен редослед)

1. ***Assoc. Prof. Grozde ALEKSOVSKI****, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*
   Вонр. проф. Гроздe АЛЕКСОВСКИ, *Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*
2. ***Prof. Sande ATANASOVSKI****, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*
   Проф. Санде АТАНАСОВСКИ*, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*
3. ***Prof. Gyorgy BALAZS****, Faculty of Civil Engineering, University of Technology and Economics, Budapest, Hungary*
   Проф. Ѓорѓи БАЛАШ*, Градежен факултет, Универзитет за технологија и економија, Будимпешта, Унгарија*
4. ***Prof. Dubravka BJEGOVIC****, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Croatia*
   Проф. Дубравка БЈЕГОВИЌ, *Градежен факултет, Универзитет во Загреб, Хрватска*
5. ***Prof. Nikolai VATIN****, Civil Engineering Institute, Saint Petersburg State Polytechnic University, Rusia*
   Проф. Никола ВАТИН, *Институт за градежништво, Државен политехнички универзитет Сант Петерсбург, Русија*
6. ***Prof. Djordje VUKSANOVIC****, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia*
   Проф. Џорџе ВУКСАНОВИЌ*, Градежен факултет, Универзитет во Белград, Србија*
7. ***Prof. Vladimir GOCEVSKI****, Concordia University, Montreal, Ecole Polutechnique, University of Montreal; and McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada*
   Проф. Владимир ГОЦЕВСКИ*,Универзитет Конкордија во Монтреал, Политехничката школа на Универзитетот во Монтреал и Универзитет Мек Мастер во Хамилтон, Онтарио, Канада*
8. ***Prof. Elena DUMOVA JOVANOSKA****, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*
   Проф. Елена ДУМОВА ЈОВАНОСКА*, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*

9. ***Prof. Serif DUNICA**, Faculty of Civil Engineering,*
University of Belgrade, Serbia
***Проф. Шериф ДУНИЦА,** Градежен факултет,*
Универзитет во Белград, Србија

10. ***Prof. Ivan JAKIMOV**, Faculty of Civil Engineering, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria*
***Проф. Иван Јакимов**, Градежен факултет,*
Универзитет за архитектура,градежништво и геодезија, Софија, Бугарија

11. ***Prof. Ljupco LAZAROV**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
***Проф. Љупчо ЛАЗАРОВ**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија

12. ***Prof. Dusko LUCIC**, Faculty of Civil Engineering,*
University of Montenegro, Podgorica, Montenegro
***Проф. Душко ЛУЧИЌ**, Градежен факултет,*
Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора

13. ***Prof. Peter MARK**, Ruhr-University, Bochum, Germany*
***Проф. Питер МАРК**, Рур Универзитет во Бохум, Германија*

14. ***Prof. Viktor MARKELJ**, University of Maribor, Slovenia*
***Проф. Виктор МАРКЕЉ**, Универзитет во Марибор, Словенија*

15. ***Prof. Goran MARKOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
***Проф. Горан МАРКОВСКИ**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија

16. ***Prof. Darko MOSLAVAC**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
***Проф. Дарко МОСЛАВАЦ**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија

17. ***Prof. Tihomir NIKOLOVSKI**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
***Проф. Тихомир НИКОЛОВСКИ**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија

18. ***Prof. Svetlana PETKOVSKA ONCEVSKA**, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia
***Проф. Светлана ПЕТКОВСКА ОНЧЕВСКА**, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија

19. ***Prof. Niko POJANI**, Faculty of Civil Engineering, Tirana, Albania*
***Проф. Нико ПОЈАНИ**, Градежен факултет, Тирана, Албанија*

20. ***Prof. Predrag POPOVIC**, Vice President & Senior Principal, Wiss Janney, Elstner Associates Chicago, USA*
***Проф. Предраг ПОПОВИЌ,** Потпретседател и Директор, Елстнер соработници, Чикаго, САД*

21. ***Prof. Vlastimir RADONJANIN***, *Faculty of Technical Sciences, Универзитет во Нови Сад, Србија*

    Проф. Властомир РАДОЊАНИН, *Факултет за технички науки, University of Novi Sad, Serbia*

22. ***Prof. Mladen ULICEVIC***, *Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro*

    Проф. Младен УЛИЧЕВИЌ, *Градежен факултет, Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора*

23. ***Assoc. Prof. Massimo FRAGIACOMO***, *Department of Architecture and Planning, Faculty of Architecture, University of Sassari, Alghero, Italy*

    Вонр. Проф. Масимо ФРАЦИКОМО, *Институт за архитектура и планирање, Архитектонски факултет, Универзитет во Сасари, Алгеро, Италија*

24. ***Prof. Rüdiger HÖFFER***, *Ruhr-University, Bochum, Germany*

    Проф. Рудигер ХОФЕР, *Рур Универзитет во Бохум, Германија*

25. ***Prof. Golubka N. CVETANOVSKA***, *Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismologz-IEEES, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*

    Проф. Голубка Н. ЦВЕТАНОВСКА, *Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*

26. ***Assist. Prof. Alhan Cenk***, *Civil Engineering Department, Istanbul University, Turkey*

    Доц. Алхан ЧЕНК, *Градежен факултет,Универзитет во Иистанбул, Турција*

27. ***Prof. Veronika SENDOVA***, *Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismologz-IEEES, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia*

    Проф. Вероника ШЕНДОВА, *Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија-ИЗИИС, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, Македонија*

16th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 1 - 3 OCTOBER 2015
16ти МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 1 – 3 ОКТОМВРИ 2015

H O N O R A R Y M E M B E R S O F M A S E
П О Ч Е С Н И Ч Л Е Н О В И Н А Д Г К М

Starting from the estimation of the contribution of outstanding individuals - structural engineers from abroad, to accomplishment of MASE programme and Statutes targets, instigation and promotion of international cooperation, exchange and transfer of knowledge and technical - technological information and, in general, to past development of Macedonian Association of Structural Engineers, General Assembly of MASE assigns the title ***Honorary Member of MASE.***

Тргнувајќи од оценката за придонесот на истакнати поединци - градежни конструктори од странство, во остварувањето на програмските и статутарните цели на ДГКМ, за поттикнувањето и зајакнувањето на меѓународната соработка и размената и трансферот на знаењата и техничко-технолошките информации и, генерално, за досегашниот развој на Друштвото на градежните конструктори на Македонија, Собранието на ДГКМ доделува назив ***Почесен член на ДГКМ****.*

The title Honorary Member of MASE is assigned to foreign individuals only.

Називот Почесен член на ДГКМ се доделува само на странски државјани.

The Honorary Members of MASE are:

Почесни членови на ДГКМ се:

1. ***Prof. Milorad IVKOVIC****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Belgrade, Yugoslavia
   Проф. Милорад ИВКОВИЌ, *Градежен факултет,*
   Универзитет во Белград, Југославија
2. ***Prof. Ivan JAKIMOV****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
   Проф. Иван ЈАКИМОВ, *Градежен факултет,*
   Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
3. ***Prof. Todor KARAMANSKI****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria
   Проф. Тодор КАРАМАНСКИ, *Градежен факултет,*
   Универзитет за архитектура, градежништво и геодезија, Софија, Бугарија
4. ***Prof. Zivota PERISIC****, Faculty of Civil Engineering,*
   University of Belgrade, Srbia
   Проф. Живота ПЕРИШИЌ*, Градежен факултет,*
   Универзитет во Белград, Србија

5. ***Prof. Radomir FOLIC**, Institute for Indistrial Building,*
Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Srbia
***Проф. Радомир ФОЛИЌ,** Институт за индустриска градба,*
Факултет за технички науки на Универзитетот во Нови Сад, Србија

6. ***Prof. Roy T. SEVERN**, Eartquake Engineering Research Center,*
Department of Civil Engineering, University of Bristol, Great Britain
***Проф. Т. СЕВЕРН**, Центар за истражувања во земјотресното инженерство,*
Градежен факултет на Универзитетот во Бристол, Велика Британија

7. ***Prof. Mirko ACIC**, Faculty of Civil Engineering,*
University of Belgrade, Srbia
***Проф. Мирко АЌИЌ,** Градежен факултет,*
Универзитет во Белград, Србија

8. ***Stojan DINIC, BSc**., Secretary General of YuASE, former general manager of*
"Mostogradnja", Belgrade, Srbia
***Стојан ДИНИЌ, дипл.град.инж.,** Поранешен генерален директор на Мостоградња -*
Белград, Србија

9. ***Prof. Vladimir GOCEVSKI**, Hydro-Quebec, Montreal - Quebec, Canada;*
Concordia University, Montreal, Ecole Polutechnique, University
of Montreal; and McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada
***Проф. Владимир ГОЦЕВСКИ**, Хидро-Квебек, Монтреал - Квебек, Канада,*
Универзитет Конкордија во Монтреал, Политехничка школа на Универзитетот во
Монтреал и Универзитетот Мек Мастер во Хамилтон, Онтарио, Канада

10. ***Prof. Vukasin ACANSKI**, Hich School for Technical Sciences,*
University of Maribor, Slovenia
***Проф. Вукашин АЧАНСКИ,** Висока техничка школа,*
Универзитет во Марибор, Словенија

11. ***Prof. Mladen ULICEVIC**, Faculty of Civil Engineering,*
University of Montenegro, Podgorica, Montenegro
***Проф. Младен УЛИЧЕВИЌ,** Градежен факултет,*
Универзитет во Црна Гора, Подгорица, Црна Гора

12. ***Prof. Rüdiger HÖFFER**, Ruhr-University Bochum, Germany*
***Проф. Родигер ХОФЕР,** Рур-универзитет во Бохум, Германија*

13. ***Prof. Vlastimir RADONJANIN,** Faculty of Technical Sciences,*
University of Novi Sad, Serbia
***Проф. Властимир РАДОЊАНИН,** Факултет за технички науки,*
Универзитет во Нови Сад, Србија

14. ***Prof. Peter MARK**, Ruhr-University Bochum, Germany*
***Проф. Питер МАРК,** Рур-универзитет во Бохум, Германија*

15. ***Prof. Viktor MARKELJ**, University of Maribor, Slovenia*
***Проф. Виктор МАРКЕЉ,** Универзитет во Марибор, Словенија*

16. ***Prof. Dusko LUCIC**, Faculty of Civil Engineering,, Podgorica, Montenegro*
***Проф. Душко ЛУЧИЌ**, Градежен факултет, Подгорица, Црна Гора*

17. ***Prof. Donco PARTOV**, University of Structural Engineering and architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia, Bulgaria*

***Проф. Дончо ПАРТОВ**, Универзитет за градежништво и архитектура, **ВСУ** „Л. Каравелов", Софија, Бугарија*

16th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE
OHRID, 1 - 3 OCTOBER 2015
16ти МЕЃУНАРОДЕН СИМПОЗИУМ НА ДГКМ
ОХРИД, 1 – 3 ОКТОМВРИ 2015

M E R I T O R I O U S M E M B E R S O F M A S E
З А С Л У Ж Н И Ч Л Е Н О В И Н А Д Г К М

Starting from the estimation of the contribution of outstanding individuals - structural engineers from the Republic of Macedonia, to accomplishment of MASE programme and Statutes targets, creative application of knowledge and technical - technological achievements in the field of structural engineering, and through this, promotion and strengthening of public position of structural engineering, as well as to past development of Macedonian Association of Structural Engineers in general, the General Assembly of MASE assigns the title ***Meritorious Member of MASE.***

Тргнувајќи од оценката за придонесот на истакнати поединци - градежни конструктори од Република Македонија во остварувањето на програмските и статутарните цели на ДГКМ, креативната примена на конструктерските знаења и техничко-технолошките достигнувања и, преку тоа, промовирањето и зајакнувањето на општествената позиција на градежното конструкторство, како и генерално, за досегашниот развој на Друштвото на радежните конструктори на Македонија, Собранието на ДГКМ доделува назив ***Заслужен член на ДГКМ****.*

The title Meritorious Member of MASE is assigned to structural engineers, citizens of the Republic of Macedonia only. The title Meritorius Member of MASE is assigned for the first time on the 25 Anniversary of MASE (1976 - 2001).

Називот Заслужен член на ДГКМ се доделува само на градежни конструктори, државјани на Република Македонија. Називот Заслужен член на ДГКМ се доделува за прв пат по повод на 25-годишнината на ДГКМ (1976 - 2001).

The Meritorious Members of MASE are:

Заслужни членови на ДГКМ се:

1. ***Prof. Aleksandar ANGELOV****, Faculty of Civil Engineering,*
   University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, first President of MASE
   Проф. Александар АНГЕЛОВ*, Градежен факултет,*
   Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, прв претседател на ДГКМ
2. ***Prof. Boris KOLJOZOV****, Faculty of Civil Engineering,*
   University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje
   Проф. Борис КОЉОЗОВ*, Градежен факултет,*
   Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје
3. ***Cvetan TANEVSKI – CONI, MSc****., former director of CC ILINDEN and Projekt manager of FENI - Kavadarci, former President of MASE*
   М-р Цветан ТАНЕВСКИ - ЦОНИ, *поранешен директор на ГП ИЛИНДЕН и проект менаџер на ФЕНИ - Кавадарци, поранешен претседател на ДГКМ*

4. ***Zivko TALEVSKI, MSc**., former Chief designer in structural engineering at MAKEDONIJAPROEKT - Skopje*

   ***М-р Живко ТАЛЕВСКИ,** поранешен главен проектант за конструкции во МАКЕДОНИЈАПРОЕКТ – Скопје*

5. ***Prof. Dragan IVANOV, MSc**., Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius" in Skopje*

   ***Проф. Драган ИВАНОВ,** Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј” во Скопје*

6. ***Prof. Sande ATANASOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE*

   ***Проф. Санде АТАНАСОВСКИ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен Претседател на ДГКМ*

7. ***Sashko STREZOVSKI, BSc**., Director of PELAGONIJAPROEKT - Skopje,Secretary General of MASE*

   ***Сашко СТРЕЗОВСКИ,** дипл.град,инж., директор на ПЕЛАГОНИЈАПРОЕКТ Скопје, Генерален секретар на ДГКМ*

8. ***Prof. Tihomir NIKOLOVSKI**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE*

   ***Проф. Тихомир НИКОЛОВСКИ,** Градежен факултет, Универзитет „Св.Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен Претседател на ДГКМ*

9. ***Prof. Stanislav MILOVANOVIC**, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje*

   ***Проф. Станислав МИЛОВАНОВИЌ**, Градежен факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје*

10. ***Prof. Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA,** Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IEEES), University "Sts. Cyril and Methodius", Skopje*

    ***Проф. Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА**, Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (ИЗИИС), Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје*

11. ***Blagoja DONCEV**, General manager of ADING, Skopje*

    ***Благоја ДОНЧЕВ**, дипл. град. инж., генерален директор на АДИНГ, Скопје*

12. ***Strasho MILKOVSKI**, General manager of Granit Construction Stock Co.-Skopje*

    ***Страшо МИЛКОВСКИ**, генерален директор на ГД Гранит АД- Скопје*

13. ***Tome TROMBEV**, General manager of METEORIT, Bitola, former President of MASE*

    ***Томе ТРОМБЕВ**, генерален директор на МЕТЕОРИТ, Битола, поранешен Претседател на ДГКМ*

14. ***Trajce TRPEVSKI**, executive director of construction company BETON-Skopje*

    ***Трајче ТРПЕВСКИ**, извршен директор на БЕТОН-Скопје*

15. ***Borce TANEVSKI**, General manager of ZIM-Skopje*

    ***Борче ТАНЕВСКИ**, генерален директор на ЗИМ- Скопје*

16. ***Gjogji SELEV****, BSc, civil engineer in construction company BETON-Skopje, former Member of the Executive Committee of MASE*

Ѓорѓи ШЕЛЕВ*, дипл. град. инж., градежен инженер во БЕТОН-Скопје, поранешен член на Претседателство на ДГКМ*

15. ***Prof. Goran MARKOVSKI****, Faculty of Civil Engineering,*
University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, former President of MASE

Проф. Горан МАРКОВСКИ*, Градежен факултет,*
Универзитет „Св. Кирил и Методиј”, Скопје, поранешен Претседател на ДГКМ

П Р И З Н А Н И Ј А Н А Д Г К М
за најдобри остварувања во градежното конструкторство

M A S E A W A R D S
for Best Achievements in the Field of Structural Engineering

With an aim to stimulate the creative work and to assess and emphasize the results and accomplishments in structural engineering, since 1986 the Award for Best Achievements in the Field of Structural Engineering in the Republic of Macedonia, has been established. Every year, this Award is given by the General Assembly of MASE following an open contest.

MASE Award winners for best achievements in structural engineering in the Republic of Macedonia are:

Со цел да го поттикне творештвото и креативниот труд, подоброто вреднување и истакнување на постигнатите резултати и достигнувања во градежното конструкторство, од 1986 год востановено е Признание за најдобро остварување во градежното конструкторство во Република Македонија, што секоја година, врз основа на јавен конкурс, го доделува Претседателството на ДГКМ.

Досегашни носители на Признанијата за најдобро остварување во градежното конструкторство во Република Македонија се:

1986

- **Assist. Sande Atanasovski, Ph.D.**
  Асист. д-р Санде Атанасовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LONG TERM ACTIONS ON THE LIMIT STATES OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

ВЛИЈАНИЕ НА ДОЛГОТРАЈНИТЕ ДЕЈСТВА ВРЗ ГРАНИЧНИТЕ СОСТОЈБИ НА ПРЕДНАПРЕГНАТИТЕ КОНСТРУКЦИИ

1987

- **Nikola Pajevic, BSc.**
  Никола Пајевиќ, дипл.град.инж.
  MAVROVO Construction Company, Skopje
  ГП МАВРОВО - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE BRIDGE OVER THE BOJANA RIVER - ULCINJ

АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТ ПРЕКУ РЕКА БОЈАНА - УЛЦИЊ

1988

- **Assist. Zoran Desovski, Ph.D.**
  Асист. д-р Зоран Десовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

CROSS DISTRIBUTION OF LOADS AT BRIDGES WITH SEVERAL GIRDERS IN THE CROSS SECTION

ПОПРЕЧНА РАСПРЕДЕЛБА НА НАТОВАРУВАЊАТА КАЈ МОСТОВИТЕ СО ПОГОЛЕМ БРОЈ ГЛАВНИ НОСАЧИ ВО НАПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК

YuASE Award for Best Achievement in Structural Engineering for 1988
Признание на СДГКЈ за најдобро конструкторско остварување во 1988 год

1989

- **Josif Kalajlioski, BSc.**
  Јосиф Калајлиоски, дипл.град.инж.
  BETON Construction Company, Skopje
  ГП БЕТОН - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

MINISTRY OF OIL IN BAGDAD - IRAQ

МИНИСТЕРСТВО ЗА НАФТА ВО БАГДАД - ИРАК

1990

- **Prof. Tihomir Nikolovski, Ph.D.**
  Проф. д-р Тихомир Николовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL BASIS FOR BUCKLING ANALYSIS OF CENTRALLY LOADED ELEMENTS OF COLD FORMED SQUARE AND RECTANGULAR HOLLOW SECTION

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ОСНОВИ ЗА АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТА НА ЦЕНТРИЧНО ПРИТИСНАТИ СТАПОВИ ОД ЛАДНО ОБЛИКУВАНИ ЦЕВКАСТИ ПРОФИЛИ

- **BETON Construction Company, Skopje**
  ГП БЕТОН - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE BRIDGE OVER THE VARDAR RIVER ON THE "BRATSTVO-EDINSTVO" HIGHWAY NEAR TITOV VELES

АРМИРАНОБЕТОНСКИ МОСТ ПРЕКУ РЕКА ВАРДАР НА АВТОПАТОТ “БРАТСТВО-ЕДИНСТВО” КАЈ ТИТОВ ВЕЛЕС

1991

- **Assist. Golupka Necevska-Cvetanovska, Ph.D.**
  Асист. д-р Голубка Нечевска-Цветановска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EVALUATION OF SESMIC RESISTANCE OF EXISTING REINFORCED CONCRETE LOW-RISE AND MEDIUM-RISE BUILDINGS

ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКАТА ОТПОРНОСТ НА ПОСТОЈНИТЕ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЗГРАДИ СО МАЛА И СРЕДНА КАТНОСТ

- **Blaze Panov, M.Sc. and Ivan Andonov, BSc.**
  м-р Блаже Панов, дипл.град.инж. и Иван Андонов, дипл.град.инж.

  BETON Construction Company and Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  ГП БЕТОН - Скопје и Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главен проект на конструкцијата на објектот:

CLINKER SILOES IN "USJE" CEMENT FACTORY, SKOPJE

СИЛОСИ ЗА КЛИНКЕР А.Д. ЦЕМЕНТАРНИЦА “УСЈЕ” - СКОПЈЕ

1992

- **Ljubomir Tasev, BSc., Mice Majnov, BSc.,**
  Petar Gulev, B.Arch. and Petar Petrusev, B.Arch.
  Љубомир Тасев, дипл.град.инж., Мице Мајнов, дипл.град.инж.,
  Петар Гулев, дипл.инж.арх, и Петар Петрушев, дипл.инж.арх.

  MAVROVO Construction Company, Skopje
  ГРО M A B P O B O - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

TERMINAL BUILDING OF AIRPORT "ADLER" IN SOCHI, USSR

ПРИСТАНИШНА ЗГРАДА НА АЕРОДРОМОТ “АДЛЕР” ВО СОЧИ, СССР

1993

- **Prof. Svetlana Petkovska Oncevska, Ph.D.**
  Проф. д-р Светлана Петковска-Ончевска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

STIFFNESS AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER VARIABLE AXIAL FORCE

КРУТОСНИ И ЈАКОСНИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ СТОЛБОВИ СО ПРОМЕНЛИВА АКСИЈАЛНА СИЛА

- **Prof. Dragi Velkov, Ph.D.**
  Проф. д-р Драги Велков
  SEISMO-ENGINEERING - Skopje
  СЕИЗМО-ИНЖЕНЕРИНГ - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

INDUSTRIAL COMPLEX "ZITO-LUKS" IN SKOPJE

ИНДУСТРИСКИ КОМПЛЕКС “ЖИТО-ЛУКС” ВО СКОПЈЕ

1994

- **Assist. Zivko Bozinovski, Ph.D.**
  Асист. д-р Живко Божиновски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

NONLINEAR BEHAVIOUR OF PREFABRICATED LARGE PANEL REINFORCED CONCRETE SYSTEMS UNDER DYNAMIC-SEISMIC LOADS

НЕЛИНЕАРНО ОДНЕСУВАЊЕ НА ПРЕФАБРИКУВАНИ КРУПНО ПАНЕЛНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ СИСТЕМИ ЗА ДИНАМИЧКИ - СЕИЗМИЧКИ ТОВАРИ

- **Andreja Tomov, MSc.**
  М-р Андреја Томов, дипл.град.инж.
  PELAGONIJA Construction Company, PELAGONIJAPROEKT, Skopje
  ГП ПЕЛАГОНИЈА - ПЕЛАГОНИЈАПРОЕКТ - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:
SPORT HALL KAVADARCI

СПОРТСКА САЛА - КАВАДАРЦИ

- **Joint expert team Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje and PRILEPEC Construction Company, Prilep**
  Заеднички стручен тим на Катедрата за метални конструкции на Градежниот факултет – Скопје и ГТП ПРИЛЕПЕЦ - Прилеп

under coordination of
prof. Simeon Tanev, MSc., and Petar Makeski, BSc.
со координаторите
проф. м-р Симеон Танев, и Петар Макески, дипл.град.инж.

for the structural renewal and reconstruction of:
за инженеринг-изведбата на санацијата и реконструкцијата на објектот:

SPORT HALL "MACEDONIA" IN PRILEP

СПОРТСКА САЛА “МАКЕДОНИЈА” ВО ПРИЛЕП

1995

- **Prof. Dimitar Jurukovski, Ph.D., Prof. Ljubomir Taskov, Ph.D., Prof. d-r Predrag Gavrilovic, Ph.D., Assist. Metodi Bojadziev, MSc. and Dimco Mamucevski, El.Eng.**
  Проф. д-р Димитар Јуруковски, Проф. д-р Љубомир Ташков, Проф. д-р Предраг Гавриловиќ, Асист. м-р Методи Бојаџиев, и Димчо Мамучевски, дипл.ел.инж.

  Research team of Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Истражувачки тим на Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

DYNAMIC TESTING ON MODEL OF ALMA ATA BANK, KAZAKHSTAN, ON SEISMIC VIBRO PLATFORM

ДИНАМИЧКО ИСПИТУВАЊЕ НА МОДЕЛ НА ОБЈЕКТОТ БАНКА ВО АЛМА АТА, КАЗАХСТАН, НА СЕИЗМИЧКА ВИБРО ПЛАТФОРМА

- **Vlado Velinovski, BSc.**
  Владо Велиновски, дипл.град.инж.
  GRANIT Construction Company, Delcevo Branch
  ГП ГРАНИТ - Градилиште Делчево

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REINFORCED CONCRETE VIADUCT ON M27 ROAD: KALIMANCI DAM - MAKEDONSKA KAMENICA

АРМИРАНО-БЕТОНСКИ ВИЈАДУКТ НА ПАТОТ М27: БРАНА КАЛИМАНЦИ - МАКЕДОНСКА КАМЕНИЦА

1996

- **Assist. Ljupco Dimitrievski, Ph.D.**
  Асист. д-р Љупчо Димитриевски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

A CONTRIBUTION TO THE THEORY OF CRITICAL STATE IN THE ANALYSIS OF BEHAVIOUR OF PARTICULAR SOILS

ПРИЛОГ ВО ТЕОРИЈАТА НА КРИТИЧНА СОСТОЈБА ПРИ АНАЛИЗА НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА ОДРЕДЕНИ ВИДОВИ ПОЧВИ

- **Zlate Janakievski, BSc., Ljubomir Dimitrovski, BSc. and Goran Micev, BSc.**
  Злате Јанакиевски, дипл.град.инж., Љубомир Димитровски, дипл.град.инж. и Горан Мицев, дипл.град.инж.
  BETON Construction company, No 1 Skopje Branch
  ГП БЕТОН А.Д., РЕ I градилиште - Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

DAM SPILLWAY STRUCTURE OF THE HYDRO-ELECTRICAL POWER PLANT "KOZJAK"

ПРЕЛИВЕН ОРГАН НА БРАНАТА НА ХИДРОЕЛЕКТРАНАТА "КОЗЈАК"

1997

- **Prof. Vasil Vitanov, Ph.D.**
  Проф. д-р Васил Витанов
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific research project:
за научно-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL ANALYSIS OF THE STRESS FUNCTION IN THE SOIL - STRUCTURE INTERACTION PROBLEM

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА И ТЕОРИСКА АНАЛИЗА НА ФУНКЦИЈАТА НА НАПРЕГАЊАТА ВО ПРОБЛЕМОТ НА ИНТЕРАКЦИЈА ПОЧВА - КОНСТРУКЦИЈА

- **GRANITPROEKT - GRANIT DOOEL - Skopje**
  EE MAVROVOPROEKT, MAVROVO Construction Company - Skopje
  ГРАНИТПРОЕКТ - ГРАНИТ ДООЕЛ - Скопје
  ЕЕ МАВРОВОПРОЕКТ, АДГ МАВРОВО - Скопје

special MASE award
посебно признание на ДГКМ

COMPLEX DESIGN OF E-65 MOTORWAY AND MOTORWAY STRUCTURES BETWEEN SKOPJE AND TETOVO

КОМПЛЕКСНО ПРОЕКТИРАЊЕ НА АВТОПАТОТ и ОБЈЕКТИТЕ НА АВТОПАТОТ Е-65 МЕЃУ СКОПЈЕ и ТЕТОВО

1998

- **Assist. Veronika Sendova, Ph.D.**
  Асист. д-р Вероника Шендова
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC STRENGTHENING AND REPAIR OF BYZANTINE CHURCHES (9th to 14th Century) IN THE REPUBLIC OF MACEDONIA
СЕИЗМИЧКО ЗАЈАКНУВАЊЕ И САНАЦИЈА НА ВИЗАНТИСКИ ЦРКВИ (IX до XIV век) ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

1999

- **Assist. prof. Vlado Micov, Ph.D.**
  Доц. д-р Владо Мицов
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT OF SYSTEMS FOR VIBRATION CONTROL AND MITIGATION OF SEISMIC RISK PERTAINING TO BRIDGE STRUCTURES

РАЗВОЈ НА СИСТЕМИ ЗА КОНТРОЛА НА ВИБРАЦИИ И СМАЛУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ

- **Assist. prof. Elena Dumova-Jovanovska, Ph.D.**
  Доц. д-р Елена Думова-Јовановска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

special MASE award for the scientific researh project:
посебно признание на ДГКМ за научно-истражувачкиот труд:

FRAGILITY CURVES FOR REINFORCED CONCRETE FRAME-WALL STRUCTURES

КРИВИ НА ПОВРЕДЛИВОСТ ЗА АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ ВО ВИСОКОГРАДБАТА

2000

- **Assist. prof. Liljana Denkovska, Ph.D.**
  Доц. д-р Лилјана Денковска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LARGE DISPLACEMETS ON THE RESPONSE OF THE REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURES

ВЛИЈАНИЕ НА ГОЛЕМИТЕ ПОМЕСТУВАЊА НА ОДГОВОРОТ НА СКЕЛЕТНИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ

2001

- **Assist. prof. Zoran Rakicevic, Ph.D.**
  Доц. д-р Зоран Ракиќевиќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

SEISMIC BEHAVIOUR OF BUILDINGS WITH PASSIVE SYSTEMS FOR INCREASING OF STIFFNESS AND DAMPING

СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА ЗГРАДИ СО ПАСИВНИ СИСТЕМИ ЗА ЗГОЛЕМУВАЊЕ НА КРУТОСТА И ПРИГУШУВАЊЕТО

- **Assist. prof. Petar Cvetanovski, Ph.D.**
  Доц. д-р Петар Цветановски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

LIMIT STATE-CRITICAL TEMPERATURE MODEL IN FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF STEEL STRUCTURES

МОДЕЛ НА ГРАНИЧНА СОСТОЈБА-КРИТИЧНА ТЕМПЕРАТУРА ВО АНАЛИЗАТА НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ЧЕЛИЧНИТЕ КОНСТРУКЦИИ

- **Trifun Paskalov, Vukan Njagulj, Georgi Selev, Vera Pilipovic, Vladimir Corbeski**
  Трифун Паскалов, Вукан Њагуљ, Ѓеорги Шелев, Вера Пилиповиќ, Владимир Чорбески
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

special mase award for the structural design project of:
посебно признание на ДГКМ за главниот проект на конструкцијата на објектот:

BRIDGE OVER LAKE "KOZJAK" AT ZDUNJE VILLAGE

МОСТ ПРЕКУ АКУМУЛАЦИЈАТА "КОЗЈАК" КАЈ СЕЛО ЗДУЊЕ

- **Predrag Gavrilovic, Golubka N. Cvetanovska, Kosta Talaganov, Nikola Mijic, Roberta Petrusevska, Blagojce Stojanovski, Elena Gjorgjievska**
  Предраг Гавриловиќ, Голубка Н. Цветановска, Коста Талаганов, Никола Мијиќ, Роберта Петрушевска, Благојче Стојановски, Елена Ѓорѓиевска

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

THE STRUCTURE OF THE CHURCH "ST. PANTELEYMON" - PLAOSHNIK – OHRID

КОНСТРУКЦИЈА НА ЦРКВАТА "СВ. ПАНТЕЛЕЈМОН" - ПЛАОШНИК - ОХРИД

2002

- **Assist. prof. Lidija S. Krstevska, Ph.D.**
  Доц. д-р Лидија С. Крстевска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

DEVELOPMENT AND APPLICATION OF NON-LINEAR MICRO-MODELS FOR EVALUATION OF SEISMIC BEHAVIOUR OF RC FRAMES INFILLED WITH PLAIN AND REINFORCED MASONRY

РАЗВОЈ И ПРИМЕНА НА НЕЛИНЕАРНИ МИКРОМОДЕЛИ ЗА ЕВАЛУАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКО ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИТЕ РАМКОВНИ КОНСТРУКЦИИ СО ИСПОЛНА ОД НЕАРМИРАНА И АРМИРАНА SИДАРИЈА

- **Assist. prof. Violeta Mircevska, Ph.D.**
  Доц. д-р Виолета Мирчевска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

3D NONLINEAR MODEL FOR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF ROCK-FILL DAMS

3Д НЕЛИНЕАРЕН МОДЕЛ ЗА СТАТИЧКА И ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА НАСИПНИ БРАНИ

- **Assist. prof. Meri Cvetkovska, Ph.D.**
  Доц. д-р Мери Цветковска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

NONLINEAR STRESS STRAIN BEHAVIOUR OF RC ELEMENTS AND RC FRAMES EXPOSED TO FIRE

ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ И ЛИНИСКИ НОСАЧИ ВО УСЛОВИ НА ПОЖАР

- **KARAGORGEV Petar, BSc.**
  Дипл. град. инж. Петар Караѓорѓев

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

BRIDGE OVER LAKE "KOZJAK" AT ZDUNJE VILLAGE

МОСТ ПРЕКУ АКУМУЛАЦИЈАТА "КОЗЈАК" КАЈ СЕЛО ЗДУЊЕ

2003

- **Stanislav Milovanovic, Sande Atanasovski, Grozde Aleksovski, Sergej Curilov**
  Станислав Миловановиќ, Санде Атанасовски, Грозде Алексовски, Сергеј Чурилов
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

RECONSTRUCTION AND ADAPTATION OF THE HOTEL "EPINAL" IN BITOLA

КОНСТРУКЦИЈА И АДАПТАЦИЈА НА ХОТЕЛОТ "ЕПИНАЛ" ВО БИТОЛА

- **Mihail Garevski, Veronika Sendova, Blagojce Stojanoski**
  Михаил Гаревски, Вероника Шендова, Благојче Стојаноски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

RECONSTRUCTION OF THE SRUCTURE OF "St. BOGORODICA" ORTHODOX CHURCH IN SKOPJE

РЕКОНСТРУКЦИЈА НА КОНСТРУКЦИЈА НА ПРАВОСЛАВНИОТ СОБОРЕН ХРАМ "СВ. БОГОРОДИЦА" ВО СКОПЈЕ

- **Srebro Tomov, Ljupco Dimitrievski, Garet Evans, Sasa Zivadinovic**
  Сребро Томов, Љупчо Димитриевски, Гарет Еванс, Саша Живадиновиќ
  GEING - Krebs und Kifer international Ltd.
  ГЕИНГ - Кребс унд Кифер интернешнл и други ДОО

special MASE award for the structural design project of:
посебно признание на ДГКМ за главниот проект на конструкцијата на објектот:

EROSION CONTROL DESIGN WITH FORTRAC 3D AND BIOMAC S/C ON THE E75 MOTORWAY, NEGOTINO-DEMIR KAPIJA SECTION, PHASE 3 FROM KM 116+990 TO 123+521

ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЗАШТИТА НА КОСИНИТЕ ОД ЕРОЗИЈА СО ПРИМЕНА НА FORTRAC 3D И BIOMAC S/C НА АВТОПАТОТ Е75 ОД НЕГОТИНО ДО Д.КАПИЈА ФАЗА 3, ДЕЛНИЦА ОД КМ 116+990 ДО 123+521

- **Miodrag Manic, Phd.**
  д-р Миодраг Маниќ
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

EMPIRICAL SCALING MODELS OF FOURIER SPECTRA BASED ON STRONG MOTION DATA OBTAINED IN FORMER YUGOSLAVIA

МОДЕЛИ ЗА ЕМПИРИСКО СКАЛИРАЊЕ НА ФУРИЕВИ СПЕКТРИ ВРЗ БАЗА НА СИЛНИТЕ ДВИЖЕЊА ДОБИЕНИ ВО ПРАНЕШНА ЈУГОСЛАВИЈА

- **Assist. prof. Goran Markovski, Phd.**
  Доц. д-р Горан Марковски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

INFLUENCE OF LIVE LOADS ON THE TIME- DEPENDENT PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS BEHAVIOUR

ВЛИЈАНИЕ НА ПРОМЕНЛИВИТЕ ТОВАРИ НА ОДНЕСУВАЊЕТО НА ПРЕДНАПРЕГНАТИ АРМИРАНО-БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ТЕК НА ВРЕМЕ

- **Assist. prof. Roberta Petrusevska-Apostolska**
  Доц. д-р Роберта Петрушевска-Апостолска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

APPLICATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE IN DESIGN OF SEISMICALLY RESISTANT STRUCTURES

ПРИМЕНА НА УЛТРАЈАКИ БЕТОНИ ВО ПРОЕКТИРАЊЕТО НА СЕИЗМИЧКИ ОТПОРНИ КОНСТРУКЦИИ

- **Assist. prof. Goran Trendafiloski**
  Доц. д-р Горан Трендафилоски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

GIS-ORIENTED METHOD FOR ELABORATION OF PROBABILISTIC EARTHQUAKE SCENARIOS

ГИС-ОРИЕНТИРАН МЕТОД ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ВЕРОЈАТНОСНИ ЗЕМЈОТРЕСНИ СЦЕНАРИЈА

2004

- **Slavejko Georgiev, Srebro Tomov, Ljupco Dimitrievski**
  Славејко Георгиев, Сребро Томов, Љупчо Димитриевски
  CC Pelagonija – Skopje, GEING - Krebs und Kifer international Ltd.
  АДГ Пелагонија – Скопје, ГЕИНГ - Кребс унд Кифер интернешнл и други ДОО

special MASE award for the construction of:
посебно признание на ДГКМ за изведбата на конструкцијата на објектот:

EROSION CONTROL CONSTRUCTION WITH FORTRAC 3D AND BIOMAC S/C ON THE E75 MOTORWAY, NEGOTINO-DEMIR KAPIJA SECTION, PHASE 3 FROM KM 116+990 TO 123+521

ИЗВЕДБА НА ЗАШТИТА НА КОСИНИТЕ ОД ЕРОЗИЈА СО ПРИМЕНА НА FORTRAC 3D И BIOMAC S/C НА АВТОПАТОТ Е75 ОД НЕГОТИНО ДО Д.КАПИЈА ФАЗА 3, ДЕЛНИЦА ОД КМ 116+990 ДО 123+521

- **Biserka Dimiskovska, Phd.**
  д-р Бисерка Димишковска
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

CONTRIBUTION TO TECHNICAL AND TECHNOLOGICAL RISK ASSESMENT BY MODELING THE COSEQUENCES UPON THE ENVIRONMENT

ПРИЛОГ КОН АНАЛИЗАТА НА ТЕХНИЧКО ТЕХНОЛОШКИ РИЗИЦИ СО МОДЕЛИРАЊЕ НА ПОСЛЕДИЦИТЕ НА ЖИВОТНАТА СРЕДИНА

2005

- **Assist. prof. Dragi M. Dojcinovski, Ph.D.**
  Доц. д-р Драги М. Дојчиновски
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

ANALYSIS OF GLOBAL DAMAGE AND FUNCTIONING OF HIGHWAY SYSTEMS IN EARTHQUAKE CONDITIONS

ПРИЛОГ КОН АНАЛИЗАТА НА ГЛОБАЛНИТЕ ОШТЕТУВАЊА И ФУНКЦИОНАЛНОСТА НА ПАТНИ СИСТЕМИ ВО УСЛОВИ НА ЗЕМЈОТРЕС

2006

- **Assist. prof. Todorka Samardzioska, Ph.D.**
  Доц. д-р Тодорка Самарџиоска
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

BE DRM-MD FOR MODELING FRACTURED POROUS MEDIA: SINGLE AND TWO-PHASE FLOW AND TRANSPORT

МЕТОДАТА НА ГРАНИЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА МОДЕЛИРАЊЕ НА ИСПУКАНИ ПОРОЗНИ СРЕДИНИ: ЕДНО И ДВОФАЗЕН ТЕК И ТРАНСПОРТ

- **Assist. prof. Ilios Vilos, Ph.D.**
  Доц.д-р Илиос Вилос
  Technical faculty, University "Sts. Kliment Ohridski", Bitola
  Технички факултет, Универзитет „Св. Климент Охридски", Битола

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

CONTRIBUTION TOWARDS RESEARCH OF THE LIMIT STATE OF END PLATE CONNECTIONS WITH HIGH STRENGHT BOLTS OF STEEL STRUCTURES

ПРИЛОГ КОН ИСТРАЖУВАЊЕТО НА ГРАНИЧНАТА НОСИВОСТ НА ВРСКА СО ЧЕЛНА ПЛОЧА И ВИСОКОВРЕДНИ ЗАВРТКИ ОД ЧЕЛИЧНИ КОНСТРУКЦИИ

- **Prof. Ljubomir Taskov, Assist. prof. Lidija Krstevska, Prof. Mihail Garevski, Vladimir Gocevski***
  Проф. Љубомир Ташков, Доц. Лидија Крстевска, Проф. Михаил Гаревски, Владимир Гоцевски*
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје
  * Hidro Quebec, Canada
  * Хидро Квебек, Канада

for the experimental researh project:
за експериментално-истражувачкиот труд:

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF SEISMIC STABILITY ON MASONRY WALLS AT BEAUHARNOIS POWERHOUSE

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСТРАЖУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКАТА СТАБИЛНОСТ НА ЅИДОВИ ОД ТУЛА ОД МАШИНСКАТА ЗГРАДА НА ХИДРОЕЛЕКТРАНАТА BEAUHARNOIS

- **Yavuz EKINCI, MSc. Civ.eng.**
  М-р Јавуз Екинчи, дипл. град. инж.
  CESAS, Skopje
  ЦЕСАШ, Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REPAIR AND STRENGTHENING OF THE BRIDGES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

ПОПРАВКА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА МОСТОВИТЕ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Prof. Sande Atanasovski, Prof. Zoran Desovski, Assist.prof. Goran Markovski, Assist. Todorka Samardzioska, Assist. Viktor Mihajlov, Assist. Koce Todorov, Assist. Oliver Kolevski**
  Проф.Санде Атанасовски, Проф. Зоран Десовски, Доц. Горан Марковски, Асист. Тодорка Самарџиоска, Асист. Виктор Михајлов, Пом. асист. Коце Тодоров, Пом. асист. Оливер Колевски

Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

DESIGN FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF THE BRIDGES ON THE MOTORWAY SECTION KATLANOVO-VELES

ПРОЕКТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И ПОПРАВКА НА МОСТОВИТЕ НА ПАТНИОТ ПРАВЕЦ КАТЛАНОВО-ВЕЛЕС

2007

- **Assist. prof. Grozde Aleksovski, Ph.D.**
  Доц. д-р Грозде Алексовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:

HOMOGENIZATION METHOD IN STRUCTURAL ANALYSIS

МЕТОДОТ НА ХОМОГЕНИЗАЦИЈА ВО АНАЛИЗАТА НА КОНСТРУКЦИИТЕ

- **Prof. Sande Atanasovski**
  Проф.Санде Атанасовски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

DESIGN FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF THE BRIDGES ON THE REPUBLIC OF MACEDONIA – PHASE LOT2

ПРОЕКТ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ И ПОПРАВКА НА МОСТОВИТЕ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА – ФАЗА LOT2

- **Mihail Garevski, Blagojce Stojanoski, Igor Gjorgjiev**
  Михаил Гаревски, Благојче Стојаноски, Игор Ѓорѓиев
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the structural design project of:
за главниот проект на конструкцијата на објектот:

CONSTRUCTION OF THE OLD SKOPJE CENTRE THEATRE

ИЗГРАДБА НА СТАРИОТ СКОПСКИ ТЕАТАР СКОПЈЕ

- **Gjore Jovanoski, Ilija Markov, Tome Vasilevski**
  Ѓоре Јованоски, Илија Марков, Томе Василевски
  CC Beton – Skopje
  АДГ Бетон – Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER TOWER AT OF H.S. "LISICHE"

ИЗГРАДБА НА ВОДОЗАФАТНА КУЛА НА Х.С. „ЛИСИЧЕ"

2008

- **Federico Mazzolani, Kril Gramatikov, Raffaele Landolfo, Gianfranco De Matteis, Ljupco Tashkov, Lidija Krstevska, Ljupco Lazarov, Gjorgi Kokalanov, Elena Dumova-Jovanoska a**
  Федерико Мацолани, Кирил Граматиков, Рафаеле Ландолфо, Џанфранко Де Матеис, Љупчо Ташков, Лидија Крстевска, Љупчо Лазаров, Ѓорги Кокаланов, Елена Думова-Јованоск

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:
PROHREPAIR NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THREE STRENGTHENING TECHNIQUES APPLIED ON THREE LARGE SCALE MODELS IN THE FRAME OF PROHITECH PROJECT

НУМЕРИЧКА И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА АНАЛИЗА НА ТРИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ТРИ МОДЕЛА ВО РАМКИТЕ НА ПРОЕКТОТ

- **CESAS, Skopje**
  ЏЕСАШ, Скопје

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:

REPAIR AND STENGTHENING OF BRIDGES AND CARRIAGEWAY STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

САНАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА МОСТОВИ И КОЛОВОЗНИ СТРУКТУРИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

- **Kosta Antovski, Sasho Bardakovski, Goce Dimeski and Kosta Kochkov**
  Коста Антовски, Сашо Бардаковски, Гоце Димески и Коста Кочков
  FAKOM, Skopje
  ФАКОМ, Скопје

special MASE award for the construction of:
посебно признание на ДГКМ за изведбата на конструкцијата на објектот:
CONSTRUCTION OF THE STRUCTURE OF THE STEEL ROAD BRIDGE OVER THE SAVA RIVER AT SREMSKA RACHA

ИЗВЕДБА НА НОСИВАТА КОНСТРУКЦИЈА НА ЧЕЛИЧНИОТ ПАТЕН МОСТ ПРЕКУ РЕКА САВА КАЈ СРЕМСКА РАЧА

2010

- **Assist. prof. Toni Arangelovski, Ph.D.**
  Доц. д-р Тони Аранѓеловски
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:
TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF REINFORCED HIGH-STRENGTH CONCRETE ELEMENTS UNDER ACTION OF VARIABLE LOADS

ОДНЕСУВАЊЕ НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ОД ВИСОКОЈАКОСЕН БЕТОН ПОД ДЕЈСТВО НА ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ ВО ТЕК НА ВРЕМЕ

- **“ZIKOL”-STRUMICA**
  ДГТ „ЖИКОЛ“-СТРУМИЦА

for the construction of:
за изведбата на конструкцијата на објектот:
SQUARE WITH UNDERGROUND STREETS GOCE DELCEV-STRUMICA

ПЛОШТАД СО ПОДЗЕМНИ СООБРАЌАЈНИЦИ ГОЦЕ ДЕЛЧЕВ-СТРУМИЦА

2011

- **Assist. prof. Igor Gjorgjiev, Ph.D.**
  Доц. д-р Игор Ѓорѓиев
  Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM, Skopje
  Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија - Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:
ANALYTICAL MODEL FOR RUBBER BEARINGS BASED ON EXPERIMENTAL RESULTS

АНАЛИТИЧКИ МОДЕЛ ЗА ГУМЕНИ ЛЕЖИШТА НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ РЕЗУЛТАТИ

2012

- **Assist. prof. Sergej Churilov, Ph.D.**
  Доц. д-р Сергеј Чурилов
  Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje
  Градежен факултет, УКИМ, Скопје

for the scientific researh project:
за научно-истражувачкиот труд:
EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF STRENGTHENED MASONARY

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ЗАЈАКНАТА ЅИДАРИЈА

BOOK OF ABSTRACTS
16th INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF MASE

C O N T E N T S

MA *MASE AWARDS*

MA-1 EDIP Kemal **1**
DEVELOPMENT OF THREE PHASE MODEL WITH FINITE AND INFINITE ELEMENTS FOR DYNAMIC ANALYSIS OF SOIL MEDIA
ЕДИП Кемал
РАЗВИВАЊЕ НА ТРОФАЗЕН МОДЕЛ ОД КОНЕЧНИ И БЕСКОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЧВАТА

MA-2 KOCKOV Kosta, SPIROVSKI Aleksandar, BARDAKOSKI Saso, GISHEVA Violeta **6**
CONSTRUCTION OF NATIONAL SPORT ARENA FILIP II IN SKOPJE
КОЧКОВ Коста, СПИРОВСКИ Александар, БАРДАКОСКИ Сашо, ГИШЕВА Виолета
ИЗГРАДБА НА НАЦИОНАЛНАТА СПОРТСКА АРЕНА ФИЛИП II ВО СКОПЈЕ

MA-3 MILUTINOVIC Zoran, GAREVSKI Mihail, SALIC Radmila **13**
ABUDHABI EMIRATE, UAE, SYSTEM FOR SEISMIC RISK MONITORING AND MANAGEMENT
МИЛУТИНОВИЌ Зоран, ГАРЕВСКИ Михаил, ШАЛИЌ Радмила
СИСТЕМ ЗА СЛЕДЕЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК И СПРАВУВАЊЕ СО НЕГОВИТЕ ПОСЛЕДИЦИ ВО ЕМИРАТОТ АБУ ДАБИ, ОАЕ

MA-4 SLAVEVSKI Mile **23**
CONSTRUCTION OF "ST. PETKA" DAM
СЛАВЕВСКИ Миле
ИЗГРАДБА НА БРАНАТА „СВ. ПЕТКА"

MA-5 BOGDANOVIC Aleksandra **38**
OPTIMAL DAMPER PLACEMENT IN STEEL FRAME STRUCTURES USING GENETIC ALGORITHM
БОГДАНОВИЌ Александра
ОПТИМАЛНА МЕСТОПОЛОЖБА НА ДАМПЕРИ ВО ЧЕЛИЧНИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ГЕНЕТСКИ АЛГОРИТАМ

MA-6 LAZAREVSKA Marijana **52**
MODELING THE MANAGEMENT OF CIVIL ENGINEERING PROJECTS THROUGH THE APPLICATION OF FUZZY-NEURAL NETWORKS
ЛАЗАРЕВСКА Маријана
МОДЕЛИРАЊЕ НА УПРАВУВАЊЕТО СО ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ-НЕВРОНСКИ МРЕЖИ

MA-7 MILANOVSKA Jasminka, TASEVSKI Dobre **64**
REHABILITATION OF THE BRIDGE MELNICKI ON THE STATE ROAD R 1202 SECTION MAVROVO-DEBAR
МИЛАНОВСКА Јасминка, ТАСЕВСКИ Добре
САНАЦИЈА НА МЕЛНИЧКИ МОСТ НА ДРЖАВЕН ПАТ Р 1202 НА ДЕЛНИЦА МАВРОВО-ДЕБАР

MA-8 NAKOV Darko **71**
TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER SUSTAINED AND REPEATED VARIABLE LOADS
НАКОВ Дарко
ОДНЕСУВАЊЕ НА МИКРОАРМИРАНИ БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ПОД ДЕЈСТВО НА ПОСТОЈАНИ И ПОВТОРУВАНИ ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ

MA-9 TODOROV Koce **85**
SEISMIC PERFORMANCE OF MASONRY INFILLED R.C. FRAMES WITH OPEN FIRST STOREY
ТОДОРОВ Коце
СЕИЗМИЧКИ ПЕРФОРМАНСИ НА ИСПОЛНЕТИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАМКИ СО ОТВОРЕН ПРВ КАТ

MA-10 TRAJANOVSKI Goran, SPIROVSKI Aleksandar, VELKOVSKI Igor **105**
DETAILED DESIGN OF SEWA, WAANJE AND MOA RIVER BRIDGES IN SIERRA LEONE
ТРАЈАНОВСКИ Горан, СПИРОВСКИ Александар, ВЕЛКОВСКИ Игор
ПРОЕКТИРАЊЕ НА МОСТОВИ НА РЕКИТЕ СЕВА, ВАНЏИ И МОА ВО СИЕРА ЛЕОНЕ

MA-11 ZAFIROVSKI Zlatko **115**
PROBABILISTIC APPROACH FOR DEFINING ROCK MASS PROPERTIES IN STRESS – STRAIN ANALYSIS IN TUNNELING
ЗАФИРОВСКИ Златко
ПРОБАБИЛИСТИЧКИ ПРИСТАП ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА КАРАКТЕРИСТИКИ НА КАРПЕСТИ МАСИ ПРИ СТАТИЧКА АНАЛИЗА НА ТУНЕЛИ

IP* *INVITED PAPERS*

IP-1 BJEGOVIĆ Dubravka **122**
MATERIALS FOR NEW TYPES AND TECHNOLOGIES OF CONCRETE
БЈЕГОВИЌ Дубравка
МАТЕРИЈАЛИ ЗА НОВИ ВИДОВИ И ТЕХНОЛОГИИ НА БЕТОН

IP-2 CRUZ Helena **146**
SUSTAINABLE USE OF TIMBER IN CONSTRUCTION – SPECIFICATION, DETAILING, MAINTENANCE AND REPAIR FOR EXTENDED LIFE
КРУЗ Хелена
ОДРЖЛИВА УПОТРЕБА НА ДРВОТО ВО ГРАДЕЖНИШТВОТО – СПЕЦИФИКАЦИЈА, ОДРЖУВАЊЕ И ПОПРАВКА ЗА ПРОДОЛЖУВАЊЕ НА ВЕКОТ НА КОНСТРУКЦИЈАТА

IP-3 FOLLESA Maurizio, FRAGIACOMO Massimo **156**
SEISMIC DESIGN OF CROSS-LAMINATED TIMBER BUILDINGS ACCORDING TO EUROCODE 8
ФОЛЕСА Маурицио, ФРАЏИАКОМО Масимо
СЕИЗМИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ НА НАКРСНО ЛАМИНИРАНИ ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД 8

IP-4 GEORGIEV Tzvetan, RANGELOV Nikolaj **169**
INTRODUCTION OF EUROCODES IN BULGARIA AND IMPLEMENTATION OF EUROCODE 3
ГЕОРГИЕВ Цветан, РАНГЕЛОВ Николај
ВОВЕДУВАЊЕ НА ЕВРОКОДОВИТЕ ВО БУГАРИЈА И СПРОВЕДУВАЊЕ НА ЕВРОКОД 3

IP-5 KOCAR Joze **181**
EUROPEAN REGULATION ON CONSTRUCTION PRODUCTS – PRINCIPLES AND IMPLEMENTATION
КОЧАР Јоже
ЕВРОПСКА РЕГУЛАТИВА ЗА ГРАДЕЖНИ МАТЕРИЈАЛИ-ПРИНЦИПИ И ИМПЛЕМЕНТАЦИЈА

IP-6 MESCHKE Günther, NINIC Jelena, FREITAG Steffen, CAO Ba Trung, ALSAHLY Abdullah, GALL Vojtech **183**
PREDICTIONS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTIONS IN MECHANIZED TUNNELLING AND TBM STEERING SUPPORT
МЕШКЕ Гунтер, НИНИЧ Јелена, ФРЕИТАГ Стефан, КАО Ба Трунг, АЛСАХЛУ Абдула, ГАЛ Војтеч
ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ИНТЕРАКЦИЈА ПОЧВА-КОНСТРУКЦИЈА ПРИ МЕХАНИЗИРАНА ГРАДБА НА ТУНЕЛ И ТВМ УПРАВУВАЧКА ПОДРШКА

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

IP-7 MILEV Jordan, MILEV Nikolay, GEORGIEV Georgi **194**
PROBLEMS ON THE APPLICATION OF EUROCODES FOR SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS
МИЛЕВ Јордан, МИЛЕВ Николај, ГЕОРГИЕВ Ѓорги
ПРОБЛЕМИ ПРИ ПРИМЕНА НА ЕВРОКОДОВИТЕ ПРИ СЕИЗМИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЗГРАДИ

IP-8 TRAYKOVA Marina **211**
APPLICATION OF THE EUROCODE STANDARDS IN THE REHABILITATION AND STRENGTHENING OF EXISTING AND HISTORICAL BUILDINGS
ТРАЈКОВА Марина
ПРИМЕНА НА ЕВРОКОДОВИТЕ ПРИ РЕХАБИЛИТАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОСТОЈНИ И ИСТОРИСКИ ОБЈЕКТИ

IP-9 ULICEVIC Mladen, VUJOVIC Pero **216**
CONCEPTUAL AND PRELIMINARY BRIDGES DESIGN ON HIGHWAY PODGORICA-MATEŠEVO
УЛИЌЕВИЌ Младен, ВУЈОВИЌ Перо
КОНЦЕПТУАЛНО И ПРЕЛИМИНАРНО ПРОЕКТИРАЊЕ НА МОСТОВИ НА АВТОПАТОТ ПОДГОРИЦА-МАТЕШЕВО

SC* *SUSTAINABLE CONSTRUCTIONS*

SC-1 CVETKOVSKA Meri, TRPEVSKI Strahinja, ANDREEV Andrej, TROMBEVA-GAVRILOSKA Ana, LAZAREVSKA Marijana, PAPASTEREVSKI Dimitar **226**
ENERGY DEMAND FOR ACHIEVING PASSIVE HOUSE STANDARD AS FUNCTION OF BUILDING ENVELOPE
ЦВЕТКОВСКА Мери, ТРПЕВСКИ Страхиња, АНДРЕЕВ Андреј, ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА ЛАЗАРЕВСКА Ана, Маријана ПАПАСТЕРЕВСКИ Димитар
ОБВИВКА НА ЗГРАДА И ЕНЕРГЕТСКО БАРАЊЕ ЗА ПОСТИГНУВАЊЕ СТАНДАРД НА ПАСИВНА КУЌА

SC-2 CVETKOVSKA Meri, TRPEVSKI Strahinja, PAPASTEREVSKI Dimitar **238**
ESTABLISHING SUSTAINABILITY ASSESSMENT WITH AN "OPEN HOUSE"METODOLOGY
ЦВЕТКОВСКА Мери, ТРПЕВСКИ Страхиња, ПАПАСТЕРЕВСКИ Димитар
ВОСПОСТАВУВАЊЕ НА ПРОЦЕНКА ЗА ОДРЖЛИВОСТ НА ОБЈЕКТИ СО "OPEN HOUSE" МЕТОДОЛОГИЈА

SC-3 GRUJOSKA Vesna, SAMARDZIOSKA Todorka **247**
APPLICATION OF INFRARED THERMOGRAPHY IN BUILDINGS RESEARCH
ГРУЈОСКА Весна, САМАРЏИОСКА Тодорка
ПРИМЕНА НА ИНФРАЦРВЕНА ТЕРМОГРАФИЈА ЗА ИСТРАЖУВАЊЕ НА ОБЈЕКТИ

SC-4 ILIEVA Yuliya **253**
IMPROVEMENT OF THE SOUND INSULATION PROPERTIES OF THE SINGLE "WARM" ROOF
ИЛИЕВА Јулија
ПОДОБРУВАЊЕ НА КАРАКТЕРИСТИКИТЕ НА ЗВУЧНАТА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ „ТОПОЛ" КРОВ

SC-5 JOVANOSKA Milica, SAMARDZIOSKA Todorka, CHIFLIGANEC Cvetanka **261**
SOUND INSULATION OF PARTITION WALLS IN PRACTICE
ЈОВАНОСКА Милица, САМАРЏИОСКАТодорка, ЧИФЛИГАНЕЦ Цветанка
ЗВУЧНА ИЗОЛАЦИЈА НА ПРЕГРАДНИТЕ ЅИДОВИ ВО ПРАКТИКАТА

SC-6 KAZAKOV Konstantin, YANAKIEVA Ana, HANDRULEVA Anita, STOYNOVA Iliana, MATUSKI Vladimir **269**
COMPARATIVE ANALYSIS OF PHASED ENERGETIC RENOVATION OF AN OFFICEBUILDING, SITUATED IN SOFIA
КАЗАКОВ Константин, ЈАНАКИЕВА Ана, ХАНДРУЛЕВА Анита, СТОЈНОВА Илиана, МАТУСКИ Владимир
КОМПРАРАТИВНА АНАЛИЗА НА ЕНЕРГЕТСКО РЕНОВИРАЊЕ НА ДЕЛОВЕН ОБЈЕКТ ВО СОФИЈА

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

SC-7	MARKOVSKI Goran **UNSUSTAINABLE SUSTAINABILITY** МАРКОВСКИ Горан **НЕОДРЖЛИВА ОДРЖЛИВОСТ**	275
SC-8	PENCIC Divna, RADEVSKI Aleksandar **SUSTAINABLE URBAN DEVELPOMENT: EXPLORING THE ARISING PROBLEM OF LIGHT POLLUTION** ПЕНЧИЌ Дивна, РАДЕВСКИ Александар **ОДРЖЛИВ УРБАН РАЗВОЈ: ИСТРАЖУВАЊЕ НА РАСТЕЧКИОТ ПРОБЛЕМ НА СВЕТЛОСНО ЗАГАДУВАЊЕ**	281
SC-9	RADEVSKI Aleksandar, PENCIC Divna **OVERVIEW OF THE CONSTRUCTIONS WITH SHADING DEVICES BUILT IN MACEDONIA** РАДЕВСКИ Александар, ПЕНЧИЌ Дивна **ПРЕГЛЕД НА ИЗВЕДЕНИ ОБЈЕКТИ СО ЕЛЕМЕНТИ ЗА ЗАСЕНУВАЊЕ ВО МАКЕДОНИЈА**	290
SC-10	TRAYKOVA Marina, RANGELOVA Fantina **REHABILITATION AND STRENGTHENING AS A METHOD OF SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF EXISTING BUILDINGS** ТРАЈКОВА Марина, РАНГЕЛОВА Фантина **РЕКОНСТРУКЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ КАКО МЕТОД ЗА ОДРЖЛИВ РАЗВОЈ НА ПОСТОЕЧКИ ОБЈЕКТИ**	299

CM* *CONSTRUCTION MATERIALS*

CM-1 CEREPNALKOVSKA Sonja, MITROV Ljubomir **306**
EQUAL TREATMENT ON THE MARKET OF CONSTRUCTION PRODUCTS
ЧЕРЕПНАЛКОВСКА Соња, МИТРОВ Љубомир
ЕДНАКОВ ТРЕТМАН НА ГРАДЕЖНИТЕ ПРОИЗВОДИ НА ПАЗАРОТ

CM-2 CHOBANOV LECHEV Plamen, NELKOV NENOV Konstantin **313**
EFFECTS OF HYGROTHERMAL BEHAVIOR OF SINGLE-LAYERED ASSEMBLIES CALCULATED BY THE CLASSICAL METHOD, TAKING INTO ACCOUNT CAPILLARY ACTIVE PROPERTIES
ЧОБАНОВ ЛЕЧЕВ Пламен, НЕЛКОВ НЕНОВ Константин
ЕФЕКТИ ОД ХИГРОТЕРМАЛНО ОДНЕСУВАЊЕ НА ФАСАДНА КОНСТРУКЦИЈА ПРЕСМЕТАНИ СПОРЕД КЛАСИЧНА МЕТОДА ЗЕМАЈЌИ ГИ ВО ПРЕДВИД КАПИЛАРНО АКТИВНИТЕ СВОЈСТВА

CM-3 JANKOVIC Ksenija, BOJOVIC Dragan, STOJANOVIC Marko, LONCAR Ljiljana, ANTIC Lana **319**
THE INFLUENCE OF TAILINGS AS A PARTIAL SUBSTITUTE IN AGGREGATE WITH SULPHATE-RESISTANT CEMENT TO SCC CONCRETE DURABILITY
ЈАНКОВИЌ Ксенија, СТОЈАНОВИЌ Марко, БОЈОВИ Драган, ЛОНЧАР Лилјана, АНТИЌ Лана
ВЛИЈАНИЕТО НА ЈАЛОВИНАТА КАКО ДЕЛУМНА ЗАМЕНА ЗА АГРЕГАТ ВРЗ ТРАЈНОСТА НА САМО-КОМПАКТИРАЧКИ БЕТОН НАПРАВЕН ОД СУЛФАТНО ОТПОРЕН ЦЕМЕНТ

CM-4 JANKOVIC Ksenija, STOJANOVIC Marko, BOJOVIC Dragan, LONCAR Ljiljana, ANTIC Lana **325**
THE POSSIBILITY OF THE USE OF CEM IV IN AGGRESSIVE ENVEROMENTS
ЈАНКОВИЌ Ксенија, СТОЈАНОВИЌ Марко, БОЈОВИЌ Драган, ЛОНЧАР Лилјана, АНТИЌ Лана
МОЖНОСТА ЗА УПОТРЕБА НА CEM IV ВО АГРЕСИВНИ СРЕДИНИ

CM-5 JEVTIC Dragica, ZAKIC Dimitrije, ASKRABIC Marina **332**
POSSIBILITIES OF BUILDING STRUCTURES USING EXPOSED CONCRETE – FACTORS OF INFLUENCE
ЈЕВТИЌ Драгица , ЗАКИЌ Димитрије, АШКРАБИЌ Марина
МОЖНОСТ ЗА ИЗГРАДБА НА ОБЈЕКТИ ОД НАТУР БЕТОН – ФАКТОРИ НА ВЛИЈАНИЕ

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

CM-6 LAZAROVA Silvana, GJOSHEVSKI Goran, PRANGOVSKI Goce, GOSHEV Gjorgji **340**
PREPARATION OF CONCRETE MIX DESIGN FOR ADHESION-PRESTRESSED CONCRETE RAILWAY SLEEPERS PRODUCTION
ЛАЗАРОВА Силвана, ЃОШЕВСКИ Горан, ПРАНГОВСКИ Гоце, ГОШЕВ Ѓорѓи
ПОДГОТОВКА НА РЕЦЕПТУРА НА БЕТОН ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА АТХЕЗИОНО-ПРЕДНАПРЕГНАТИ БЕТОНСКИ ЖЕЛЕЗНИЧКИ ПРАГОВИ

CM-7 LUKIC Ivan, MALESEV Mirjana, RADONJANIN Vlastimir, BULATOVIC Vesna, VUKOSLAVCEVIC Suzana, SUPIC Slobodan **349**
LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE WITH HIGH AMOUNT OF MINERAL ADMIXTURES
ЛУКИЌ Иван, МАЛЕШЕВ Мирјана, РАДОЊАНИН Властимир, БУЛАТОВИЌ Весна, ВУКОСЛАВЧЕВИЌ Сузана, ШУПИЌ Слободан
БЕТОН СО ЛЕСНИ АГРЕГАТИ СО ГОЛЕМА КОЛИЧИНА НА МИНЕРАЛНИ АДИТИВИ

CM-8 MATESKA Maja, SAMARDZIOSKA Todorka, TROMBEVA-GAVRILOSKA Ana, LEPITKOVA Sonja, JOVANOVSKI Milorad **359**
MECHANICAL PROPERTIES OF ZEOLIT SAMPLES FROM STRMOSH MINE, REPUBLIC OF MACEDONIA
МАТЕСКА Маја, САМАРЏИОСКА Тодорка, ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА Ана, ЛЕПИТКОВА Соња, ЈОВАНОВСКИ Милорад
МЕХАНИЧКИ СВОЈСТВА НА ЗЕОЛИТ ОД РУДНИКОТ „СТРМОШ“, РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

CM-9 NIKOLOVSKI Tihomir, SIMJANOVSKI Zoran **365**
TESTING OF CORROSION ON GALVANIZED SURFACES
НИКОЛОВСКИ Тихомир, СИМЈАНОВСКИ Зоран
ТЕСТИРАЊЕ НА КОРОЗИЈАТА НА ПОЦИНКУВАНИ ПОВРШИНИ

CM-10 RADEVIC Aleksandar, KUZMANOVIC Vladan, MISKOVIC Zoran **371**
INFLUENCE OF VIBRATIONS DURING CONCRETE SETTING ON ITS PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES
РАДЕВИЌ Александар, КУЗМАНОВИЌ Владан, МИШКОВИЌ Зоран
ВЛИЈАНИЕ НА ВИБРАЦИИТЕ ВО ТЕК НА ВРЗУВАЊЕ НА ЦЕМЕНТОТ НА ФИЗИЧКО-МЕХАНИЧКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА БЕТОНОТ

CM-11 RUKAVINA JELCIC Marija, GABRIJEL Ivan, BJEGOVIC Dubravka, MRDULJAS Branka **382**
DEGRADATION AND RECOVERY OF MECHANICAL PROPERTIES OF SCC AFTER HIGH TEMPERATURE EXPOSURE
РУКАВИНА ЈЕЛЧИЌ Марија, ГАБРИЈЕЛ Иван, БЈЕГОВИЌ Дубравка, МРДУЉАШ Бранка
ДЕГРАДАЦИЈА И ЈАКНЕЊЕ НА МЕХАНИЧКИТЕ СВОЈСТВА НА САМОВГРАДУВАЧКИ БЕТОН ПОСЛЕ ИЗЛОЖЕНОСТ НА ВИСОКА ТЕМПЕРАТУРА

CM-12 SESLIJA Milos, RADONJANIN Vlastimir, MILOVIC Tiana, SUPIC Slovodan, VUKOSLAVCEVIC Suzana **390**
APPLICATION OF PERVIOUS CONCRETE IN ROAD ENGINEERING
ШЕШЛИЈА Милош, РАДОЊАНИН Властимир, МИЛОВИЌ Тиана, ШУПИЌ Слободан, ВУКОСЛАВЧЕВИЌ Сузана
ПРИМЕНА НА ПОРОЗЕН БЕТОН ВО ПАТАРСТВОТО

CM-13 TRAJANOSKA Bojana, GAVRILOSKI Viktor **399**
EXPERIMENTAL TESTING OF STEEL REINFORCED GLASS ELEMENTS
ТРАЈАНОСКА Бојана, ГАВРИЛОСКИ Виктор
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ НА ЕЛЕМЕНТИ ОД СТАКЛО ЗАЈАКНАТИ СО ЧЕЛИК

CM-14 TROMBEVA-GAVRILOSKA Ana, CVETKOVSKA Meri, GAVRILOSKI Viktor, LAZAREVSKA Marijna, SAMARDZIOSKA Todorka **405**
EXPERIMENTAL ANALYSIS OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF FRP MATERIALS
ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА Ана, ЦВЕТКОВСКА Мери, ГАВРИЛОСКИ Виктор, ЛАЗАРЕВСКА Маријана, САМАРЏИОСКА Тодорка
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА FRP МАТЕРИЈАЛИ

CM-15 UZUNOV Nikola **411**
SPECIALIZED MATERIALS FOR STRUCTURAL BONDING/DEFINITION, TESTING, PERFORMANCES AND CONFORMITY WITH EUPROPEAN STANDARD EN1504-4
УЗУНОВ Никола
СОВРЕМЕНИ МАТЕРИЈАЛИ ЗА КОНСТРУКТИВНО ВРЗУВАЊЕ /ДЕФИНИРАЊЕ, ТЕСТИРАЊЕ, ПЕРФОРМАНСИ И УСКЛАДЕНОСТ СО ЕВРОПСКИОТ СТАНДАРД EN 1504-4/

TS* *TIMBER STRUCTURES*

TS-1 MISULIC KOCETOV Tatjana, MANOJLOVIC Dragan **421**
ANALYSIS OF WIND ACTION ON ARCH GLULAM TIMBER BRIDGES WITH COMPOSITE CONCRETE DECK ACCORDING TO EN 1991-1-4 and EN 1995-2
МИШУЛИЌ КОЧЕТОВ Татјана, МАНОЈЛОВИЌ Драган
АНАЛИЗА НА ДЕЈСТВО ОД ВЕТЕР НА ДРВЕНИ ЛАЧНИ МОСТОВИ СО СПРЕГНАТА КОЛОВОЗНА ПЛОЧА СПРЕМА ЕН 1991-1-4 и ЕН 1995-2

TS-2 PARTOV Doncho, STRAKA Bohumil, PETKOV Milen **431**
TRADITIONAL STRENGTHENING TECHNIQUES FOR THE TIMBER ROOF ELEMENTS IN THE CHURCH ST. DIMITAR IN KUSTENDIL
ПАРТОВ Дончо, СТРАКА Бохумил, ПЕТКОВ Милен
ТРАДИЦИОНАЛНИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ДРВЕНИ КРОВНИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ЦРКВАТА СВ. ДИМИТАР ВО ЌУСТЕНДИЛ

TS-3 SOKOLOVSKII Nikita, GARMANOV Grigory **441**
USE OF LAMINATED WOOD ND WOOD-AND-METAL STRUCTURES IN LONG-SPAN CONSTRUCTIONS
СОКОЛОВСКИ Никита, ГАРАМАНОВ Григори, МУРГУЛ Вера
ПРИМЕНА НА ЛАМИНИРАНО ДРВО И СТРУКТУРИ ДРВО-МЕТАЛ КАЈ КОНСТРУКЦИИ СО ГОЛЕМИ РАСПОНИ

TS-4 STEVANOVIC Bosko, GLISOVIS Ivan, TODOROVIC Marija **449**
GLULAM BEAMS REINFORCED WITH INTERNALLY POSITIONED CFRP PLATES
СТЕВАНОВИЌ Бошко, ГЛИШОВИЌ Иван, ТОДОРОВИЌ Марија
ЛЕПЕНО ЛАМЕЛИРАНИ ГРЕДИ ЗАЈАКНАТИ СО ВНАТРЕШНО ПОЗИЦИОНИРАНИ CFRP ПЛОЧИ

TS-5 STOJMANOVSKA Marta, HRISTOVSKI Viktor **459**
EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF XLAM PANEL SYSTEMS
СТОЈМАНОВСКА Марта, ХРИСТОВСКИ Виктор
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ПАНЕЛНИ СИСТЕМИ ОД ВКРСТЕНО ЛЕПЕНО ЛАМЕЛИРАНО ДРВО (XLAM)

SS* *STEEL STRUCTURES*

*in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

SS-1 DAMJANOVSKI Vladimir, KOCOVSKI Emil, POPOVSKI Denis, PARTIKOV Mile **469**
TESTING THE EXTRACTION OF ANCHORS IN EXISTING CONCRETE SLAB
ДАМЈАНОВСКИ Владимир, КОЧОВСКИ Емил, ПОПОВСКИ Денис, ПАРТИКОВ Миле
ИСПИТУВАЊЕ НА АНКЕРИ НА ИЗВЛЕКУВАЊЕ ВГРАДЕНИ ВО ПОСТОЕЧКА БЕТОНСКА МАСА

SS-2 DZOLEV Igor, CVETKOVSKA Meri, LAĐINOVIC Đorđe, RADONJANIN Vlastimir **475**
LOAD INFLUENCE AND FIRE EXPOSURE OF A SIMPLY SUPPORTED BEAM
ЏОЛЕВ Игор, ЦВЕТКОВСКА Мери, ЛАЏИНОВИЧ Џорџе, РАДОЊАНИН Властимир
ВЛИЈАНИЕ НА НАТОВАРУВАЊЕТО И ПОЖАРНАТА ИЗЛОЖЕНОСТ НА ПРОСТА ГРЕДА

SS-3 FRIC Nenad, PAVLOVIC Marko, BUĐEVAC Dragan, MISKOVIC Zoran, MARKOVIC Zlatko, GLUHOVIC Nina **483**
CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION BY STRAIN GAUGES VS. FEA
ФРИЦ Ненад, ПАВЛОВИЌ Марко, БУЏЕВАЦ Драган, МИШКОВИЌ Зоран, МАРКОВИЌ Златко, ГЛУХОВИЌ Нина
КАЛИБРАЦИЈА НА ПРЕДНАПРЕГНАТИ ЗАВРТКИ СО ПОМОШ НА МЕРНИ ЛЕНТИ НАСПРОТИ АНАЛИЗА СО КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ (FEA)

SS-4 ILIEVA Yuliya **494**
CONTEMPORARY VAULTED DOUBLE-LAYER TENSEGRITY GRIDS
ИЛИЕВА Јулија
СОВРЕМЕНИ ЗАСВОДЕНИ ДВОСЛОЈНИ ТЕНСЕГРИТИ МРЕЖИ

SS-5 KOCOVSKI Emil, DAMJANOVSKI Vladimir, PARTIKOV Mile, POPOVSKI Denis **500**
MODULAR REVISION PLATFORMS IN PRODUCTION HALL
КОЧОВСКИ Емил, ДАМЈАНОВСКИ Владимир, ПАРТИКОВ Миле, ПОПОВСКИ Денис
МОДУЛАРНИ РЕВИЗИОНИ ПЛАТФОРМИ ВО ПРОИЗВОДЕН ПОГОН

SS-6 MILANOVIC Milivoje, CVETKOVSKA Meri, CHIFLIGANEC Cvetanka, JOVANOSKA Milica **506**
DETERMINATION OF CRITICAL BUCKLING LOAD OF A STEEL CONCRETE COMPOSITE COLUMN IN FIRE
МИЛАНОВИЌ Миливоје, ЦВЕТКОВСКА Мери, ЧИФЛИГАНЕЦ Цветанка, ЈОВАНОСКА Милица
ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КРИТИЧНА СИЛА НА ИЗВИВАЊЕ НА СПРЕГНАТ СТОЛБ ВО УСЛОВИ НА ПОЖАР

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

SS-7	NIKOLOVSKI Tihomir, TASEVSKI Boris, ALEKSANDROV Boris **SMALL SPAN TYPIFIED PREFABRICATED STEEL BRIDGES** НИКОЛОВСКИ Тихомир, ТАСЕВСКИ Борис, АЛЕКСАНДРОВ Борис **МАЛИ ТИПСКИ МОНТАЖНИ ЧЕЛИЧНИ МОСТОВИ**	**512**
SS-8	PARTIKOV Mile, CVETANOVSKI Petar, POPOVSKI Denis **DESIGN OF TRUSS WITH K GAP JOINTS ACCORDING TO EC3** ПАРТИКОВ Миле , ЦВЕТАНОВСКИ Петар, ПОПОВСКИ Денис **ПРОЕКТИРАЊЕ НА РЕШЕТКАСТ НОСАЧ СО К ЈАЗЛИ СПОРЕД ЕВРОКОД 3**	**522**
SS-9	PARTOV Doncho, IVANOV Radan, DINEV Dobromir **40 YEARS FROM THE STRUCTURAL REHABILITATION OF THE SMALL ASPARUHOV BRIDGE IN VARNA** ПАРТОВ Дончо, ИВАНОВ Радан, ДИНЕВ Добромир **40 ГОДИНИ ОД РЕСТАВРАЦИЈАТА НА МАЛИОТ АСПАРУХОВ МОСТ ВО ВАРНА**	**530**
SS-10	POPOVSKI Denis, CVETANOVSKI Petar, PARTIKOV Mile **TESTING THE BEHAVIOR OF SHEAR CONNECTORS** ПОПОВСКИ Денис, ЦВЕТАНОВСКИ Петар, ПАРТИКОВ Миле **ИСПИТУВАЊЕ НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МОЖДАНИЦИ**	**539**
SS-11	POPOVSKI Denis, CVETANOVSKI Petar, PARTIKOV Mile **THE EFFECTS OF THE PRE-STRESSING BY CONTROLLED IMPOSED DEFORMATIONS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS** ПОПОВСКИ Денис, ЦВЕТАНОВСКИ Петар, ПАРТИКОВ Миле **ЕФЕКТИТЕ ОД ПРЕДНАПРЕГАЊЕ СО СПУШТАЊЕ НА ПОТПОРА КАЈ КОНТИНУИРАНИ СПРЕГНАТИ НОСАЧИ**	**549**
SS-12	SCEPANOVIC Biljana, LUCIC Dusko, KNEZEVIC Milos, MIJUSKOVIC Olga **COLLAPSE MODE OF STEEL I-GIRDERS UNDER ECCENTRIC PATCH LOAD** ШЌЕПАНОВИЌ Билјана, ЛУЧИЌ Душко, КНЕЖЕВИЌ Милош, МИЈУШКОВИЌ Олга **ОБЛИК НА ЛОМ НА ЛОКАЛНО ЕКСЦЕНТИЧНО НАТОВАРЕНИ ЧЕЛИЧНИ I-НОСАЧИ**	**559**
SS-13	STOKUCA Milos **THE ROLE OF CLADDING AND ROOFING PANELS IN THE LOAD BEARING CAPABILITIES AND DEFORMATIBILITY OF CONSTRUCTIONS** СТОКУЌА Милош **УЛОГА НА ПАНЕЛИТЕ ЗА ПОКРИВАЊЕ И ФАСАДНО ОБЛАГАЊЕ ВО НОСИВОСТА И ДЕФОРМАБИЛНОСТА КАЈ ЧЕЛИЧНИТЕ КОНСТРУКЦИИ**	**569**

CS* *CONRETE STRUCTURES*

CS-1 ABAZI Sead, SUSINOV Bojan, GJORGEVSKI Spasen **578**
RETAINING WALL REMEDIATION ON HIGHLY URBANIZED AND POTENTIALLY INSTABLE TERRAIN
АБАЗИ Сеад, СУСИНОВ Бојан, ЃОРЃЕВСКИ Спасен
САНАЦИЈА НА ПОТПОРЕН ЅИД НА ГУСТО ИЗГРАДЕН И ПОТЕНЦИЈАЛНО НЕСТАБИЛЕН ТЕРЕН

CS-2 BODIROGA Zelimir, PRESECKI Predrag **586**
THE BIGGEST BBR PROJECTS IN 2014 IN CROATIA
БОДИРОГА Желимир, ПРЕСЕЧКИ Предраг
НАЈГОЛЕМИТЕ BBR ПРОЕКТИ ВО ХРВАТСКА ВО 2014 ГОДИНА

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

CS-3 CHARDAKOVA Tanya, TRAYKOVA Marina **594**
COMPARISON OF THE SUSTAINABILITY OF DIFFERENT TECHNIQUES FOR THE STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS
ЧАРДАКОВА Тања, ТРАЈКОВА Марина
СПОРЕДБА НА ОДРЖЛИВОСТА НА РАЗЛИЧНИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ ГРЕДИ

CS-4 CRAWFORD C. Kenneth **602**
A CONCEPT TO EVALUATE CFRP-PLATE BOND CONDITION ON FRP-STRENGTHENED M1 AND M2 BRIDGES
КРАФОРД К. Кенет
КОНЦЕПТ ЗА ПРОЦЕНКА НА СОСТОЈБАТА НА ВРСКАТА НА CFRP ПЛОЧИ КАЈ FRP ЗАЈАКНАТИ МОСТОВИ ОД АВТОПАТОТ М1 И М2

CS-5 CUCKIC P. Zivko, WITZANY Jiri, CUCKIC Vesna **608**
OPTIMIZATION SYSTEM MORAVAMONT - NEW PROJECT OF MORAVAMONT 2000 FOR CONSTRUCTION IN SEISMIC CONDITIONS
ЦУЦКИЌ П. Живко, ВИТЗАНИ Јири, ЦУЦКИЌ Весна
ОПТИМИЗАЦИОНЕН СИСТЕМ МОРАВАМОНТ-НОВ ПРОЕКТ НА МОРАВАМОНТ 2000 ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ ВО СЕИЗМИЧКИ УСЛОВИ

CS-6 DOCEVSKA Marija, ARANGJELOVSKI Toni, MARKOVSKI Goran, NAKOV Darko **618**
NUMERICAL MODEL FOR SERVICEABILITY LIMIT STATES ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS
ДОЦЕВСКА Марија, АРАНЃЕЛОВСКИ Тони, МАРКОВСКИ Горан, НАКОВ Дарко
НУМЕРИЧКИ МОДЕЛ ЗА АНАЛИЗА НА ГРАНИЧНИТЕ СОСТОЈБИ НА УПОТРЕБЛИВОСТ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ

CS-7 TROMBEVA-GAVRILOSKA Ana, SELIH Jana, LAZAREVSKA Marijana, CVETKOVSKAMeri **624**
STATE OF THE ART – MODELS FOR FAILURE PREDICTION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES STRENGTHENED WITH FRP STRIPS
ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА Ана, ШЕЛИХ Јана, ЛАЗАРЕВСКА Маријана, ЦВЕТКОВСКА Мери
ПРЕГЛЕД НА МОДЕЛИ ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ЛОМ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ ЗАЈАКНАТИ СО FRP ЛЕНТИ

CS-8 LAZAREVSKA Marijana, TROMBEVA-GAVRILOSKA Ana, CVETKOVSKA Meri, KNEZEVIC Milos **632**
APPLICATION OF FUZZY LOGIC FOR PREDICTION OF FIRE RESISTANCE OF RC COLUMNS
ЛАЗАРЕВСКА Маријана, ТРОМБЕВА ГАВРИЛОСКА Ана, ЦВЕТКОВСКА Мери, КНЕЖЕВИЌ Милош
ПРОЦЕНКА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ СТОЛБОВИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ ЛОГИКА

CS-9 RADOJICIC Vladimir **641**
THE FIBER REINFORCED CONCRETE GIRDER S STRAINED BY TRANSVERSAL FORCES
РАДОЈИЧИЌ Владимир
БЕТОНСКИ НОСАЧИ АРМИРАНИ СО ВЛАКНА НАПРЕГНАТИ НА ТРАНСВЕРЗАЛНИ СИЛИ

CS-10 STOYNOVA Iliana, IVANOV Radan, KAZAKOV Konastantin **646**
FEM MODELLING OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE MEMBERS AND CONNECTIONS
СТОЈНОВА Илиана, ИВАНОВ Радан, КАЗАКОВ Константин
МОДЕЛИРАЊЕСО МКЕ НА БЕТОНСКИ И АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ И ВРСКИ

CS-11 VITANOV Vladimir **654**
MODELING OF FRP STRENGTHENED RC BEAM USING BUILT-IN AND CUSTOM MATERIAL MODELS IN ANSYS
ВИТАНОВ Владимир
МОДЕЛИРАЊЕ НА АБ ГРЕДА ЗАЈАКНАТА СО FRP СО КОРИСТЕЊЕ НА ВГРАДЕНИ И СОПСТВЕН МАТЕРИЈАЛЕН МОДЕЛ ВО ANSYS

SE* *SEIZMIC ENGINEERING*

SE-1 BOGDANOVIC Aleksandra, RAKICEVIC Zoran, FILIPOVSKI Dejan **662**
OPTIMAL NUMBER OF DAMPING DEVICES IN STEEL FRAME STRUCTURES USING GENETIC ALGORITHM
БОГДАНОВИЌ Александра, РАКИЌЕВИЌ Зоран, ФИЛИПОВСКИ Дејан
ОПТИМАЛЕН БРОЈ НА ДАМПЕРИ ВО ЧЕЛИЧНИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ГЕНЕТСКИ АЛГОРИТАМ

SE-2 BOJADJIEVA Julijana, SHESHOV Vlatko, EDIP Kemal, GJORGIEV Igor, KITANOVSKI Toni **670**
DESIGN AND CONSTRUCTION OF LAMINAR BOX FOR GEO-MODELS TESTING
БОЈАЏИЕВА Јулијана, ШЕШОВ Влатко, ЕДИП Кемал, ЃОРЃИЕВ Игор, КИТАНОВСКИ Тони
ЛАМИНАРЕН КОНТЕЈНЕР ЗА ТЕСТИРАЊЕ НА ГЕО-МОДЕЛИ НА ВИБРО-ПЛАТФОРМА

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

SE-3	CHURILOV Sergey, MILKOVA Kristina, DUMOVA-JOVANOSKA Elena **EXPERIENCES FROM CALIBRATION OF MATHEMATICAL MODELS OF MASONRY STRUCTURES BASED ON IN-SITU DYNAMIC TESTS** ЧУРИЛОВ Сергеј, МИЛКОВА Кристина, ДУМОВА-ЈОВАНОСКА Елена **ИСКУСТВА ОД КАЛИБРИРАЊЕ НА МАТЕМАТИЧКИ МОДЕЛИ НА ЅИДАНИ ОБЈЕКТИ ВРЗ ОСНОВА НА IN-SITU ДИНАМИЧКИ ТЕСТОВИ**	**678**
SE-4	EDIP Kemal, GAREVSKI Mihail, BUTENWEG Christoph, SHESHOV Vlatko, BOJADJIEVA Julijana, GJORGJIEV Igor **SIMULATION OF WAVE PROPAGATION IN SOIL MEDIA BY INFINITE BOUNDARY ELEMENTS** ЕДИП Кемал, ГАРЕВСКИ Михаил, ШЕШОВ Влатко, БУТЕНВЕГ Кристоф, БОЈАЏИЕВА Јулијана, ЃОРЃИЕВ Игор **СИМУЛАЦИЈА НА ШИРЕЊЕ НА БРАНОВИ ВО ПОЧВЕНИ СРЕДИНИ СО КОРИСТЕЊЕ НА БЕЗКОНЕЧНИ ГРАНИЧНИ ЕЛЕМЕНТИ**	**692**
SE-5	FOLIC Radomir, COSIC Mladen, FOLIC Boris **DECIDING THE ORDER OF INTERVENTIONS ON THE STRUCTURE OF REINFORCED CONCRETE (RC) BRIDGES FOR EARTHQUAKE CONDITIONS** ФОЛИЌ Радомир, ЧОСИЌ Младен, ФОЛИЌ Борис **ОДРЕДУВАЊЕ НА РЕДОСЛЕДОТ НА ИНТЕРВЕНЦИИ КАЈ АРМИРАНО БЕТОНСКИ МОСТОВИ ПОД ДЕЈСТВО НА ЗЕМЈОТРЕС**	**698**
SE-6	GJORGJIEV Igor, GAREVSKI Mihail, EDIP Kemal, BOJADJIEVA Julijana **VERTICAL BEHAVIOR OF RUBBER BEARINGS WITH LAYERS OF DIFFERENT MATERIALS** ЃОРЃИЕВ Игор, ГАРЕВСКИ Михаил, ЕДИП Кемал, БОЈАЏИЕВА Јулијана **ОДНЕСУВАЊЕ НА ГУМЕНИ ЛЕЖИШТА СО СЛОЕВИ ОД РАЗЛИЧНИ МАТЕРИЈАЛИ ВО ВЕРТИКАЛЕН ПРАВЕЦ**	**708**
SE-7	GLUHOVIC Nina, MARKOVIC Zlatko, SPREMIC Milan, DOBRIC Jelena **DESIGN RECOMMENDATIONS OF FLOOR VIBRATIONS INDUCED BY HUMAN ACTIVITIES** ГЛУХОВИЌ Нина, МАРКОВИЌ Златко, СПРЕМИЌ Милан, ДОБРИЌ Јелена **ПРОЕКТНИ ПРЕПОРАКИ ЗА ПОДНИ ВИБРАЦИИ ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЧОВЕЧКИ АКТИВНОСТИ**	**714**
SE-8	MILUTINOVIC Zoran, SALIC Radmila, BOGDANOVSKI Goce **SEISMIC MEASUREMENTS AND ANALYSIS OF THE VIBRATIONS INTENSITY CAUSED BY BLASTING IN MINEFIELD "GOVRLEVO"** МИЛУТИНОВИЌ Зоран, ШАЛИЌ Радмила, БОГДАНОВСКИ Гоце **СЕИЗМИЧКИ МЕРЕЊА И АНАЛИЗА НА ИНТЕНЗИТЕТОТ НА ВИБРАЦИИ ПРЕДИЗВИКАНИ СО МИНИРАЊЕ ВО РУДНИКОТ “ГОВРЛЕВО”**	**725**

SE-9	MIRCEVSKA Violeta, NASTEV Miroslav **EFFECTS OF DIRECTION OF THE SEISMIC EXCITATION AND THE CANYON SHAPE ON THE ARCH DAM – FLUID INTERACTION** МИРЧЕВСКА Виолета, НАСТЕВ Мирослав **ЕФЕКТ НА ПРАВЕЦ НА СЕИЗМИЧКО ДЕЈСТВО И ТОПОЛОГИЈА НА ТЕРЕН ВРЗ ИНТЕРАКЦИЈАТА БРАНА-ФЛУИД**	**735**
SE-10	NECEVSKA-CVETANOVSKA Golubka, APOSTOLSKA Roberta, SENDOVA Veronika, BOJADZIEVA Julijana **MULTY LEVEL METHODOLOGY FOR SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING BUILDINGS – A PILOT APPLICATION IN KARPOSH MUNICIPALITY, SKOPJE** НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА Голубка, АПОСТОЛСКА Роберта, ШЕНДОВА Вероника, БОЈАЏИЕВА Јулијана **МЕТОДОЛОГИЈА НА ПОВЕЌЕ НИВОА ЗА СЕИЗМИЧКА ОЦЕНА НА ПОСТОЈНИ ЗГРАДИ – ПИЛОТ АПЛИКАЦИЈА - ОПШТИНА КАРПОШ, СКОПЈЕ**	**744**
SE-11	NECEVSKA-CVETANOVSKA Golubka **SEISMIC DESIGN AND ASSESSMENT OF R/C BUILDING STRUCTURES – 50 YEARS IZIIS EXPERIENCE** НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА Голубка **СЕИЗМИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ И ОЦЕНА НА АБ ЗГРАДИ – 50 ГОДИНИ ИСКУСТВО НА ИЗИИС**	**754**
SE-12	PETRONIJEVIC Mira, KOVACEVIC Dragan, GUDZULIC Vladislav, NEFOVSKA DANILOVIC Marija **SIMPLE MODEL FOR PREDICTION OF TRAFFIC INDUCED VIBRATION IN BUILDINGS** ПЕТРОНИЈЕВИЌ Мира, КОВАЧЕВИЌ Драган, ГУДЖУЛИЌ Владислав, НЕФОВСКА ДАНИЛОВИЌ Марија **ЕДНОСТАВЕН МОДЕЛ ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ВИБРАЦИИ ВО ОБЈЕКТИ ПРЕДИЗВИКАНИ ОД СООБРАЌАЈ**	**763**
SE-13	RADOVANOVIC Slobodan, SALATIC Ratko **PARAMETRIC ONE DIMENSIONAL DYNAMIC ANALYSIS OF LAYERED SOIL** РАДОВАНОВИЌ Слободан, САЛАТИЌ Ратко **ПАРАМЕТАРСКА ЕДНОДИМЕНЗИОНАЛНА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА СЛОЕВИТА ПОЧВА**	**773**
SE-14	RADUJKOVIC Aleksandra, LAĐINOVIC Đorđe, RASETA Andrija **ANALYSIS OF GLOBAL SEISMIC RESPONSE OF MULTI STOREY RC FRAMES DESIGNED ACCORDING TO EN 1998** РАДУЈКОВИЌ Александра, ЛАЏИНОВИЌ Џорџе, РАШЕТА Андрија **АНАЛИЗАНА ГЛОБАЛЕНОДГОВОРНА ПОВЕЌЕКАТНИ АБ РАМКИ ПРОЕКТИРАНИ СПОРЕД EN 1998**	**783**
SE-15	RISTIC Jelena, HRISTOVSKI Viktor, RISTIC Danilo **SEISMIC PROTECTION OF BRIDGES USING INNOVATIVE CONCEPT FOR SEISMIC RESPONSE MODIFICATION** РИСТИЌ Јелена, ХРИСТОВСКИ Виктор, РИСТИЌ Данило **СЕИЗМИЧКА ЗАШТИТА НА МОСТОВИ СО ПРИМЕНА НА ИНОВАТИВЕН КОНЦЕПТ ЗА МОДИФИКАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКИОТ ОДГОВОР**	**793**

SE-16 SALIC Radmila, MILUTINOVIC Zoran **801**
AN OVERVIEW ON THE UP-TO-DATE RESEARCH IN THE FIELD OF SEISMIC HAZARD FOR THE THERITORY OF REPUBLIC OF MACEDONIA
ШАЛИЌ Радмила, МИЛУТИНОВИЌ Зоран
ПРЕГЛЕД НА ДОСЕГАШНИТЕ ИСТРАЖУВАЊА ВО ОБЛАСТА НА СЕИЗМИЧКИОТ ХАЗАРД ЗА ТЕРИТОРИЈАТА НА РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

SE-17 IBRAIMI Shpresim, TODOROV Koce, LAZAROV Ljupco **811**
APPLICATION OF NONLINEAR STATIC PROCEDURES FOR SEISMIC ASSESSMENT OF STRUCTURES
ИБРАИМИ Шпресим, ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо
ПРОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКОТО ОДНЕСУВАЊЕ НА КОНСТРУКЦИИ СО ПРИМЕНА НА НЕЛИНЕАРНИ СТАТИЧКИ МЕТОДИ

SE-18 VITANOVA Marija, HRISTOVSKI Viktor **819**
CLASSIFICATION AND SEISMIC VULNERABILITY OF BRIDGE STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA
ВИТАНОВА Марија, ХРИСТОВСКИ Виктор
КЛАСИФИКАЦИЈА И СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

SE-19 VOLCEV Riste, TODOROV Koce, LAZAROV Ljupco **829**
SEISMIC ANALYSIS OF CONVENTIONAL AND BASE ISOLATED STRUCTURE ACCORDING TO EUROCODE 8
ВОЛЧЕВ Ристе, ТОДОРОВ Коце, ЛАЗАРОВ Љупчо
СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА НА КОНВЕНЦИОНАЛНО И БАЗНО ИЗОЛИРАНА КОНСТРУКЦИЈА СПОРЕД ЕВРОКОД 8

SE-20 ZAFIROV Trajche, POPOSKA Angela, ZLATESKI Aleksandar **841**
COMAPRATION BETWEEN SEISMIC FORCES DEFINED ACCORDING TO MK CODES ANDEUROCODE 8
ЗАФИРОВ Трајче, ПОПОСКА Ангела, ЗЛАТЕСКИ Александар
КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА НА СЕИЗМИЧКИ СИЛИ ДЕФИНИРАНИ ПО ЕВРОКОД 8 И МК-ПРОПИСИ

SE-21 ZHUROVSKI Aleksandar, MANOJLOVSKI Filip, CHAPRAGOSKI Goran, ANASTASOV Risto, ZAFIROV Trajche **849**
SEISMIC ASSESSMENT OF RC FRAME STRUCTURE USING NONLINEAR STATIC ANALYSIS
ЖУРОВСКИ Александар, МАНОЈЛОВСКИ Филип, ЧАПРАГОСКИ Горан, АНАСТАСОВ Ристо, ЗАФИРОВ Трајче
ОЦЕНА НА СЕИЗМИЧКОТО ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ РАМКОВА КОНСТРУКЦИЈА СО КОРИСТЕЊЕ НА НЕЛИНЕАРНА СТАТИЧКААНАЛИЗА

ST* *SELECTED TOPICS*

ST-1 ALTANOVSKA Natalija, PETKOVSKA Irina **856**
PROTECTION TUNNEL GALERY ON ACCESS ROAD ZLETOVO - KNEZEVO DAM
АЛТАНОВСКА Наталија, ПЕТКОВСКА Ирина
ЗАШТИТНА ГАЛЕРИЈА НА ПРИСТАПНИОТ ПАТ ЗЛЕТОВО – БРАНА КНЕЖЕВО

ST-2 APOSTOLSKA Roberta **862**
NATIONAL IMPLEMENTATION OF THE EUROCODES – ACTIVITIES SUPPORTED BY ENLARGEMENT AND INTEGRATION ACTION OF THE JOINT RESEARCH CENTRE OF THE EUROPEAN COMMISSION
АПОСТОЛСКА Роберта
НАЦИОНАЛНА ИМПЛЕМЕНТАЦИЈА НА ЕВРОКОДОВИТЕ – АКТИВНОСТИ ПОДРЖАНИ ОД АКЦИЈАТА ЗА ПРОШИРУВАЊЕ И ИНТЕГРАЦИЈА НА ЗАЕДНИЧКИОТ ИСТРАЖУВАЧКИ ЦЕНТАР НА ЕВРОПСКАТА КОМИСИЈА

ST-3 BOGDANOVSKI Zlatko, SRBINOSKI Zlatko **870**
GEODETIC DEFORMATION MEASUREMENTS ON INDUSTRIAL CONSTRUCTIONS
БОГДАНОВСКИ Златко, СРБИНОСКИ Златко
ГЕОДЕТСКИ ДЕФОРМАЦИСКИ МЕРЕЊА НА ИНДУСТРИСКИ КОНСТРУКЦИИ

ST-4 CHOBANOV LECHEV Plamen **878**
SOFTWARE APPLICATION FOR BDS AND EUROCODE IN PROGRAMMING SYSTEM PC PROEKTANT
ЧОБАНОВ ЛЕЧЕВ Пламен
СОФТВЕРСКА АПЛИКАЦИЈА НА BDS И ЕВРОКОДОВИТЕ ПРИ ПРОГРАМИРАЊЕ СО СИСТЕМОТ PC PROEKTANT

* in alphabetic order of the first author's surname - по азбучен ред на презимето на првиот автор

ST-5 GJORGJEVSKA Violeta, RADEVSKI Aleksandar **885**
BREWERY - INDUSTRIAL BUILDING WITH CLEAR ARCHITECTURE IN URBAN ENVIRONMENT
ЃОРЃЕВСКА Виолета, РАДЕВСКИ Александар
ПИВАРА - ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ СО ЈАСНА АРХИТЕКТУРА ВО УРБАНА СРЕДИНА

ST-6 IVANOV Vladimira, IAKIMOV Ivan **892**
UNIFIED PRINCIPLES AND PROCEDURAL RULES FOR PUBLIC PROCUREMENT IN THE EU - PROPOSAL FOR DISCUSSION
ИВАНОВ Владимира, ЈАКИМОВ Иван
УНИФИЦИРАНИ ПРИНЦИПИ И ПРОЦЕДУРАЛНИ ПРАВИЛА ЗА ЈАВНИ НАБАВКИ ВО ЕУ – ПРЕДЛОГ И ДИСКУСИЈА

ST-7 JAKUPI Enis, NUSHI Violeta, TOMIC Radmila **899**
READING THE SYNTAX OF SPACE, YOU CAN UNDERSTAND THE STRUCTURE OF THE MASSIVE STRUCTURAL SYSTEM OF THE GORNA REKA HOUSE
ЈАКУПИ Енис, НУШИ Виолета, ТОМИЌ Радмила
ЧИТАЈЌИ ЈА СИНТАКСАТА НА ПРОСТОРОТ, ЈА СФАЌАШ КОНСТРУКЦИЈАТА-МАСИВНИОТ СИСТЕМ ЗА ГРАДБА КАЈ ГОРНОРЕКАНСКАТА КУЌА

ST-8 JOSIFOVSKI Josif, SUSINOV Bojan, GJORGJEVSKI Spasen **906**
COMPARISON OF DESIGN FOR SPREAD STRIP FOUNDATION BETWEEN EUROCODE AND MKS
ЈОСИФОВСКИ Јосиф, СУСИНОВ Бојан, ЃОРЃЕВСКИ Спасен
СПОРЕДБА НА ПРЕСМЕТКА ЗА ПЛОЧАСТ ЛЕНТОВИДЕН ТЕМЕЛ ПОМЕЃУ ЕВРОКОД И МКС

ST-9 KOSTIC Dragan, MILOSEVIC Vuk, DJURIC-MIJOVIC Danijela, CILIC Aleksandra **916**
MODERN FABRIC STRUCTURES FOR PROTECTION OF ARCHEOLOGICAL SITES
КОСТИЌ Драган, МИЛОШЕВИЌ Вук, ЃУРИЌ-МИЈОВИЌ Данијела, ЧИЛИЌ Александра
МОДЕРНИ МОНТАЖНИ КОНСТРУКЦИИ ЗА ЗАШТИТА НА АРХЕОЛОШКИ НАОЃАЛИШТА

ST-10 LAZOVIC Milos, LAZOVIC Marija, RADOVANOVIC Janko **926**
MODERN METHOD OF SLOPE STABILIZATION AND FOUNDATION
ЛАЗОВИЌ Милош, ЛАЗОВИЌ Марија, РАДОВАНОВИЌ Јанко
МОДЕРНИ МЕТОДИ ЗА СТАБИЛИЗАЦИЈА НА КОСИНИ И ТЕМЕЛЕЊЕ

ST-11 MIJOSKI I. Goran, LEPAVCOV A. Andrej, POPOV Metodi **935**
WINTER MAINTANCE OF THE STATE ROADS IN REPUBLIC OF MACEDONIA AND ITS HARMFUL EFFECT ON THE OBJECTS ON THE ROAD
МИЈОСКИ И. Горан, ЛЕПАВЦОВ А. Андреј, ПОПОВ Методи
ЗИМСКО ОДРЖУВАЊЕ НА ДРЖАВНИТЕ ПАТИШТА ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА И НЕГОВО ШТЕТНО ВЛИЈАНИЕ ВРЗ ОБЈЕКТИТЕ

ST-12 NEBI Ufuk, NEBI Mesut **944**
INTRODUCTION TO MODELLING FOR STATICAL ANALYSIS OF AN EGG-SHAPED STEEL STRUCTURE USING SAP2000 SOFTWARE
НЕБИ Уфук, НЕБИ Месут
СТАТИЧКА ПРЕСМЕТКА НА ЧЕЛИЧНА ПОКРИВНА КОНСТРУКЦИЈА ВО ЈАЈЦЕВИДНА ФОРМА

ST-13 PAVLICIC Nevenka, KADOVIC Dijana, GOGIC Mladen, KNEZEVIC Milos **953**
THE CHARACTERISTICS OF CONSTRUCTION WORKERS' PERCEPTIONS IN TERMS OF JOB SATISFACTION AND SECURITY AND LACK OF STRESS
ПАВЛИЧИЌ Невенка, КАДОВИЌ Дијана, ГОГИЌ Младен, КНЕЖЕВИЌ Милош
КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПЕРЦЕПЦИЈАТА НА ГРАДЕЖНИТЕ РАБОТНИЦИ ВО ОДНОС НА ЗАДОВОЛСТВОТО НА РАБОТА, СИГУРНОСТА И НАМАЛУВАЊЕТО НА СТРЕСОТ

ST-14 PETROVSKI Aleksandar, ZILESKA-PANCOVSKA Valentina, BLAZEVSKA-STOILKOVSKA Biljana, ZINOSKI Mihajlo **967**
IMPLEMENTING CONSTRUCTION EXPERIENCE INTO SUSTAINABLE DESIGN MANAGEMENTFOR IMPROVEMENT OF THE DESIGN PHASE
ПЕТРОВСКИ Александар, ЖИЛЕСКА-ПАНЧОВСКА Валентина, БЛАЖЕВСКА-СТОИЛКОВСКА Билјана, ЗИНОСКИ Михајло
ИМПЛЕМЕНТАЦИЈА НА ИСКУСТВА ОД ИЗГРАДБА ЗА УНАПРЕДУВАЊЕ НА ОДРЖЛИВОСТА НА ПРОЕКТНИОТ МЕНАЏМЕНТ ВО ПРОЕКТНА ФАЗА

ST-15 RAKOCEVIC Marina **974**
ANALYSIS OF SIMPLY SUPPORTED LAMINATED COMPOSITE PLATES USING DOUBLE TRIGONOMETRIC SERIES
РАКОЧЕВИЌ Марина
ПРИМЕНА НА ДВОЈНИ ТРИГОНОМЕТРИСКИ НИЗИ ЗА АНАЛИЗА НА СЛОЕВИТА КОМПОЗИТНА ПЛОЧА

ST-16 SALEM AWADAT Hassan, LOZANOV-CRVENKOVIC Zagorka, MATIC Bojan **984**
DETERMINING THE BEST REGRESSION MODEL FOR PREDICTION OF MAXIMAL DAILY PAVEMENT TEMPERATURES AT AL JUFROH IN LIBYA
САЛЕМ АВАДАТ Хасан, ЛОЗАНОВ-ЦРВЕНКОВИЌ Загорка, МАТИЌ Бојан
ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА НАЈДОБАР МОДЕЛ ЗА РЕГРЕСИЈА ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА МАКСИМАЛНА ДНЕВНА ТЕМПЕРАТУРА НА КОЛОВОЗОТ ВО АЛ ЈУФРОХ ВО ЛИБИЈА

ST-17 SUPIC Slobodan, VUKOSLAVCEVIC Suzana, LABAN Mirjana, SESLIJA Milos, MILOVIC Tiana **989**
FIRE SAFETY ASSESSMENT OF RESIDENTIAL BUILDING USING CALCULATION AND EVACUATION SIMULATION MODEL
ШУПИЌ Слободан, ВУКОСЛАВЧЕВИЌ Сузана, ЛАБАН Мирјана, ШЕШЛИЈА Милош, МИЛОВИЌ Тиана
ПРОЦЕНКА НА ПОЖАРНА СИГУРНОСТ НА СТАНБЕНА ЗГРАДА КОРИСТЕЈЌИ ПРЕСМЕТКОВЕН И ЕВАКУАЦИОНЕН СИМУЛАТИВЕН МОДЕЛ

ST-18 TESOVIC Ivana, LUCIC Dusko, PEJOVIC Jelena, IVANISEVIC Nenad **996**
GROUND IMPROVEMENT - MIXED IN PLACE (MIP) TECHNIQUE
ТЕШОВИЌ Ивана, ЛУЧИЌ Душко, ПЕЈОВИЌ Јелена, ИВАНИШЕВИЌ Ненад
ПОДОБРУВАЊЕ НА ПОЧВА - МЕТОД „МЕШАЊЕ НА ЛИЦЕ МЕСТО”(MIP)

ST-19 TRPEVSKI Strahinja, PAPASTEREVSKI Dimitar **1003**
METHOD OF CONSEQUENTLY DEVELOPMENT AND MANAGAMENT OF A DETAIL IN BUILDING THROUGH THE DESIGN
ТРПЕВСКИ Страхиња, ПАПАСТЕРЕВСКИ Димитар
МЕТОД НА КОНСЕКВЕНТНО РАЗВИВАЊЕ И УПРАВУВАЊЕ СО ДЕТАЛ ВО ВИСОКОГРАДБАТА НИЗ ПРОЕКТНИОТ ПРОЦЕС

ST-20 VILOS Ilios, TRAJCEVSKI Ljupco **1013**
OBTAINIG THE MAXIMUM LOAD OF THE BENDING LOAD ELEMENT CONSIDERING THE VARIATION OF THE GEOMETRIC CARACTERISTIC AND PROPERTY OF THE MATERIALS
ВИЛОС Илиос, ТРАЈЧЕВСКИ Љупчо
ВЛИЈАНИЕ НА ГЕОМЕТРИСКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПОПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК ЗЕМЕНИ КАКО СЛУЧАЈНИ ГОЛЕМИНИ ВРЗ НОСИВОСТА НА ПРОСТА ГРЕДА ТОВАРЕНА СО КОНЦЕНТРИРАНА СИЛА

ST-21 FAJDIGA Mimoza, STANOJEVSKA Branka **1020**
CONSTRUCTION OF 400 KV OHLT SS STIP - MACEDONIAN / SERBIAN BORDER
ФАЈДИГА Мимоза, СТАНОЈЕВСКА Бранка
ИЗГРАДБА НА 400 KV ДАЛЕКУВОД ТС ШТИП – МАКЕДОНСКО/СРПСКА ГРАНИЦА

ST-22 SOLDO Bozo **1027**
PROTECTION OF THE CONSTRUCTION PIT OF THE KT PUBLIC GARAGE IN VARAZDIN
СОЛДО Божо
ЗАШТИТА НА ГРАДЕЖНА ЈАМА НА КТ ЈАВНА ГАРАЖА ВО ВАРАЖДИН

ST-23 DENKOVSKI Damjan , Todorovski Goran **1032**
STRENGTHENING OF STEEL STRUCTURE IN THE AREA OF OLD TURKISH BAZAR IN SKOPJE
Денковски Дамјан , ТОДОРОВСКИ Горан
ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ЧЕЛИЧНА КОНСТРУКЦИЈА ВО ЗОНАТА ОД СТАРА ТУРСКА ЧАРШИЈА ВО СКОПЈЕ

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 1

Kemal EDIP[1]

DEVELOPMENT OF THREE PHASE MODEL WITH FINITE AND INFINITE ELEMENTS FOR DYNAMIC ANALYSIS OF SOIL MEDIA

SUMMARY

In numerical simulation of heterogeneous materials it of great importance that the soil media is simulated as multiphase media. In the field of geotechnical earthquake engineering multiphase modeling has great importance since the real behavior of the soil in loading and unloading is simulated. In defining the multiphase model, different approaches are available in the literature. Nevertheless, dynamic phenomena in porous media defining nonlinear material behavior including infinite soil media have not been considered. On the other hand, in the frame of this research, at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology in Skopje, Republic of Macedonia experimental investigations are performed by using the dynamic triaxial test apparatus. The obtained results from testing are numerically simulated by using the three phase model. In order to better simulate the experimental results the material model for the soil is taken as hypoplastic material model.

Keywords: numerical simulation, infinite elements

Кемал ЕДИП[1]

РАЗВИВАЊЕ НА ТРОФАЗЕН МОДЕЛ ОД КОНЕЧНИ И БЕСКОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ ЗА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА ПОЧВАТА

РЕЗИМЕ

При нумеричка симулација на хетерогените материјали мултифазното симулирање на почвената средина е од голема важност. Во областа на земјотресното геотехничко инженерство мултифазното моделирање има големо значење со што реалното однесувањето на почвата се симулира при товарење и растоварување. При дефинирање на мултифазниот модел различни пристапи се достапни во литературата. Сепак динамичките феномени во порозните медиуми при нелинеарно материјално дефинирање на почвата со вклучување на бесконечни почвени медиуми не се земени во предвид. Добиените резултати од испитувањата се нумерички симулирани со користење на трофазниот модел. Со цел подобра симулација на експерименталните резултати материјалниот модел на почвата е земен како хипопластичен материјал.

Клучни зборови: нумеричка симулација, бесконечни елементи

[1] PhD., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia

1. INTRODUCTION

In numerical simulation of heterogeneous materials, it is of great interest that the media is simulated as multiphase media. In geotechnical engineering multiphase modeling has great importance since realistic predictions for the soil's behavior can be obtained in both loading and unloading cases. In simulation of porous media such as soils, the behavior is governed largely by the interaction of the solid skeleton with water and/or air in the pores. Therefore, coupled problems of fluid flow and deformation of solid skeleton are considered in a detailed way.

In describing multi phase media, various approaches are presented in literature. Firstly, the mixture theory at macroscopic level combined with the concept of volume fractions considers the individual constituents of the multiphase model enabling description of each phase in the multiphase model. This method has been mainly used by researchers such as Ehlers [1], Boer [2], Diabeles [3] etc. Secondly, the averaging theory applying the balance laws to the microstructure of the porous medium enables macroscopic definition of the constituent phases in multiphase media [4-6]. Alternatively, the basic equations of multiphase media can be derived from extending the Biot's theory [7].

No exclusive research, however, seems to have been carried out to consider the dynamic phenomena when considering porous media extending to infinity. The main aim of this study is to explore the coupled pore pressure and soil displacement development in porous media considering both quasi static and dynamic cases. This is of significance if more detailed analysis is going to be performed. In this particular work, the development of a coupled three phase (T-P) model follows the model of Holler [8] and is based on the averaging theory.

The advantage of using this particular T-P model is that the model is able to simulate distinct mechanical properties of the porous geomaterials considering different water retention curves and non linear material model for soil skeleton. On the other hand, the T-P formulation is further extended by considering fully saturated absorbing infinite elements as boundaries which are newly developed in this particular study. Simulation of quasi-static and dynamic problems in porous media considering both finite and infinite elements in time domain has not been implemented in literature. The developed T-P model can be applied simply and flexibly, whereat the input conditions can be altered easily by the end user. This study focuses on coupled analysis of porous media including different constitutive models of saturation percentage, permeability and capillarity relations. On the other hand, the deformable soil skeleton is simulated in both linear and non linear manner considering a hypoplastic material model.

2. DEVELOPMENT OF THREE PHASE T-P MODEL

In defining porous media, one of the great difficulties is to mathematically represent the phases involved. In describing these porous soil media, factors like water saturation and pore pressure have a strong impact on the load distribution. In the description of the material, the macroscopic approach has been followed in which the soil behavior is homogenized over a representative volume element. The concept of volume fractions has been used to evaluate the participation of each constituent in formulation of the equilibrium equations for each phase and to take into consideration the interaction among the phases. Following the concept of volume fractions, the entire volume consists of solid fraction Vs and pore volume Vp. The pore volume fraction is composed of water and air phases Vw and Va ,respectively.

$$V = V_s + V_p = V_s + V_w + V_a \tag{1}$$

Upon loading and unloading, development of stress has been considered to take place in the solid skeleton of the multiphase medium and also in the water and air phases. The total stress has been obtained from the difference of the effective stress σ' ,which causes deformation of the solid skeleton.

$$\sigma = \sigma' - m^T \left(S_w p_w + S_g p_g \right) \tag{2}$$

In equation 2.2, mT is the identity matrix to account for the pressure in the fluid phases. In order to consider the flow through the porous medium, the Darcy's law has been used. The validity of the

Darcy's law for a single fluid flow has been extended to a second fluid by considering the relative permeability coefficients krw and kra for water and air phases such that the equation for flow velocity of the fluid and air phase has been obtained as follows:

$$\mathbf{v}_{ws} = \frac{\mathbf{k}k_{rw}}{nS_w\eta_w}\left(-\nabla p_w + \rho_w\left(\mathbf{g} - \ddot{\mathbf{u}}_s\right)\right) \quad \text{and}$$

$$\mathbf{v}_{as} = \frac{\mathbf{k}k_{ra}}{nS_a\eta_a}\left(-\nabla p_a + \rho_a\left(\mathbf{g} - \ddot{\mathbf{u}}_s\right)\right) \tag{3}$$

The relative permeability function reflects the movement of the fluid phases in the porous medium. As given in the work of Demond [10], if the system is strongly wetted, interfactial forces are likely to dominate over viscous forces and the relative permeability behavior of the wetting and nonwetting phases differs greatly. On the other hand, if the system is intermediately wetted, viscous forces may be more important and the behavior of the two phases may be more similar. Therefore, it is of great importance to analyze the shape of relative permeability functions to control the flow of both water and air in the T-P model. Since there has been a lack of relative permeability data for the compounds of interest, modelling three phase soil media has implied the use of empirical correlations for the relative permeability functions.

3. IMPLEMENTATION OF THE T-P MODEL IN ANSYS SOFTWARE

As a programming platform for the numerical simulation of the Three-Phase method the finite element software ANSYS is chosen. By using the User Programmable Features (UPF) of the ANSYS software the user has the ability to put routines and/or create new elements which can be used in the Preprocessor and Postprocessor of the software. Apart from material models the UPF allow the user to create elements with different geometry discretization. This has the advantages that the already existing elements in the ANSYS library can be combined with the newly programmed ones. Moreover, the possibilities of the Preprocessor such as meshing, geometry forming, boundary conditions and on the other hand the possibilities of the Postprocessor such as time history analysis and nodal solutions are obtained without extra work.

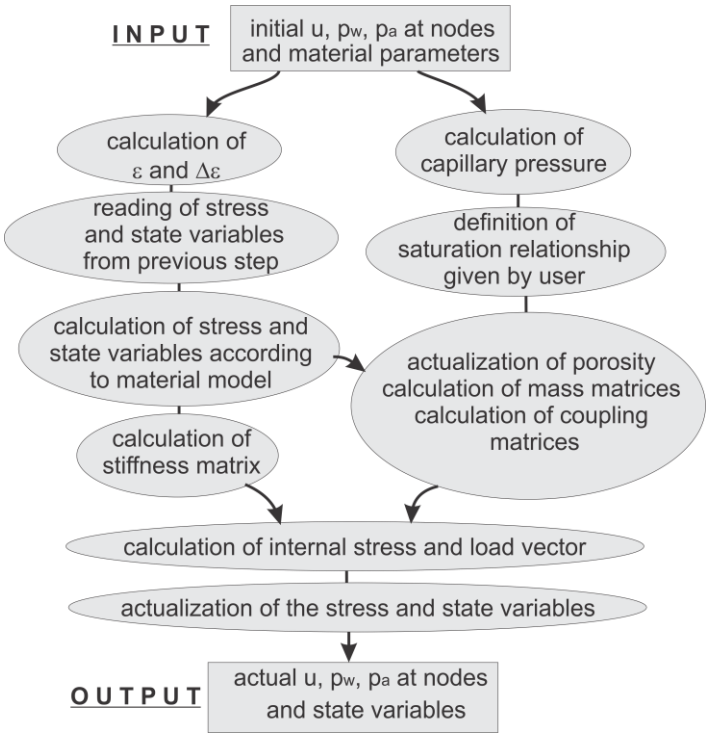


Figure 1. Calculation of the variables at the three phase element

As programming language ANSYS offers routines written in FORTRAN language that allow changes in accordance with the needs of the user. When using the UPF of the software the subroutines UEL100.for and UEC100.for play the most important part in element creation. The subroutine UEC100.for contains the element properties such as node numbers, degrees of freedom, element type etc. On the other hand, in the subroutine of UEL100.for the matrices needed for the solution of the problem such as Stiffness, Coupling, Damping and Mass matrices are defined. The software ANSYS calls both UEL100.for and UEC100.for in each iteration step. For programming the material behaviour using the UPF the software offers the USERMAT3D.for subroutine where any material model can be programmed. In order to integrate the data from the element with the data from the material model the software ANSYS offers many subroutines with the ending „.inc" which are to be carefully included by the user in order to have the flow of information between the nodes of the element and the integration points inside the elements. Thus, by using these subroutines it is possible to save the actual acceleration, velocity and displacement at the actual time step and control the equilibrium of the equations. Apart from these, ANSYS offers couple of „external functions" which help the user in performing the simple equations such as initializing the vector to zero or multiplying two matrices etc.

4. CONCLUSIONS

This work focuses on the three phase (T-P) model, which has been developed within the framework of the theory of porous media. The proposed T-P model can be utilized as a tool for many geotechnical problem simulations considering problems of moderate complexity implementation.

In this particular work, special attention is paid to laboratory experiments and their simulation with the three-phase model. The feedback controlled cyclic triaxial system applies monotonic and cyclic loading to a cylindrical soil specimen. The advantage of this method is that each sample can be prepared with nearly the same density. In numerical simulation of triaxial experiments in both monotonic shear and cyclic tests, it can be stated that the three-phase model gives acceptable results and can be used for implementation purposes. The computed responses from the laboratory tests are consistent with the sand behavior. The test simulation shows good agreement with the corresponding laboratory test results.

When using the finite element method, two difficulties are often encountered when simulating porous materials. First, the periodic boundary condition is not easily applied in FEM and the rate of convergence is very slow. In this particular study, the treatment of unbounded domains is considered with the proposed infinite elements. In the analysis, the computation is done in such a way that the domain of consideration is decomposed into a so-called near and far field domain. Consequently, finite elements are used for the numerical approximation of the near field behavior, whereas the solution of the far field is approximated by the proposed infinite elements.

REFERENCES

[1] Liu, J. and B. Li, A unified viscous-spring artificial boundary for 3-D static and dynamic applications. Science in China Series E Engineering & Materials Science, 2005. 48(5): p. 570-584

[2] Liu, J., et al., 3D viscous-spring artificial boundary in time domain. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006. **5**: p. 93-102

[3] Zienkiewicz, O., et al., Mapped infinite elements for exterior wave problems. International journal for numerical methods in engineering, 1985. 21(7): p. 1229-1251

[4] Häggblad, B. and G. Nordgren, Modelling nonlinear soil-structure interaction using interface elements, elastic-plastic soil elements and absorbing infinite elements. Computers & Structures, 1987. 26(1–2): p. 307-324

[5] M.Garevski, et al. Effects Of Soil Medium On Response Of Base Isolated Multistorey Frame Structures. in 15th World Conference on Earthquake Engineering. 24 – 28 September,2012. Lisbon, Portugal

[6] K.Edip, et al., Numerical Simulation of Geotechnical Problems by Coupled Finite and Infinite Elements. Journal of Civil Engineering and Architecture, 2013. **7**(2): p. 68-77

[7] K.J.Bathe, Finite Element Procedures in Engineering Analysis1982, Englewood Cliffs. NJ, : Prentice-Hall

[8] Bettess, P., More on infinite elements. International journal for numerical methods in engineering, 1980. 15(11): p. 1613-1626
[9] Lysmer, J. and R.L. Kuhlmeyer, Finite Dynamic Model for Infinite Media. J.Engng Mech. Div., ASCE, 1969. **95,**: p. 859-877
[10] Kouroussis, G., O. Verlinden, and C. Conti, Finite-Dynamic Model for Infinite Media: Corrected Solution of Viscous Boundary Efficiency. Journal of Engineering Mechanics, 2011. **137**(7): p. 509-511
[11] ANSYS. Fem Software. 2006

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 2

Kosta KOCKOV[1], Aleksandar SPIROVSKI[2],
Saso BARDAKOSKI[3],Violeta GISHEVA[4]

CONSTRUCTION OF NATIONAL SPORT ARENA FILIP II IN SKOPJE

SUMMARY

On the location of former City stadium in Skopje with existing south stands built up in the distant 1991, the National sport arena Philip II has been built. It is a modern sport complex designed according to FIFA, UEFA and IAAF regulations for organization of different sport and cultural manifestations, having a capacity of about 35000 spectators and with rich under-stands functions. The Project encompasses construction of new northern, eastern and western stands as well as reconstruction of existing southern stands. The bearing structure consists of multistory RC frames with massive columns and strong slanted beams and with prefabricated "Г" girders for seats, while the roof structure consists of "twin" welded girders with maximum length of 40m and cantilevers of up to 30m, stiffened with vertical and horizontal bracings. The roof cover is corrugated steel sheet and transparent "lexan".

Keywords: sport arena, structure, steel, concrete, construction, BIM

Коста КОЧКОВ[1], Александар СПИРОВСКИ[2],
Сашо БАРДАКОСКИ[3], Виолета ГИШЕВА[4]

ИЗГРАДБА НА НАЦИОНАЛНАТА СПОРТСКА АРЕНА ФИЛИП IIВО СКОПЈЕ

РЕЗИМЕ

На локацијата на некогашниот Градски стадион во Скопје, со постоечка јужна трибина изградена во далечната 1991 год, изградена е Националната спортска арена "Филип II Македонски". Тоа емодерен спортски комплекс проектиран според стандардите на FIFA/UEFA и IAAF за одржување на различни спортски и културни манифестации, со капацитет од сса 35000 гледачи и богати спортски и деловни содржини во подтрибинскиот простор. Проектот опфаќа изградба на нови северна, западна и источна трибина и реконструкција на јужната трибина. Носечкатата конструкција на трибините е повеќекатна АБ рамка од масивни столбови и јаки коси греди со префабрикувани "Г" носачи за седиштата, а покривната конструкција е челична, од "близни" заварени носачи со максимална должина од 40m и конзолен препустод 30m, вкрутени со вертикални и хоризонтални спрегови. Кровниот покривач е изведен од трапезно профилиран лим и транспарентен лексан.

Клучни зборови: спортска арена, конструкција, челик, бетон, изведба, BIM

[1] BSc, FAKOM AD Skopje, Director of Design Department, kosta.kockov@fakom.com.mk
[2] BSc, BETON AD Skopje, Design Office, aleksandar.spirovski@beton.com.mk
[3] BSc, FAKOM AD Skopje, Chief Engineer at Erection Department, saso.bardakoski@fakom.com.mk
[4] BSc, BETON AD Skopje, Chief Site Engineer, violeta gisheva@beton.com.mk

1. ВОВЕД

Националната спортска арена Филип II во Скопјее изградена на поранешната локација на Градскиот стадион во Градскиот парк кој што постои уште од далечната 1953 год. Според тогашните мерила, имал капацитет од 30.000 гледачи и бил прв спортски стадион во Македонија со атлетска патека и други погодности и реквизити за атлетски натпревари, но без деловни и други функции.Кон крајот на осумдесетите години од минатиот век, со самопридонес на граѓаните на Скопје започнала изградбата на јужната трибина. Комплетната покривна челична конструкција и покривањето на јужната трибина, по неколкугодишни одложувања се финализирани во 1991 год.

Во текот на 2008 год отпочната е изградбата на новата северна трибина. Комплетниот проект на аренатa за околу 35.000 гледачи според стандардите на FIFA / UEFA и IAAF (за атлетското борилиште) кој се одвиваше во неколку фази, опфаќа и реконструкција на постоечката јужна трибина, изградба на нова источна и западна трибина, комплетна обнова на спортските борилишта и комплетно уредување на подтрибинскиот простор за спортски и деловни функции. Северната трибина е предадена во употреба во август 2009 год, а сите спортски содржини на аренатa (источната и западната трибина и реконструираната јужна трибина) во април 2011. Конечно, во 2013 год е довршен и предаден во употреба подтрибинскиот простор на источната трибина.

Слика 1. Почеток на изградбата на Северната трибина (2008)
Лево е старата Јужна трибина

Иако овој текст е наменет за презентација на конструктивниот дел на објектот и неговата изградба, неопходно е да се истакнат неговите извонредно богати спортски и деловни содржини и функции кои несомнено го вбројуваат во најмодерните спортски центри во регионот.

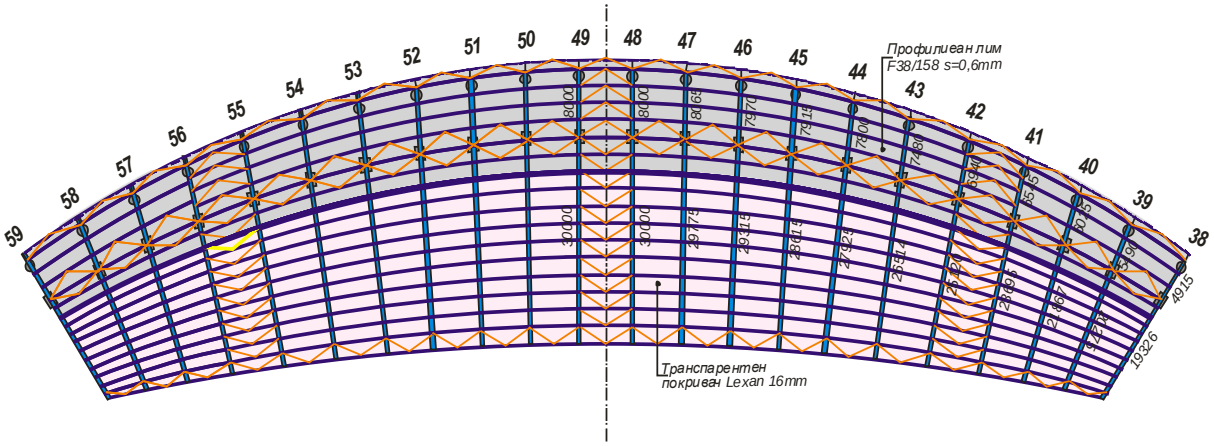
Северната трибина со новата концепција станува главна трибина и добива практично исклучиво спортска намена (соблекувални, простории за тренери, судии, делегати, официјални лица, прва помош, допинг контрола, новинари, сала за прес конференции, ВИП гости, управа на стадионот и канцеларии на МОК, техничка контрола и надзор на инсталации, помошни простории, економат, атлетски реквизити, магацини и работилници, обезбедување).

Во јужната трибина, спортските функции се пренаменети за потребите на фудбалскиот подмладок, а досега користениот простор со деловна намена останува и понатаму во функција (ТВ студио, продавници итн.). Подтрибинскиот простор на источната и западната трибина има исто така богати деловни функции: кафетерии, гардероби и тоалети, салон за убавина, спа центар, бифеа, игротека, компјутерски центар, сали за фитнес и за боречки вештини, кардио центар, спортска и релакс масажа, сала за танц итн. итн.

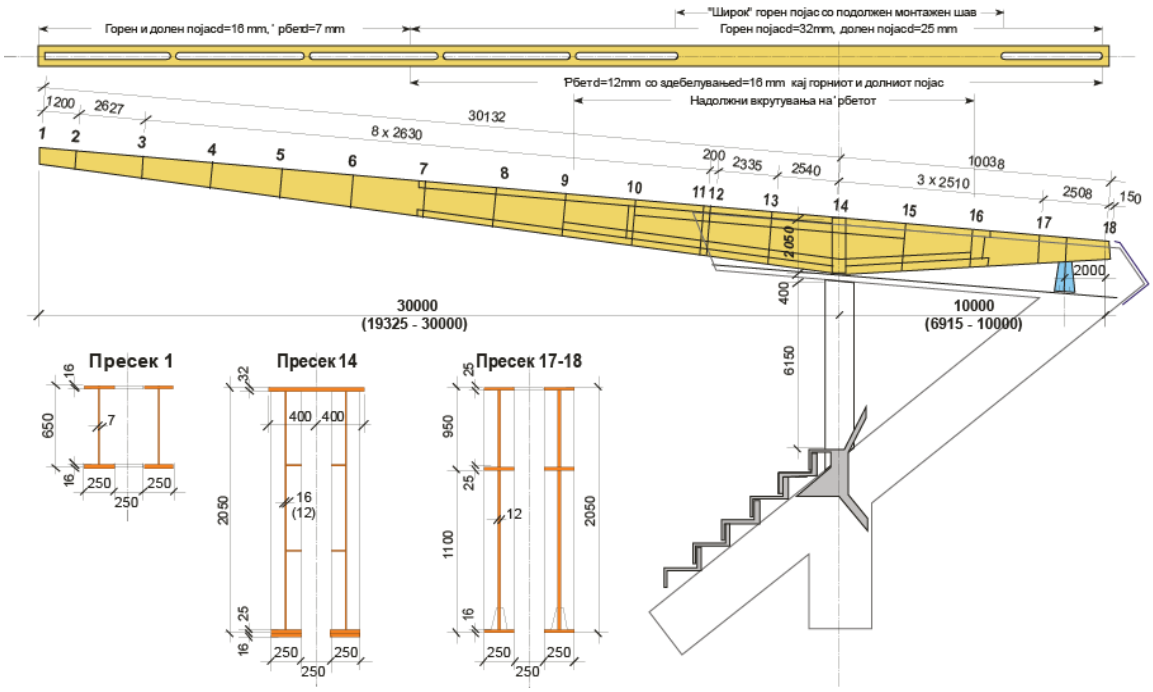
Борилиштето е исто така комплетно реконструирано и се состои од фудбалски терен (68x105m), осум атлетски патеки (400m) вклучувајќи и базен за стипл-чез, скокалишта за скок во височина, скок со стап, скок во далечина и трискок и фрлалање ѓуле, копје и кладиво.

2. ОПИС НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Армиранобетонската конструкција на трибините претставува комплексен повеќекатен објект во монолитна рамовска конструкција со масивни столбови, хоризонтални греди и силна назабена коса греда преку кои се поставени монтажни префабрикувани АБ скалници за гледалиштата со до 50 редови седишта. На карактеристичниот завршеток на косите греди се монтираат челичните носачи на покривната конструкција на трибините (Слика 2 и 3.) Главните приоди и излезите на гледалиштето се наоѓаат на вториот кат и се поврзани со пешачки сообраќајници на пристапната улица (југ) и одбранбените насипи на реката Вардар (север).



Слика 2. Диспозиција на челичната покривна конструкција на Северната трибина: главни носачи, рожници, подолжни и попречни хоризонтални спрегови



Слика 3. Челична покривна конструкција и дел од армирано-бетонската конструкција Карактеристичен попречен пресек и детал на главните носачи 48 и 49

Челичната покривна конструкција има неправилен закривен елиптичен облик во основа (Слика 1.) со различни радиуси на внатрешните и надворешните рабови на површината на покривот, симетричен во однос на двете главни оски на објектот (Слика 1.), кои го пратат обликот на армиранобетонската конструкција. Заради тоа, секој чифт главни носачи има различни распони. Во конструктивен смисол, главните носачи се греди со долг конзолен препуст и кусо поле. Така напр. за северната трибина распоните на полето се движат од сса 4.90m до 10.0m а конзолите од

сса 19.30m до 30.00m, односно со вкупна должина од сса 25.50 до 40.0m. Главните носачи се конструирани како "близни" – по два носачи со идентичен напречен пресек и променлива височина од 2,00m над средната потпора и 0.65m на двата краја (Слика 3).

Рожниците се заварени челични носачи со просечен распон од 8.00m кој варира во зависност од закривеноста на покривот. За стабилизација на конструкцијата во рамнината на покривот предвидени се подолжни и попречни хоризонтални спрегови. Целокупната челична конструкција е изработена од челик S235JRG2 според EN 10025, односно С.0361 според MKS C.B0.500.

Кровниот покривач е изработен од трапезно профилиран и пластифициран челичен лим F38/158 s=0,6mmдодека на поголемиот дел над гледалиштата е изведен транспарентен "лексан" со дебелина 16 mm.

3. ИЗГРАДБА НА АРЕНАТА

Изведбата на конструкцијата се одвиваше во фази диктирани од динамичкиот план и техничката документација. На секоја трибина беа предвидени по две дилатации, заради што најпрво е бетониран средниот дел, а потоа левиот и десниот дел од трибините чии греди се ослонети на вути, со посебен детал за налегнување кај дилатацијата. Косите назабени АБ греди со димензии 80x220cm врз кои се положени аб монтажни елементи за формирање на гледалиштето, се бетонирани во три кампади, со строго определени каскадни налегнувања- прекини и низ строго определени продори во веќе избетонираните монолитни плочи. По втората кампада, косите греди се вкрутени со поврзна греда, во третата кампада продолжуваат како неназабени и во нив е "всаден" столб со греда во облик на Т носач како воѓица на покривните челични носачи (Слика 4.).

Слика 4. Изградба на армиранобетонската конструкција на Аренатa

Изработката и монтажата на челичната конструкција ја пратеше "во чекор" изработката на армиранобетонската конструкција. Најпрво се монтирани и стабилизирани централните главни носачи, на секоја трибина одделно, а потоа во зависност од готовоста на бетонската конструкција продолжи монтажата на главните носачи, секундарната конструкција и "мачкините патеки" со темпо од најмногу 6 дена за едно поле на покривната конструкција (Слика 5.).

Слика 5. Монтажа на челичната конструкција на Северната трибина. Лево: Монтажа на главните носачи. Десно: Монтажа на под-конструкцијата за кровниот покрива ч

За цело време на изведувањето на работите голем број градежни кранови и автодигалки. За монтажата на главните носачи користена е 150 тонска авто-дигалка DEMAG TC600/150 со помошна стрела, а за монтажа на секундарната конструкција 80 тонска дигалка со голем дофат и градежен кран. Сите работи се завршени во предвидениот рок. За цело време на изградбата, спортските натпревари и функциите во подтрибинскиот простор се одвиваа нормално, без попречување (Слика 6.).

Слика 6. Почеток на изградбата на Северната трибина на Националната спортска арена. Сите активности во комплексот се одвиваа нормално, без попречување

Постоечката Јужна трибина претрпе реконструкција на самото гледалиште, на под-трибинскиот простор во функција на стадионот и на челичната под-конструкција за кровниот покривач. Со тоа, и јужната трибина го доби обликот на ново изградените трибини и со спојот со источната и западната трибина го оформи конечниот изглед на аренатa (Слика 8).

Конечно, и спортското борилиште претрпе забележителна реконструкција. Фудбалскиот терен е ограничен со АБ дијафрагма во која е сместен канал за одводнување на атлетската патека, изведен е нов систем за дренажа, систем за загревање поврзан со сопствена топлотна потстаница и сплинкер систем за наводнување на тревната површина поврзан со сопствена хидро потстаница со бунари и резервоар.

Слика 7. Изградба на армиранобетонската конструкција на аренатa

Значаен дел од Проектот на Националната спортска арена се и функциите на под-трибинскиот простор и фасадното обликување со илуминација. Засега е изведена само фасадата на источната

трибина, како структурална од стакло и инокс челик, анкерувана за челична решеткаста под-конструкција. За нејзините естетски вредности и елеганција придонесуваат линиските иноксни цевки, перфорираните инексни сонцебрани, настрешницата и, се разбира, илуминацијата.

Слика 8. Северна трибина на Националната спортска арена Филип II.
Лево: Монтажа на челичната конструкција. Десно: Северната трибина по завршената изградба

Можат да се наведат неколку карактеристични показатели кои на најдобар начин ја отсликуваат комплексноста и обемноста на изградбата (Слика 7. и 8.), со вкупна нето површина на објектот од близу три хектари (29.273м2). Во носечката армиранобетонска и челична конструкција на Националната спортска арена Филип II во Скопје, вградени се:

- Армиран бетон	сса 66.200m3
- Арматура	сса 4.310.000kg
- Челична конструкција	сса 1.664.000kg
- Кровен покривач (проф.лим+лексан)	сса 15.000m2

За изведување на армиранобетонската конструкција на Арената беа подигнати сса 290.000м3 тешко носиво скеле.

Од аспект на примена на модерни постапки при изведбата на конструкцијата треба посебно да се наведат:

1. Примената на BIM концептот (Building Information Modelling) при репроектирањето – разработката на Изведбениот проект како и примената на повисокото ниво CED (Cost Effective Detailing = Конструирање за најниска цена) при разработката на Работилничките цртежи [2]. Анализирани се 5 алтернативни решенија на главните носачи, без никакви промени на конструктивниот систем и било какво пореметување на носивоста и стабилноста. Резултатите покажуваат дека со ре-конструирање на концептот, особено на заварените врски и, последично, со елиминирање на "генераторите" на зголемени трошоци на мануелниот труд, додатен материјал за заварување, NDT контрола итн. но, истовремено, со благо зголемување на вкупната тежина, може да се постигне евидентно пониска вкупна цена на изработката (Слика 9). Ангажирањето на мануелниот труд може да се намали скоро за два пати, а вкупните нематеријални трошоци за околу една третина, што на најдобар начин ја актуелизира неопходноста од Изведбен проект според Законот за градење, особено во челичните конструкции, бидејќи ги респектира техничко-технолошките можности и компетентноста на Изведувачот.

2. Примената на ласерската 3D метрологија за проверката на точноста на изработката на челичните елементи и за виртуелна пробна монтажа. Физичката пробна монтажа, која во старата пракса на по-комплексните челични конструкции беше не само неизбежна туку и неопходна, веќе е минато. Модерните 5D CNC високо прецизни машини и опрема за заварување, сечење и дупчење надградени со FIM концептот (Fabrication Information Modelling) и поддржани од ласерската 3D метрологија, обезбедувајќи највисока геометриска прецизност во сите фази на изработката овозможуваат големи заштеди во време и нематеријални трошоци.

Слика 9. Источна трибина на Националната спортска арена Филип II
Монтажа на носечката конструкција за видео бимот

Слика 10. Националната спортска арена Филип IIпо завршената изградба
на трибините и покривната конструкција

4. КАКО ЈА СФАЌАМЕ АРЕНАТА

Националната спортска арена Филип II во Скопје е гордост за Република Македонија, но со причина таа претставува и гордост за своите градители кои што, преку нејзината изведба ја покажаа и потврдија својата техничко-технолошка опременост, производна специјализација и кадровски потенцијал на сите нивоа на стручност и компетентност.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Kočkov K.,Dimeski G., Bardakoski S. I Antovski, K: KROVNA KONSTRUKCIJA NOVE SEVERNE TRIBINE NACIONALNE SPORTSKE ARENE U SKOPJU, 3. Internacionalni naucno-strucni skup GNP 2010, Zabljak, 15-19 February 2010

[2] Nikolovski T., Todoroski G. and Georgiev, N: NEW NATIONAL SPORT ARENA IN SKOPJE, MACEDONIA. AN APPLICATION OF COST EFFECTIVE DETAILING CONCEPT, Paper SC-035, 3rd Euro Asian Civil Engineering Forum (EACEF), Yogyakarta, Indonesia, 20-22 sept 2011

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 3

Zoran MILUTINOVIC[1], Mihail GAREVSKI[2], Radmila SALIC[3]

ABUDHABI EMIRATE, UAE, SYSTEM FOR SEISMIC RISK MONITORING AND MANAGEMENT

SUMMARY

To assure and maintain sustainable development of the Emirate of Abu Dhabi, UAE, in general, of Abu Dhabi Municipality and Abu Dhabi City in particular, and disaster free living environment for its citizens, the Abu Dhabi Municipality Town Planning Department initiated project "Assessment of Seismic Hazard and Risk in Abu Dhabi - ADSHRA". During the conceptual design of the system and development of the Tender document, the primary concept and territorial coverage of the project have been enhanced ending up into “Emirate of Abu Dhabi System for Seismic Risk Monitoring and Management – AD SRMMS”. This paper, in necessary details, presents the Projects’ concept and structure, its objectives and scope and some crucial aspects of the system implemented.

Keywords: ADSHRA, Seismic risk, Seismic hazard, Monitoring, Management

Зоран МИЛУТИНОВИЌ[1], Михаил ГАРЕВСКИ[2], Радмила ШАЛИЌ[3]

СИСТЕМ ЗА СЛЕДЕЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ РИЗИК И СПРАВУВАЊЕ СО НЕГОВИТЕ ПОСЛЕДИЦИ ВО ЕМИРАТОТ АБУ ДАБИ, ОАЕ

РЕЗИМЕ

За да обезбеди и осигура одржлив развој на сигурна-од-катастрофи животна средина за жителите на Емиратот Абу Даби и Обединетите Арапски Емирати во целина, општината на градот Абу Даби преку одделот за просторно планирање, го иницираше проектот "Проценка на сеизмички хазард и ризик во Абу Даби - ADSHRA". Во текот на концептуалниот дизајн на системот и изработката на тендерската документација, примарниот концепт и територијална покриеност на проектот завршија со "Систем за следење на сеизмичкиот ризик и справување со неговите последици во Емиратот Абу Даби - AD SRMMS". Овој труд, во потребни детали,ја презентира структурата и концептот на проектот, неговите цели како и некои клучни аспекти на имплементираниот систем.

Клучни зборови: ADSHRA, Сеизмички ризик, Сеизмички хазард, Следење, Справување

[1] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, zoran@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Director, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, garevski@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

To assure and maintain stable development of Abu Dhabi Emirate, disaster free living environment for its citizens and targeted quality of life, the Municipality of Abu Dhabi City in 2008 initiated conceptualization of the Project "Assessment of Seismic Hazard and Risk in Emirate of Abu Dhabi (ADSHRA)".

Endeavoured in creating the Abu Dhabi System for Seismic Risk Monitoring and Management (AD SRMMS), the Project is primarily focused on seismic sector. Being under the implementation over the last 24 months, the Project, in most effective and, technically and scientifically consistent manner, integrated the state-of-the-art know-how, technology and data for developing a sound strategy and superior policies for protecting the current and planned development against adversity of potential environment impacts.

The Project meets national seismic safety goals by assuring consistent, technically sound and economically justified inputs for:

- Prevention, Regional and Development Planning
- Urban Planning and Land Development
- Mitigation, Emergency Preparedness and Response
- Engineering and Development, and
- Promotion of Public Awareness, Risk Prevention Culture, and Public Safety.

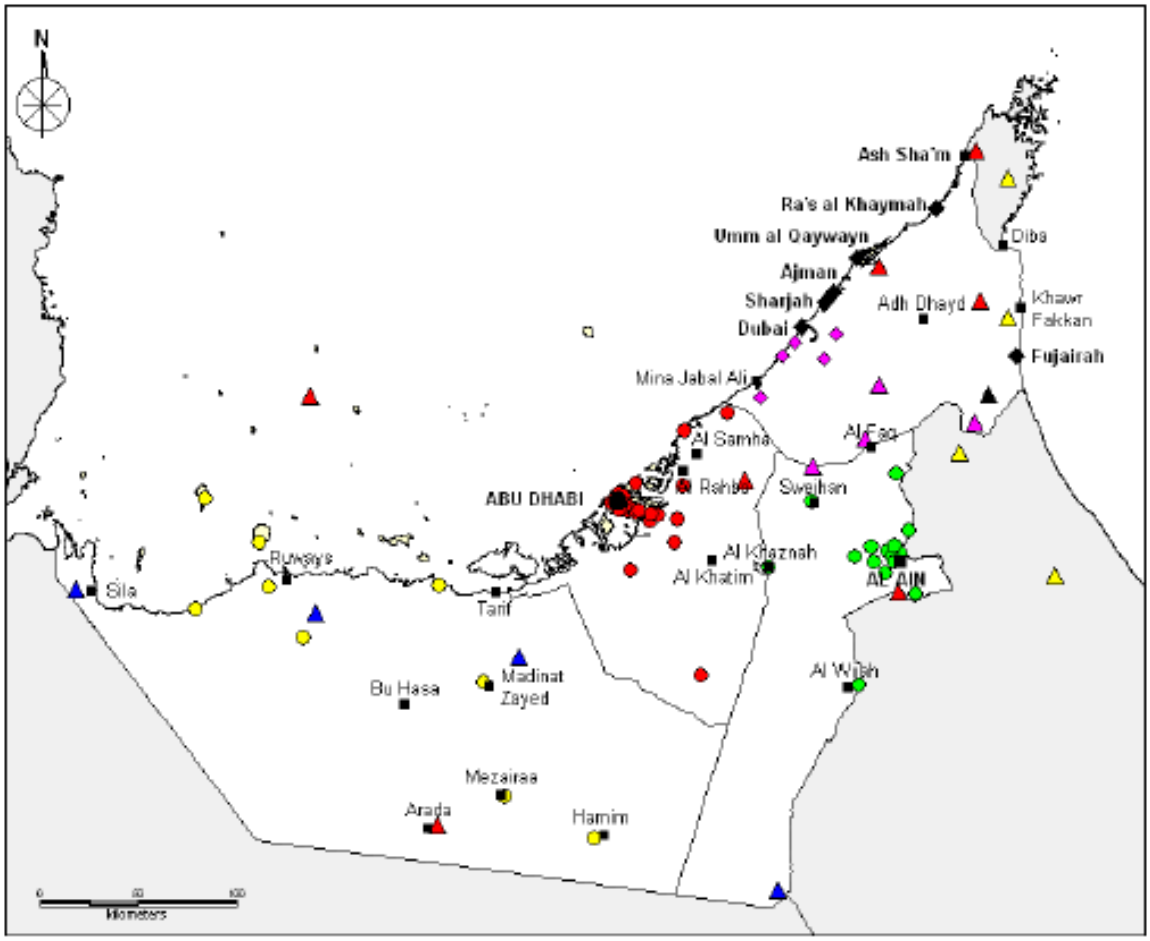


Figure 1. ADSHRAs' Permanent Accelerograph (yellow, red and green solid circles) and Seismic Monitoring (blue solid triangles) Networks.

/Red solid triangles: NCMS Seismic Monitoring Stations, Yellow solid triangles: Part of Omani Seismic Monitoring Network, Pink solid triangles: Dubai Municipality Seismic Monitoring Stations; Pink rhomboids: Dubai Municipality Permanent Accelerograph Network/

ADSHRA objectives have been designed along the Hyogo Framework for Action 2005-2015 (HFA 2005-2015) strategic goals, in particular the first one:

<< The more effective integration of disaster risk considerations into sustainable development policies, planning and programming at all levels, with a special emphasis on disaster prevention, mitigation, preparedness and vulnerability reduction >>

as well as are in full conformity with HFA priorities for action:

- Ensure that disaster risk reduction is a national and a local priority with a strong institutional basis for implementation
- Identify, assess and monitor disaster risks and enhance early warning
- Use knowledge, innovation and education to build a culture of safety and resilience at all levels
- Reduce the underlying risk factors, and
- Strengthen disaster preparedness for effective response at all levels.

As such, ADSHRA fully complies and are in support of Abu Dhabi Municipality vision: To ensure a superior quality of life and a sustainable environment for Abu Dhabi residents.

2. PROJECT STRUCTURE

The Project consists of 20 tasks and 69 deliverables (Table 1). Fifteen (15) tasks and fifty nine (59) deliverables of technical nature (Table 1) are related to qualitative and quantitative understanding of:

- Seismic environment the Emirate of Abu Dhabi is exposed to
- Potential consequences if the Emirate in general, and Abu Dhabi, Al Ain and/or Western Region Municipalities in particular, are exposed to a major earthquake event from surrounding high energy seismic zones
- Performance and seismic risk inherent to current and planned building stock, and selected critical importance lifeline systems
- Installation of seismic monitoring systems (accelerograph network, seismic monitoring network and structural health monitoring systems) for research, engineering, planning and emergency management needs
- Establishment of disaggregated AD Seismic Risk Monitoring and Management Center (AD-SRMMC) consisting of two (2) Data and five (5) Display Centres, and
- Definition of parameters for deciding nationally feasible and economically justifiable levels of seismic protection, i.e. – economically acceptable level of seismic risk.

Three (3) tasks and seven (7) deliverables are related to coordinated activities, the Project promotion, Project validation and creation of public awareness and training, one (1) task and one (1) deliverable to post implementation-phase maintenance and one (1) task and one deliverable (1) are related to BOT services that shall enable Client to rapidly start offshored operations, and within a period of 3 (three) years, to take ownership of the offshored developed center (AD-SRMMC Center) as its own subsidiary.

Fourteen (14) tasks and twenty-six (26) deliverables are implemented at Abu Dhabi Emirate level, while six (6) tasks and forty-two (43) deliverables are municipality specific and are conducted either within or for selected urban areas and critical1 and/or unique structures in Abu Dhabi, Al Ain and Western Region Municipalities.

3. ACCOMPLISHMENTS

During the Implementation Phase ADSHRA accomplished:

1. Qualitative and quantitative assessment of:

- Seismic Hazard and Seismic zoning of the UAE, and
- Microzoning of areas defined by Abu Dhabi Urban Planning Council (UPC) Urban Structure Framework Plans:

- "Plan Abu Dhabi 2030“
- “Plan Al Ain 2030“, and
- “2030 Al Gharbia (Western Region) Plan”.

Task	No. of Deliverables	Task/Activity Title
TK01	1	Seismic Hazard Assessment and Seismic Zoning of United Arab Emirates
TK02	6	Site Amplification Studies and Microzonation
TK03	3	Liquefaction Susceptibility Studies and Microzonation
TK04	1	ADE Seismic Design Parameters Web
TK05	4	Seismic Risk Analysis of Four Critical Importance Lifeline Systems
TK06	9	Seismic Risk Analysis of Critical Structures
TK07	3	AD Permanent Accelerograph Network
TK08	3	AD Seismic Monitoring Network
TK09	2	UAE. Ground Shaking Map (UAE-GSM) System
TK10	12	Structural Health Monitoring System for Unique Structures
TK11	1	UAE 3D Seismic Simulation Model to Simulate Long-Period Seismic Waves
TK12	1	Seismic Performance and Risk of ADM Tall Buildings to Simulated Long-Period Seismic Waves
TK13	12	Seismic Risk Assessment and Loss Estimation
TK14	1	AD Seismic Risk Monitoring and Management Centre (AD-SRMMC)
TK15	1	Seismic Data Base & GIS Shell for Management, Maintenance and Modification of Seismic Database Products
TK16	1	Coordinated Activities
TK17	3	Promotion, Validation & Public Awareness
TK18	3	Training
TK19	1	Build – Operate – Transfer (BOT) Services
TK20	1	Maintenance

Table 1. Summary on ADSHRA Project Structure

2. Installation of Seismic monitoring system for emergency management and disaster risk reduction by deploying:

- Permanent accelerograph network of fifty (50) stations (150 channels, Figure 1)
- Accelerograph Array (AA) network of seven (7) stations (42 channels in total) consisting of 7 surface (at 3m depth) downhole and seven 30m deep downhole sensors for clarifying the influence of local soil conditions upon amplitude and frequency modification of regional motions
- Structural Health Monitoring Systems (7 structures, 204 channels in total, Figure 2) in unique structures selected within the urban areas of:
    - Abu Dhabi Municipality (5 structures, 3 x 36 + 2 x 24 channels = 156 channels in total), and
    - Al Ain and Western Region Municipalities (2 structures, 2 x 24 channels = 48 channels in total)
- Seismic monitoring (Figure 1) for development and maintenance of 3D Seismic Simulation Model for simulating long-period seismic waves and triggering the Permanent accelerograph network by deployment of:

- A network of four (4) seismic stations consisting of three-component broad-band sensors and a triaxial accelerometer unit (4 x 6 channels = 24 channels)

3. Establishment of UAE Ground Shaking Map (UAE-GSM) System

4. Establishment of the Seismic Design Parameters Web in a support to earthquake resistant architectural and structural design and construction practice

5. Seismic risk and loss assessment of:

- Two, out of four foreseen by ToR v2.0 Critical Infrastructural Systems, and
- Urban built environment

6. Development of reliable seismic data base as a major instrument for seismic risk monitoring and management

7. Establishment of disaggregated AD Seismic Risk Monitoring and Management Centre (AD-SRMMC) consisting of:

- Two (2) Data (Figure 3) Centers, and
- Five (5) Display (Figure 4) Centres, in fact emergency decision making posts established in: (1) Abu Dhabi City Municipality /ADM/; (2) Al Ain City Municipality /AACM/; (3) Western Region Municipality /WRM/; (4) National Centre of Meteorology and Seismology /NCMS/; and (5) Abu Dhabi Police (ADP-GHD).

ADSHRA was conceptually not aimed in generating, but utilizing the abundance of existing data. However, at 70 selected locations (Table 2) ADSHRA implemented detailed field (30 meter deep boreholes, borehole sampling, PS suspension logging, Elastimeter testing, geophysical shallow refraction and one month long ground noise measurements) and laboratory (soil index and engineering properties, UCST and dynamic soil testing) geotechnical studies aimed in defining parameters and relations that will assure implementation of existing soil data for seismic geotechnical engineering studies.

#	Site Characterization Investigation Type	Quantity
A.	**Boreholes and Borehole Related Investigations**	
1.	30 meter Deep Exploration Boreholes	70
2.	30 meter Deep Instrument Installation Boreholes	5
3.	3 meter Deep Instrument Installation Boreholes	40
4.	SPT Measurements	72 boreholes
5.	PS Suspension Logging Tests	70 boreholes
6.	Perssuremeter (Elastmeter) Tests	3 boreholes
7.	Sampling for Standard Soil Laboratory Testing	72 boreholes
8.	Sampling for UCST Testing	47 boreholes
9.	Sampling for G-γ& D- γ Dynamic Soil Laboratory Testing (DSTL)	72 boreholes
10.	Sampling for Liquefaction Potential Testing (DLPT)	34 boreholes
B.	**Other in-situ Investigations**	
11.	Geophysical (Shallow Surface Refraction) measurements; 2 orthogonal 100-120m profiles	70 borehole associated 5 stand alone
12.	1 month long Ground Noise Measurements	68 borehole associated 7 stand alone
C.	**Soil Laboratory Testing**	
13.	UCST Tests with Deformation Measurements	85 Samples
14.	DSTL G-γ& D- γ Tests	142 Samples
15.	DLPT Liquefaction Potential Tests	42 Samples

Table 2. Summary on ADSHRAs' Site Characterization Field and Laboratory Investigations

While the predominant number of ADSHRAs' accomplishments is publically invisible, embedded in institutions, structures or scattered within the Abu Dhabi Emirate remote areas, the Seismic Zoning Map of UAE, presently under the final stage of adoption, is a product of high visibility that will shape Abu Dhabi Emirate design and construction practice as well as safety and security of its citizens.

Figure 2. Buildings Equipped with 24 (4) and 36 (3) Channel Structural Health Monitoring Systems

All ADSHRA products are stored and mirrored in Data Centres (Figure 5), including:

- All metadata accumulated during the project performance
- Data qualitatively and quantitatively defining the seismic environment of Abu Dhabi Emirate and its neighbourhood
- Geotechnical data and data related to seismic zoning and Microzoning
- Spatial data for assessing urban (buildings) and infrastructure (4 Critical Importance lifelines) seismic performance and generated results
- Other geo-spatial data
- Simulation models and expertise generated for various ADSHRA needs and subsequent simulations
- Specialized client's oriented software products
- Related GIS shelled databases, and
- Other achievements pertinent to spatial seismic qualification and quantification of the territory of Abu Dhabi Emirate and neighbouring regions, process of regional urban planning, development and preventive seismic protection of existing and planned construction.

Figure 3. Data Centres (NCMS, ADM Left; and UAEU, AAM, Right)

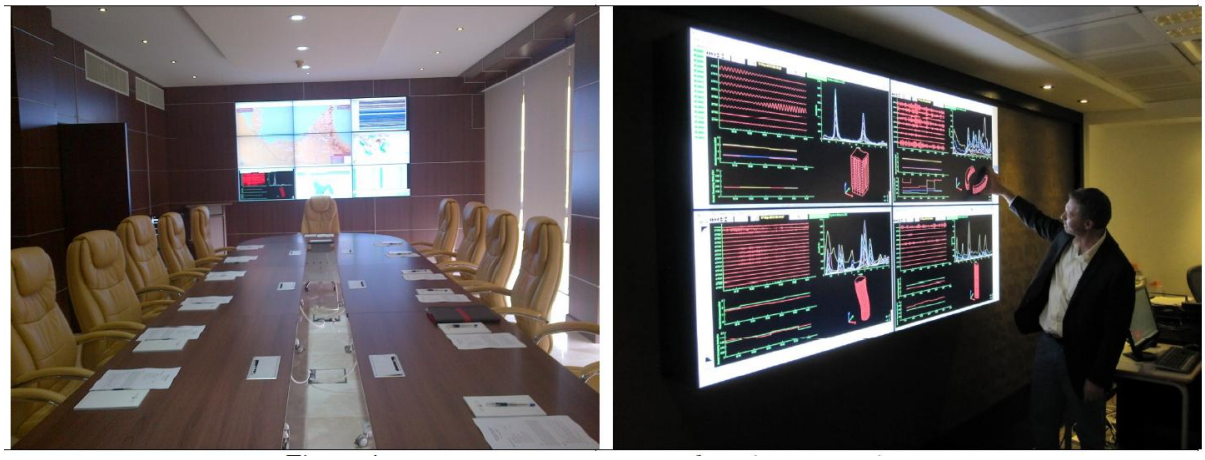


Figure 4. Display Centres (AACM, Left; and ADM, Right)

In essence the AD-SRMMC technological Platform (Figure 6) is highly redundant system that:

- Supports implementation of installed capacity in daily activities/work of strategic and other stakeholders
- Catalyses and integrates cooperation in the fields of hazard, risk and emergency/disaster management among different national entities (ADSIC[2], NCMS[3], UAEU[4], other Universities, PI[5], ADNOC[6], ADWEA[7], EAD[8], other), the decision making authorities (DMA[9], Municipalities / ADM[10], AAM[11] and WRM[12]/, Emergency systems ADP[13], NCEMA[14]), Critical infrastructure operators (power and water supply, gas and oil transportation), and other interested in potential stakeholders
- Efficiently bridges the gap between professionals of various proficiencies and decision making authorities

[1] ADSIC: Abu Dhabi System and Information Center
[2] NCMS: National Center for Meteorology and Seismology
[3] UAEU: United Arab Emirates University
[4] PI: Petroleum Institute
[5] ADNOC: Abu Dhabi National Oil Company
[6] ADWEA: Abu Dhabi Water and Electricity Agency
[7] EAD: Environmental Agency – Abu Dhabi
[8] DMA: Department of Municipal Affairs
[9] ADM: Municipality of Abu Dhabi City
[10] AAM: Al Ain Municipality
[11] WRM: Western Region Municipality
[12] ADP: Abu Dhabi Police
[13] NCEMA: National Crisis and Emergency Management Authority

- Assures and maintains real-time decision making process among major emergency and crisis management stakeholders (DMA, ADM, AAM, WRM, ADP and NCEMA), and
- Integrate the worldwide state-of-the-art in the fields of: (1) Geosciences, (2) Engineering and earthquake engineering, (3) IT & communication, (4) Emergency decision making process, and (5) other related scientific, technical and decision making domains.

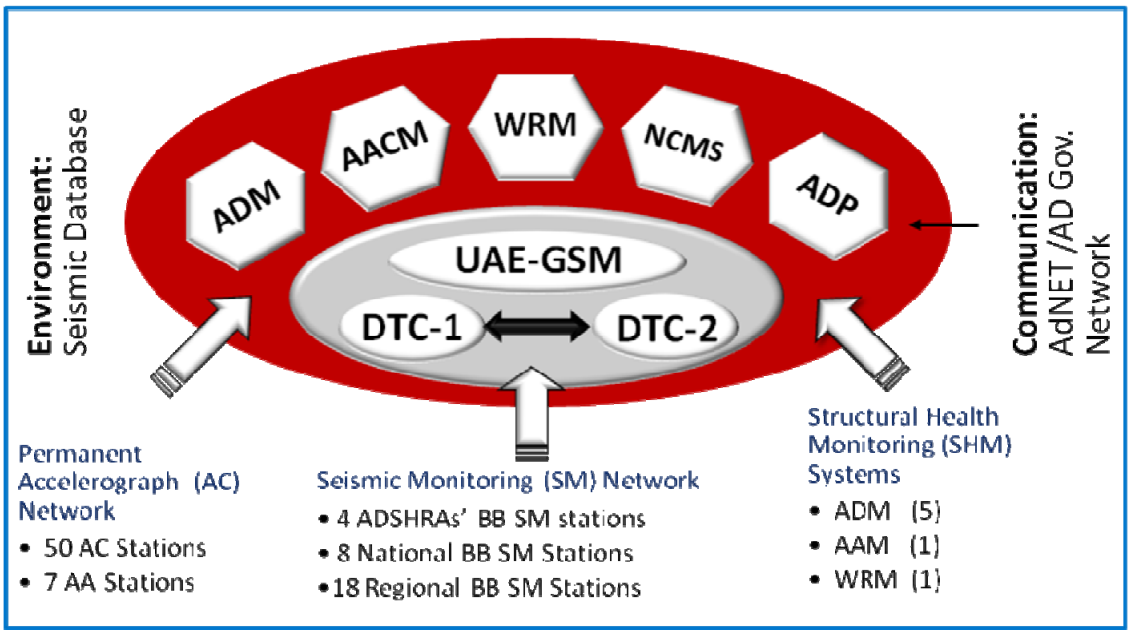


Figure 5. Conceptual Layout of ADSHRAs Disaggregated Seismic Risk Monitoring and Management Center, AD-SRMMC

AD-SRMMC is seen as a seed and the backbone of an Integrated Abu Dhabi Multi Disaster Management System. Although at this very moment it is conceptually designed and implemented based on potential seismic threats the Emirate could be exposed to, due to its modular structure andintegrated GIS shelled data bases, it is easy upgradable for including any other disaster agent jeopardizing safety, security and quality of life of Abu Dhabi Emirate citizens.

Such strategic achievements are made possible by recent worldwide advances in seismic monitoring instrumentation, real-time computational, data transmission and communication technology, as well as the data accumulated, databases developed and established GIS systems for monitoring and management of urbanization processes in major urban areas of Abu Dhabi Emirate.

4. ADSHRAs' STAKEHOLDERS

ADSHRA products and outputs cover mandates and needs of broad number of stakeholders, among which the following are dominating:

- Governmental authorities
- Emergency response systems & Emergency Managers
- Engineering & scientific community (Seismologists, Architects, Structural and Earthquake engineers, Geologists, etc.)
- Regional & Urban planners
- Land developers
- Operators of critical infrastructure
- Owners and/or operators of infrastructure and public utilities
- Owners of structures
- Businesses
- Media
- General public; etc.

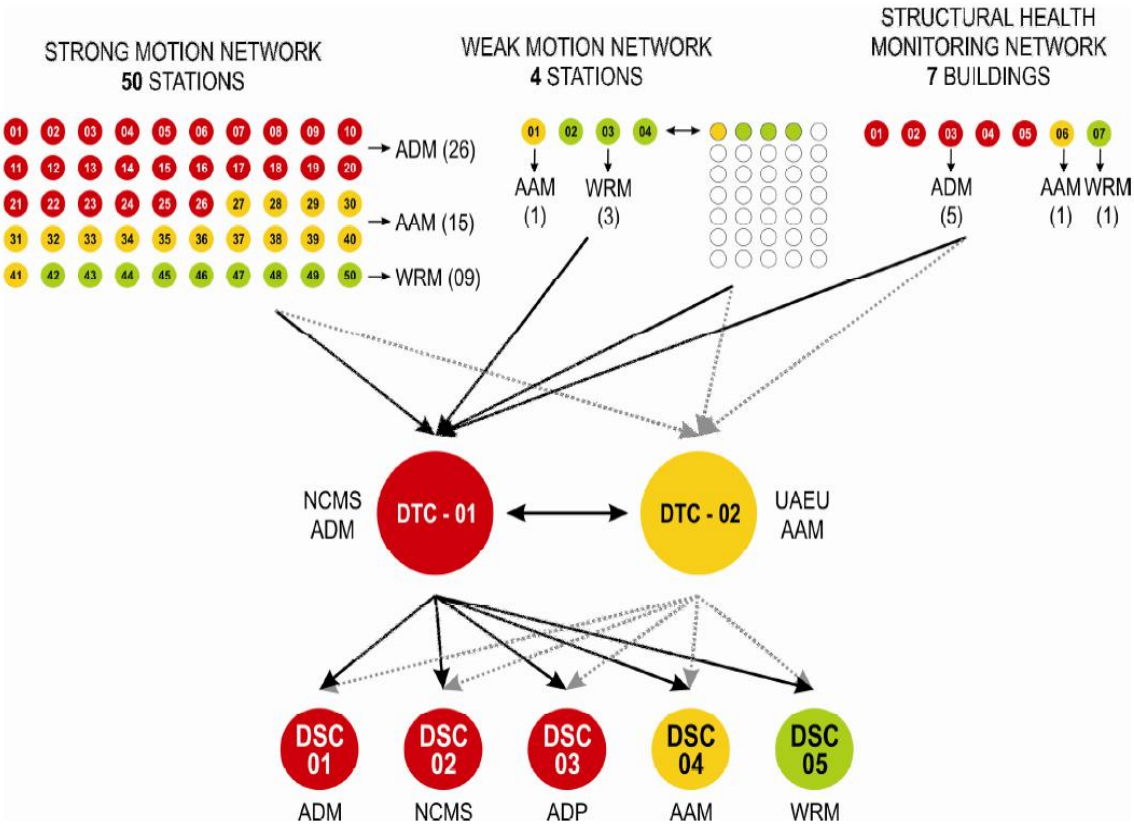


Figure 6. AD-SRMMC Cyber Platform

5. TRAINING AND INTERNATIONAL VALIDATION

ADSHRA incorporated a strong training component implemented in terms of:

- Hands-on trainings designed to develop and improve national capability to operate, maintain and use the system for various technical, planning, research and emergency needs; and,
- Purpose oriented trainings designed for training of decision making authorities and other relevant professionals to familiarize with system outputs and develop skills to efficiently implement them in decision making process.

ADSHRA organized three International workshops to present its achievements, position them with respect to worldwide state-of-the-art, receive comments and, if viable, incorporate them in the final products:

- Workshop 1: Seismic Hazard Assessment, Seismic Zoning and Microzoning
- Workshop 2: Strong Motion Instrumentation and Structural Health Monitoring
- Workshop 3: Seismic Risk and Loss Assessment

National and international feed-backs have been obtained from a number of national, regional and international conferences.

6. REPORTING

ADSHRA products are reported in over 300 main reports (more than 24,500 pages) and accompanied with numerous instrument manuals, specifications, brochures and related materials.

By the end of the Implementation phase, the list (Table 3) is not completed, yet it should include reports from On-hold and Constrained products, as well as Maintenance phase reporting.

Task	Number of:									Total	
	DLs	Main Reports		Annex Reports		Station Books		OAT Reports			
		Reports	Pages	Reports	Pages	Reports	Pages	Reports	Pages	Reports	Pages
TK-01	1	3	430	6	362					9	792
TK-02	6	6	748							6	748
TK-03	3	3	158							3	158
TK-04[1)]	1	1	-							1	-
TK-05[2)]	4	2	322							4	322
TK-06	9	9	844	20	2,288					29	3,132
TK-07	3	4	760	50	4,060	52	2,184	50	2,310	156	9,314
TK-08	3	3	266	9	714	4	158	4	330	20	1,468
TK-09	2	2	338							2	338
TK-10[3)]	12	16	1,272	14	968			7	230	37	2,470
TK-11	1	1	140							1	140
TK-12	1	1	198							1	198
TK-13	12	12	946							12	946
TK-14	1	1	116	5	816					6	932
TK-15	1	2	278							2	278
TK-16	1	1	160							1	160
TK-17	3	3	1,490							3	1,490
Sp. Rep. [4)]	n/a	10	1,770							10	1,770
TK-18											
TK-19											
TK-20											
Total		82	10,236	104	9,208	56	2,342	61	2,870	303	24,656

[1)] On Hold; [2)] Two, out of four deliverables are On Hold; [3)] One Building is On Hold; [4)] Supplementary Reports

Table 3. Summary on ADSHRAs'Reporting

7. CLOSING REMARKS

ADSHRAs' is conceptualized and implemented to build an integrated system for assisting regulator in formulating development policies and criteria that will secure population, the present and future urban development, vital facilities and infrastructure of Abu Dhabi Emirate against potential adverse seismic impacts. While at this very moment ADSHRA is leaned on real-time seismic monitoring data, state-of-the-art know-how and embedded data on Abu Dhabi Emirates' built environment, it is a system and technological platform designed and implemented to provides post-earthquake event emergency parameters and decisions, and parameters needed for consistent seismic protection of population and national assets against earthquake impacts through regular process of architectural and structural design and construction, and regional and urban planning.

REFERENCES

[1] Milutinovic, Z. and M. Garevski (2009). Assessment of Seismic Hazard and Risk in Abu Dhabi Emirate. ToRv2.0, Vol.1. Submitted by 20.02.2009, Document status – Classified

[2] Milutinovic, Z. (2013). Consultant Final Report on Implementation of ADSHRA Project, submitted by 31.11.2013, Document status – Classified

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 4

Mile SLAVEVSKI[1]

CONSTRUCTION OF“ST. PETKA“DAM

SUMMARY

After great effort of involved companies and public institutions and many years of hard work, the great infrastructural project – “Hydro system “St. Petka” is put into operation.

The paper presents the most important structures and objects that form the whole hydro system “St. Petka”. Especially description of the technical solution of the dam body and execution of the works on the concrete arch dam is presented.

Considering the fact that arch concrete dams are one of the most complicated engineering structures, experiences of important world achievements in this field are used during the construction. The most contemporary equipment for monitoring of the behavior of the dam and all supporting structures is built in the dam.

Keywords: arch dams, construction, monitoring equipment

Миле СЛАВЕВСКИ[1]

ИЗГРАДБА НА БРАНАТА „СВ. ПЕТКА“

РЕЗИМЕ

По многу напор и заложба на сите инволвирани фирми и државни институции и по повеќегодишна макотрпна работа, големиот инфраструктурен проект - хидросистемот „Св. Петка“ е пуштен во погон.

Во овој труд се цитирани поважните реализирани објекти што ја чинат целината на хидросистемот „Св. Петка“. Посебно е даден опис на техничкото решение и на редоследот на изведување на градежните работи на телото на лачната бетонска брана.

Со оглед на фактот што лачните бетонски брани се многу сложени инженерски објекти, при градбата на браната „Св. Петка“ се користени искуства од најсовремени светски достигнувања и вградена е современа опрема за следење на однесувањето на браната и на придружните објекти.

Клучни зборови: лачни брани, изградба, оскултациона опрема

[1] Manager in ELEM – Branch HES “Treska”, mile.slaveski@elem.com.mk

2. ВОВЕДНИ НАПОМЕНИ

Во рамките на целосното и оптимално искористување на енергетскиот потенцијал на водите на реката Треска, меѓу ХЕЦ „Козјак“ и ХЕЦ „Матка“ е изградена ХЕЦ „Св. Петка“, како второ скалило во каскадата на хидроцентрали. Локацијата на браната и на централата „Св. Петка“ е 11.3 km низводно од браната „Козјак“, односно 6 km возводно одХЕЦ „Матка“.

Градењето на ХЕЦ „Света Петка“ беше поделено во две фази. Во првата фаза се изградија објектите за пристап, градежната населба и евакуационите органи, додека во втората фаза се изградија сите останати објекти од системот.

2. ФАЗИ ОД ГРАДБАТА НА ХЕЦ „СВЕТА ПЕТКА“

2.1. Основни технички карактеристики на објектите изградени во првата фаза

2.1.1. Пристапен пат и градилишна населба

Пристапниот пат е изграден за да се овозможи постојан пристап до преградното место, како и заради нормално одвивање на сообраќајот за сите видови градежни машини и непречен транспорт на електромашинската и хидромеханичката опрема.

Се работи за локален асфалтен пат, кој се дели на две делници:

- Делница 1, на потег од раскрсницата со регионалниот пат до стационажа км 5+248,14. Ширината на коловозот е B=2x2,75=5,5 m, банкини 2x0,75 m и со максимален наклон на нивелетата од 10% и сметковна брзина од 30 km/h. Делницата по целата должина е со јужна ориентација.
- Делница 2, од стационажа км 5+248,14 до км 10+574,75 (до влезот во машинска зграда). Ширината на коловозот е B=2x2,75=5,5 m, банкини 2x0,75 m и со максимален наклон на нивелетата од 10% и сметковна брзина од 30 km/h. За разлика од првата делница, оваа делница е на северна страна и се карактеризира со големи и стрми засеци од едната страна и стрми брегови на кањонот на реката Треска од другата страна. Засеците кон брегот се карактеризираат со стрмни и нестабилни косини, кои се подложни на постојани одрони и свлечишта, што од своја страна бара редовно одржување и санирање.

Градилишната населба е изградена за потребите на организацијата на градбата. Со оглед на ограничените услови во околината на преградното место, локацијата на населбата е одличен пример за искористеност во вакви услови. Во неа се опфатени административните објекти, сместувачките капацитети за работниците и техничкиот кадар, како и сите придружни објекти за нормално одвивање на животот и работата на сите учесници во градбата на ХЕЦ „Света Петка“.

2.1.2. Евакуациони органи

За обезбедување сува темелна јама за време на изведба на градежните работи и транспорт на големите води во услови на експлоатација, во првата фаза се изведени:

- шахтниот преливник;
- опточно-преливниот тунел;
- темелниот испуст.

Шахтниот преливник е армиранобетонска инка со дебелина на sидовите од 0,94 – 1,25 m, чијашто форма е усвоена според хидрауличната пресметка. Капацитетот на преливникот е 1200 m^3/s, со дијаметар на преливната шахта од 23,0 m и преливна височина од 5,00m. Котата на прагот на преливникот е на +357,30 мнв, што претставува и кота на нормално ниво на акумулација. Дијаметарот на преливниот тунел е 9,4m, а должината е 268,00 m’.

Опточниот тунел служи за евакуација на водите од реката Треска во текот на градбата наобјектите (брана, машинска зграда, одводна вада и др.). Има капацитет од 120m^3/s,

дијаметарот на тунелот е 4,00m,а должинатае 31,45m'. На влезниот дел од бетонскиот тунел е монтиран помошен таблест затворач со димензии 3,2x4,0m.

Слика 1. Состојба на изградена бетонска лачна брана, зафатни градби, темелен испуст, влез во опточно-преливен тунел, шахтен преливник, како и дел од возводен загат кој останува во акумулацијата

Темелниот испуст служи за брзо празнење на акумулацијата. Неговиот капацитет е 154m^3/s, дијаметарот на тунелот е 3,5m,а должината е 43,00m'. Регулацијата на протокот се врши со два таблести лизгачки затворачи bxh=2,4x3,0m. Управување се врши од машинската куќичка низ вертикална армиранобетонска шахта.

2.2. Основни технички карактеристики на објектите изградени во втората фаза

2.2.1. Возводен и низводен загат

За да се изврши заштита на темелната јама за фундирање на браната, зафатните градби и машинската зграда, како и за пренасочување на реката Треска, изградени се возводен и низводен загат.

Висината на круната на возводниот загат е усвоена за максимален проток во коритото на реката Треска и нивото на повратната вода пред влезот на опточниот тунел за проток од 100 m^3/s, па врз основа на тоа е усвоена кота на круната на загатот од +330,00 мнв.

Изграден е во две фази, при што во првата фаза е изграден помошен загат до кота +325,00 мнв, а во втората фаза е изграден загатот до кота +330,00 мнв.

Загатот е изграден од средишно глинено јадро и возводно и низводно тело на загатот изградени од карпест материјал добиен од ископите, со нагиб на косините 1: 1,6. Изведена е и троредна инјекциона завеса со максимална длабочина од 16,70 m.

Низводниот загат се состои од вертикално средишно глинено јадро со ширина од 2,0 m, возводен и низводен филтер и тело на загатот изведен од карпест материјал од ископот. Нагибот на возводната и низводната косина е 1:1,5.

2.2.2. Брана

Конструкцијата на браната „Св. Петка“ претставува тенка лачна бетонска брана со двојна кривина, со закривеност во хоризонтален и во вертикален правец. Хоризонталните пресеци-лакови се конструирани од пет центри, односно вкупната должина на лаковите е дефинирана со три аналитички изрази: централен со константна дебелина и два надворешни: лев и десен, кои се со променлива дебелина и различни радиуси на закривеност на низводното и на возводното лице на браната. Поради релативно симетричната топографија и геологија, усвоено е симетрично тело на браната.Вертикалните пресеци-конзоли се со променлива дебелина, при што централната конзола е дефинирана со две независни кружни линии, едната ја дефинира возводната (водната), а другата низводната (сувата) страна на браната.

Котата на круната на браната е на +364,00 мнв, најниската кота на дното е +300,00 мнв, што значи дека градежната височина е 64,0m не сметајќи ја оградата на круната на браната. Дебелината на телото на браната е променлива, односно дебелината на централната конзола во круната (кота +364,00 мнв) е 2,0m, а во дното (кота +300,00 мнв) е 10,0m. Должината на лачниот дел во круната на браната е 115,00 m, а во дното должината на оската на лакот е 25,0m. На десниот брег од кота +340,00 мнв до кота 364,00 мнве изведен гравитационен блок, кој има задача да ги премости послабите зони на карпестиот масив.

Со оглед на тоа што лачната брана се изведува од неармиран бетон, таа се изведува во независни блокови–ламели со дилатациони фуги бетон на бетон.Телото на браната е разделено со девет вертикални радијални фуги на десет ламели (9 плус бетонски масивен блок). Должините на ламелите во круната на браната се: 12,0 m на централната конзола, 14,0m на по три ламели на левиот и на десниот брег, по 9,5m на краевите на лачниот дел и една фуга низ гравитациониот блок на десниот брег.

По извршеното бетонирање на телото на браната и по завршување на процесите на собирање на бетонот и природно ладење на бетонот, односно по максималното отворање на фугите, се врши нивно инјектирање, со што телото на браната се монолитизира.

За реализација на инјектирањето на радијалните фуги е изведен т.н. примарен и секундарен систем на инјектирање. Примарниот систем се состои од жлебови во бетонските блокови и влезни и излезни цевки со потребни вентили (затворачи).Секундарниот систем за инјектирање е независен од примарниот и се состои од систем на челични цевки со конусни вентили од тврда гума и влезни и излезни цевки со затворачи.

Слика 2.Бетонска лачна брана „Света Петка“

За набљудување на однесувањето на браната, придружните објекти и акумулациониот простор, во телото на браната и во карпестиот масив е вградена современа оскултациона опрема. Со вградената оскултациона опрема се овозможени следниве мерења: ниво на водата во

акумулацијата, температура на воздухот, водата и на бетонот, количина на врнежи, хоризонтални поместувања на круната на браната, хоризонтални поместувања на браната на кота +323,00 мнв, поместувања на карпестата темелна основа, продорни води, дилатации во бетонот, напрегања во бетонот, отворање и затворање на радијалните фуги, ротации во карактеристични пресеци на браната, потисокот на водата (узгонот), забрзувања (акцелерации) на карпестиот масив и на телото на браната, ниво на водата во пиезометрите, хоризонтални поместувања на телото на браната, вертикални поместувања на круната на браната.

Слика 3.Пример на изведена радијална фуга со примарен и со секундарен систем за инјектирање

Слика 4. Детаљ од оскултациона опрема (дилатометар)

За автоматското читање на вградената опрема во телото на браната, управувачкиот центар е опремен со компјутерска техника и соодветна софтверска поддршка.За визуелно набљудување на објектите се вградени видеокамери, фотоапарати и слично.

2.2.3. Инјекциони и дренажна галерии

За ефикасно изведување на противфилтрационата завеса се изведени две инјекциони галерии – тунели, на кота +364,00 мнв. На левата страна инјекциона галерија со должина од 38,50 m', а на десната страна со должина од 23,00 m'.

За елиминација на влијанието на узгонот на подземните води, на десниот брег, низводно, е изведена една дренажна галерија-тунел, со должина од 69,10 m', при што влезот во галеријата е на кота +323,00 мнв, по што галеријата со стрмна рампа со должина од 40,50 m' се искачува до кота +333,74 мнв, а останатите 27,60 m' се со минимален пад од 1%.

2.2.4. Против филтрациона и консолидациона инјекциона завеса

Главна цел на изработката на противфилтрационата завеса е да спречи губење на водата од акумулацијата низ подлогата и боковите на браната. На браната „Света Петка" е изведена едноредна и троредна противфилтрациона завеса, со вкупна должина на бушотините од 10.560

m’, при што длабината за завесата се движи од 35,00 до 78,00 m’ и закосена кон возводната страна под агол од ~ 20^0.

Консолидационото инјектирање е изведено за да се подобри контактот меѓу карпата и браната, да се подобрат геомеханичките карактеристики на карпата во зоната на темелната основа на браната и да се обезбеди поголема дебелина на инјекционата завеса во зоната на најголеми хидраулички градиенти на филтрационата вода. Длабината на консолидационото инјектирање е 15,00 m’, а вкупната должина на инјектирањето е 4.300,00 m’.

На продорот на преливниот тунел низ инјекционата завеса е изведена розета за да се зајакне завесата, како и да се оневозможи протекување водана местото на продорот.

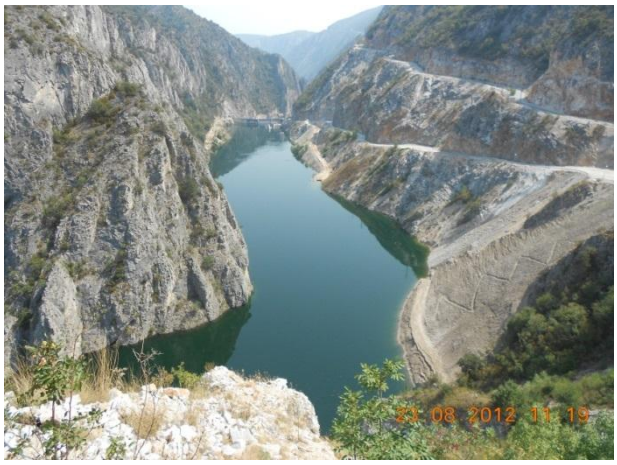
Изведена е со бушење од преливниот тунелво три паралелни редасо по 12 радијални бушотини, со вкупна должина од 490,00 m’.

2.2.5. Акумулација

Главни карактеристики на акумулацијата се:

- Кота на максимално ниво 362,30 мнв
- Кота на нормално ниво 357,30 мнв
- Кота на минимално работно ниво 355,00 мнв
- Вкупен волумен на водата во акумулацијата 9,1x10^6 m^3
- Корисен волумен на акумулацијата 1,1·10^6 m^3
- Должина на акумулацијата 11,0 km’

Слика 5. Акумулација на ХЕЦ „Света Петка“



Слика 6. Акумулација на ХЕЦ „Света Петка“

2.2.6. Зафатни градби

За довод на вода во централата се изведени две зафатни градби и два цевководи. Зафатните градби се две посебни полуцилиндрични армиранобетонски конструкции со кота на праг +330,00мнв, со по 4 проточни полиња 3,25x6,45m.

2.2.7. Доводни органи

Зафатните градби продолжуваат во два челични цевководи, со почетна делница вбетонирана во телото на браната и крајна делница во машинската зграда. Внатрешниот дијаметар на челичните цевководи е 3.820mm, со должина од 25,0m. Номинален проток низ секој цевковод е 50m^3/s. На почетокот на секој од цевководите се монтирани затворачи кои се управуваат од круната на браната. Нивното спуштање и подигање оди по т.н. пруга која е монтирана на возводното лице на браната.

Слика 7.Зафатни градби и темелен испуст, на почеток на првото полнење на акумулацијата

Слика 8.Пример на поставен доводен орган (цевковод), низ телото на браната

2.2.8. Машинска и командна зграда

Машинската зграда е лоциранана низводната страна, во речното корито непосредно до браната. Командната и машинската зграда претставуваат една конструктивна целина, а составена е од подземен и од надземен дел. Во зградата се монтирани две Франсисови турбини (2x50 m^3/s) со два генератори и инсталирана моќност од 2x18,2= 36,4MW и годишно производство од 66GWh.

2.2.9. Разводна постројка

Низводно од машинската зграда, над одводната вада, е изведена 110kV разводна постројка со димензии во основа 18,25 x 33,30m.

2.2.10. Одводна вада

Одводната вада претставува затворена кутиеста армиранобетонска конструкција со димензии: внатрешна широчина од 18,6m, должина 21,75m, со кота на дно на почеток +307,626 мнв, а на крајот +313,50мнв. Од одводната вада водата истекува во регулираното речно корито на реката Треска и во езерото Матка.

2.2.11. Регулација на речното корито

Изработена е регулација на речното корито, низводно од одводната вада со должина од ~1.900,00 m' и ширина не помала од 20,00 m', при што во првите 100 m' дното на коритото е заштитено со реден камен.

2.2.12. Далновод

Во рамките на градбата на ХЕЦ „Света Петка" изграден далновод 2 x 110 kV, кој ја повзува хидроцентралата со електроенергетската мрежа на Република Македонија. Далноводот е со должина од околу 3 km, има 16 столба и изграден е во многу тежок и непристапен терен.

Слика 9.Машинска зграда, разводна постројка, одводна вада и регулирано речно корито

Слика 10. Регулирано речно корито, после одводна вада

3. ОСНОВНИ КОЛИЧИНИ НА ВГРАДЕНИ МАТЕРИЈАЛИ

При градбата на браната се реализирани следниве количини материјал:

- Ископ на алувијален нанос 10.200 m^3
- Ископ во карпа за темелна јама 19.633 m^3
- Вграден бетон во лачниот дел од телото на браната 27.745 m^3
- Вграден бетон во гравитациониот блок 3.323 m^3
- Конструкција и инјектирање на радијалните фуги 2.019 m^2
- Инјектирање противфилтрациона завеса 9.600 m'
- Контактно инјектирање 4.300 m'

4. СТАТИЧКА И СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА НА ТЕЛОТО НА БРАНАТА

Во рамките на основниот проект е изработена статичка и сеизмичка анализа на телото на браната на просторен математички модел базиран на методот на конечни елементи со вклучено влијание на карпестата темелна основа и на водата во акумулацијата[(2)].

5. РЕДОСЛЕД НА ИЗВЕДУВАЊЕ НА РАБОТИТЕ

По изградбата на објектите од првата фаза и по изработката и усвојувањето на техничката документација, се пристапи кон изведување на градежните работи на објектите од втора фаза. Обележувањето на објектите на теренот е извршено со користење геодетска тригонометриска микромрежа.

5.1. Ископ на темелната јама

По обележување на темелната јама за браната, се почна со ископ.Врз основа на претходно извршените анализи на геолошката градба на теренот и дефинираните физичко-механички карактеристики на карпата како темелна основа, усвоен е пресплитинг методот за минирање и ископ на темелната јама. Карактеристика на пресплитинг методот е што дупчењата на минските дупнатини се вршат на граничната линија на ископ, што овозможува елиминирање на дополнителни работи за дооформување на темелната јама.Потребно е особено да се нагласи современиот пристап на осигурување на косините на ископите со користење СН анкери, арматурна мрежа и торкретирање[(4)].

5.2. Бетонирање на блоковите од телото на браната

По извршениот ископ на темелната јама, се почна со подготовки за бетонирање на блоковите (ламелите) од телото на браната. Пред бетонирање на блоковите се изврши детално обележување, поставување на оскултационата опрема, изведба на оплата и системи за примарно и секундарно инјектирање на радијалните фуги.Контактните површини на радијалните фуги се назабени за обезбедување подобра соработка на бетонските блокови пред нивната монолитизација. За реализација на претходните работи, проектантот подготви документација за секој бетонски блок,т.н. пасош на блокот. Во документацијата за секој бетонски блок беа внесени сите геометриски елементи за вградување на оскултационата опрема, детали на оплатата и слично.

Бетонирањето на подготвените блокови се реализира според деталните технички услови кои се дадени во проектната документација. Рецептурата на бетонот беше претходно утврдена, при што е усвоен бетон со шест фракции на агрегат со додавање на две дополнителни фракции (32 – 64 мм и 64-100 мм), количина на нискокалоричен цемент до 280 кг/$м^3$ и низок водоцементен фактор. Со таквата рецептура е постигнат пропишаниот квалитет на бетонот (МБ 30 хидротехнички бетон, јакост на бетонот на затегнување на виткање при старост од 90 дена 4,0 - 4.5 MPa, водонепропустливост на бетонот В-8 и отпорност на дејство на мраз М-100).

Слика 11. Изглед на низводно лице на браната во тек на градба

Слика 12. Изглед на возводно лице на браната во тек на градба

Бетонирањето на блоковите е вршено во челична оплата со височина од 2,0 m, во слоеви од по 40-50 cm. Работните хоризонтални прекини на бетонирање се обработени со испирање на цементното млеко по 5-6 часа од бетонирањето до соголување на агрегатот. Наредната кампада на блокот се изведуваше со нанесување тенок слој од ситнозрнест бетон врз претходно обработената контактна површина (чистење, отпрашување, навлажување) на долната кампада. Вибрирањето на бетонот е вршено со пакет од 4 первибратори. Температурата на вградениот бетон беше контролирана со монтираните термометри во бетонот, со што воедно се утврдуваше и исправноста на вградената оскултациона опрема.

Слика 13.Обработка на контактната површина по завршено бетонирање на еден блок

Слика 14. Детаљ на бетонирање и вибрирање на бетонот

5.3. Инјектирање на вертикалните радијални фуги

По извршеното бетонирање на сите блокови од телото на браната, се пристапи кон инјектирање на радијалните фуги. Инјектирањето е почнато во услови на максимално отворени радијални фуги, што беше остварено со природно ладење на бетонот во зимскиот период. Инјектирањето на фугите почна на 1 март 2012 година кога измерената температура на воздухот и на бетонот беше околу 6-9^{0}C. Со вградената опрема беа измерени отворања на фугите од 2,0 до 4,0 mm. Со проектот за инјектирање на радијалните фуги беше пропишано инјектирањето да се изврши во 5 етажи со височина од 12,0 и 14,0 m. Инјектирањето е вршено преку примарниот систем, а контролата на ефектите на инјектирањето е вршена со секундарниот систем. Инјектирањето почна од најнискиот етаж, при што паралелно се инјектираа по две фуги, а во соседните се одржуваше притисок со вода. Просечните инјекциони притисоци се движеа околу 5,0 бари.

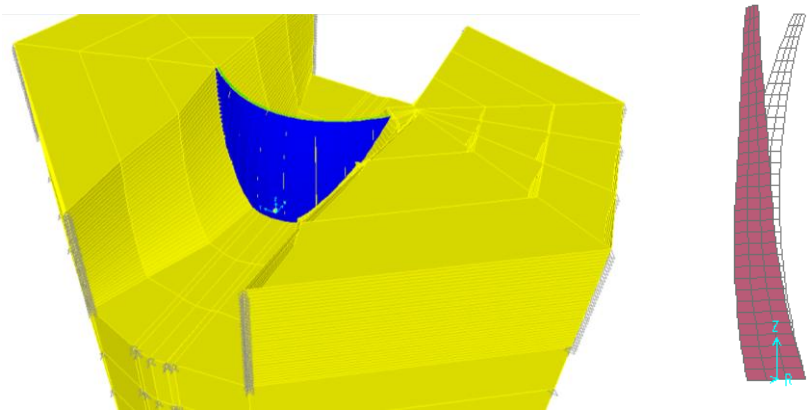
Во текот на процесот на инјектирање и по завршувањето на инјектирање на секој етаж се вршени контролни мерења на поместувањата (хоризонтални и вертикални), отворање на фугите и напрегања во бетонот. Тие големини беа споредувани со добиените на математички модел специјално приспособен за оваа фаза од изградбата на браната. Совпаѓањето на мерените и на пресметаните резултати беше на задоволително ниво, и тоа претставуваше потврда за успешноста на инјектирањето на секој етаж и донесување заклучок за продолжување на процесот на инјектирање.

По извршеното инјектирање на сите етажи и оцврснувањето на инјекционата маса, регистрирани се комплетните мерења (преку вградената оскултациона опрема и геодетски мерења) на напонската и на деформационата состојба на телото на браната и карпестиот масив, температурата на бетонот и на воздухот и нивото на водата во пиезометрите, кои натаму ќе претставуваат нулта – почетна состојба.

Во согласност со техничката документација, предвидено е да се изврши секундарно инјектирање на радијалните фуги, во период од шест месеци до две години по завршувањето на примарното инјектирање, доколку има потреба, односно доколку отворањето на радијалните фуги е поголемо од 0,5 mm. По првата година, на повеќето од радијалните фуги се забележанипоголеми отворања од 0,5 mm, при што е одлучено да се изврши секундарно инјектирање. Инјектирањето се изврши низ секундарниот систем и низ неколку додатни бушотини низ самите фуги, при празна акумулација. По извршената контрола, констатирано е дека фугите се исполнети, односно дека е извршена целосна монолитизација на браната.

5.4. Статичка анализа за фаза на инектирање на вертикалните радијални фуги

Математичкиот модел претставува просторен систем на независни блокови од 3D конечни елементи во телото на браната, 3D елементи во карпестиот масив и елементи за симулација на фугите. Дискретизацијата на елементите автоматски е зададена со шест поделби по дебелината на телото на браната, а во вертикален правец на секој 1 метар. Еластомеханичките карактеристики на бетонот и карпестата темелна основа се земени од податоците добиени со испитувања на квалитетот на вградениот бетон и геотехничките истраги. Товарот од притисокот на инјекционата маса е задаван како притисок по површините на елементите на контурата на независните блокови. Анализата на напонската и деформационата состојба на погорните етажи, во случајот кога е завршено инјектирањето на подолните етажи, е извршена на монолитизиран дел од телото на браната со задавање почетни дилатации, кои ја одразуваат реализираната напонска состојба.



Слика 15. Математички модел и деформирана состојба на централниот блок од инјектирање на четвртиот етаж

6. ПРВО ПОЛНЕЊЕ И ПРАЗНЕЊЕ НА АКУМУЛАЦИЈАТА

Во проектната документација за изградба на ХЕЦ „Св. Петка“ е содржан и проектот за подготовка и прво полнење на акумулацијата. Реализацијата на проектот почна на почетокот на јуни 2012 година.

Динамиката на полнењето на акумулацијата предвидува постепено полнење и одржување на нивото на водата на котите 325, 340 и 357,3мнв. Темпото на полнењето до 325мнв е 2 м/ден, потоа тоа се намалува на 1 м/ден до ниво 350 мнв, додека во последните 7 м, темпото е 0,75 м/ден. Времето на одржување на нивото на котите 325 и 340 беше седум дена, додека на котата на нормално ниво се одржуваше 40 дена. Во текот на овој период се извршени сите потребни тестови на хидромеханичката и електромашинската опрема. Потоа се пристапи кон постепено

празнење на акумулацијата до кота 340 мнв, со исто темпо како и при полнењето. За време на одржувањето на константните нивоа се извршени комплетни геодетски мерења, кои се споредени со мерењата на вградената оскултациона опрема. Овие мерења се регистрираат автоматски континуирано, најмалку 4 пати во текот на 24 часа.

За време на одржувањето на нивото е извршена статичка анализа од влијанието на хидростатичкиот притисок на водата врз телото на браната и акумулациониот простор и температурните промени во бетонот на телото на браната. Температурните влијанија се анализирани со задавање нерамномерна температура по дебелината на телото на браната со користење на податоците за температурите регистрирани со вградените инструменти (термометри и дилатометри).

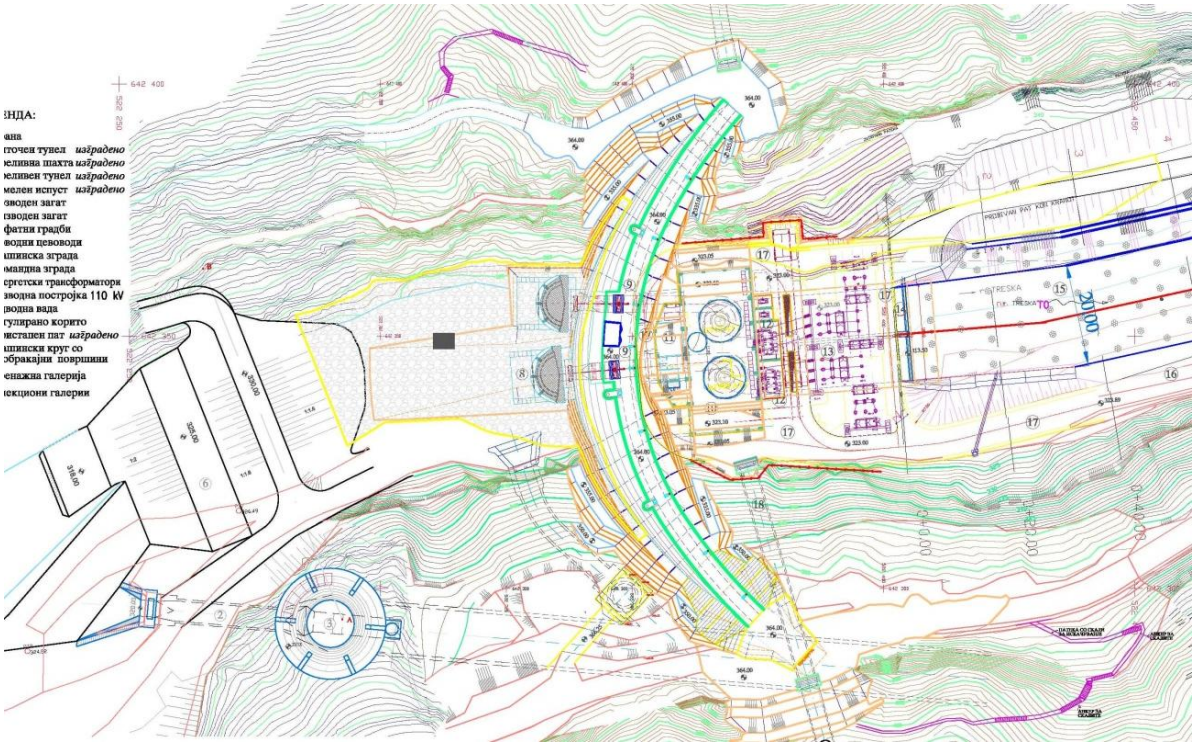
Статичката анализа е вршена на монолитизирана конструкција на телото на браната на истиот математички модел што е користен при анализата на влијанието од инјекционите притисоци со елиминирање на спојните елементи што ја симулираа работата на фугите.

Вертикалните поместувања што се добиени со статичката пресметка, споредени со измерените по геодетски пат, исто така, покажуваат многу добро совпаѓање.

Екстремните пресметани и регистрирани хоризонтални поместувања се јавуваат при пониски нивоа на водата во акумулацијата (340 мнв) и висока температурна разлика во бетонот, и достигнуваат големини од околу 12 мм кај централната конзола (ламела 5). Квалитативната слика на поместувањата на точките од телото на браната е во согласност на влијанијата, особено температурните промени, што е карактеристика на лачните бетонски брани со двојна закривеност.

За одбележување е да се напомене дека влијанието на температурните промени за овој тип брани е доминантно, што е потврдено со отчитувањата на оскултационата опрема во текот на 24 часа. Тие податоци покажуваат разлики и до 3 мм во временска разлика од 10 часа.

За екстремните случаи на натоварување се регистрирани и пресметани напрегањата во телото на браната и карпестата основа, при што не се забележани вредности кои ги надминуваат проектните критериуми.

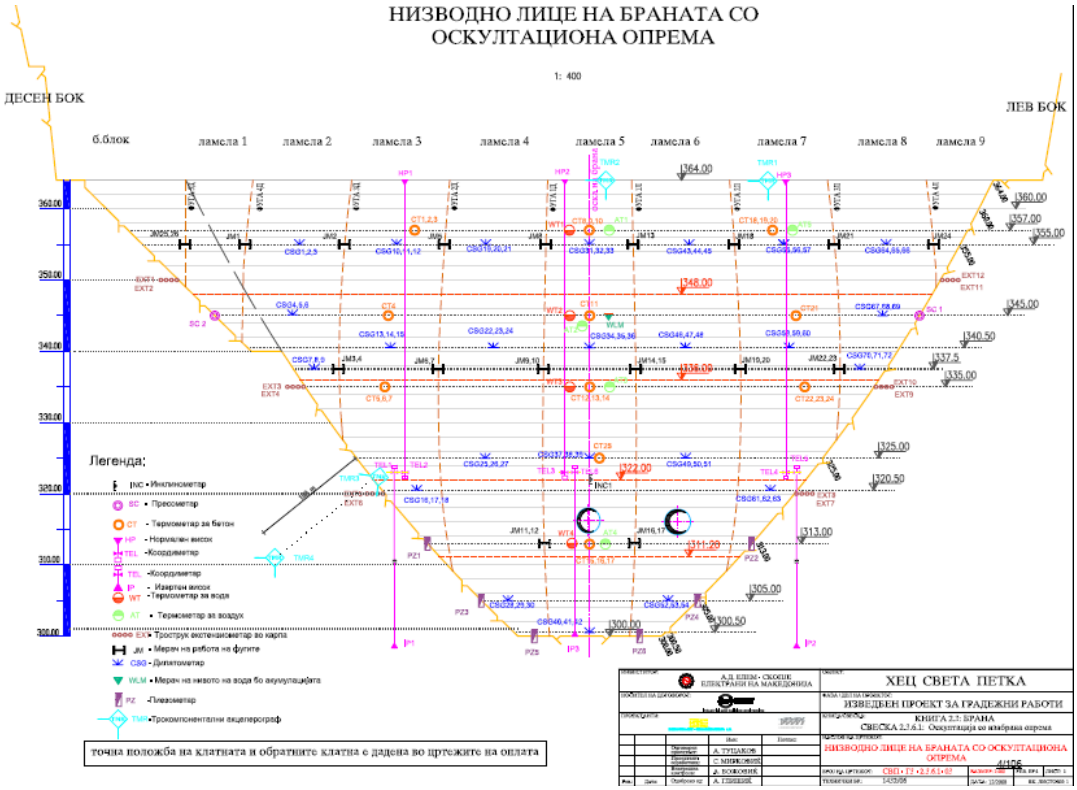


Слика 15.Ситуација на објектите на ХЕЦ „Света Петка“

7. ДЕФИНИРАЊЕ НА ГРАНИЧНИ ВРЕДНОСТИ НА НАБЉУДУВАНИТЕ ГОЛЕМИНИ

Главната улога на инструментализацијата на браната е верификување на проектните параметри на браната. Поставувањето и изборот на инструментите за оскултација и за мониторингот на однесувањето на браната е извршено согласно усвоениот проект за техничко набљудување. Распоредот на мерните инструментие направен врз основа на податоците добиени од статичката и сеизмичка анализа извршена на математички модел кој ја вклучува интеракцијата на телото на браната, акумулацијата и темелната карпеста основа.

Лачната брана "Св. Петка" е со симетрична геометрија, така што најоптимално поставување на мерната опрема е почитување на симетричноста на браната. Како најоптимални нивоа на кои се поставени инструментите се пресметковните нивоа 357, 335, 320 и 305 мнв. Кај браната „Св. Петка" има поставено вкупно 332 инструменти чиј што приказ е даден на сл. 16.



Слика 16. Распоред на оскултационата опрема на низводното лице на браната

За навремено реагирање на службата за одржување на браната, се дефинираат гранични вредности (максимални и минимални) за поместувањата, напоните во телото на браната и карпестиот масив, ниво на водата во пиезометрите и останатите големини кои што даваат слика на однесувањето на браната.

Граничните вредности на отчитувањата на вградените инструменти се определени врз основа на проучување на мерените резултати, анализа на истите во фаза на прво полнење на акумулацијата, пресметаните големини на математичкиот модел за статичка и сеизмичка анализа на браната добиени во основниот проект и во фаза на прво полнење на акумулацијата и општите критериуми за дозволени напрегања и поместувања кај лачните брани.

При дефинирање на граничните вредности, покрај горенаведените извори на податоци, земени се во предвид и вообичаените фактори на сигурност за овој вид на објекти.

Дефинираните големини на отчитувањата на инструментите, им ја олеснува работата на операторите за брзо и ефикасно превземање на пропишаните дејствија во проектот за оскултација на браната.

Во случај да се стекнат услови за потреба на конструктивни интервенции, се формираат соодветни комисии со учество на претставници на проектните организации и специјалисти кои за секој конкретен случај ќе предложат соодветни мерки.

Периодот од две години кој што беше користен за изработка на Елаборатот за дефинирање на граничните вредности, е минимален во согласност со вообичаената практика. Во период од дополнителни две до три години, потребно е да се изврши повторна анализа на податоците добиени со оскултацијата на браната и по потреба да се корегираат утврдените вредности.

8. ЗАКЛУЧОК

Градбата на браната „Св. Петка“ претставува објект од ваков тип што се реализира во нашата земја по 40 години. Во текот на градбата се користени искуствата од најсовремените светски достигнувања, како во технологијата на градбата, така и во обемот на вградената оскултациона опрема. При реализацијата на сите фази на градење, почитувани се строгите проектни критериуми и по цена на продолжување на рокот на изведба, сè со цел да се постигне максимално проектираниот квалитет. Мерените големини со вградената опрема за оскултација ќе обезбедат реални влезни параметри за проектирање на овој тип брани во иднина.

Главен изведувач на градежните работи од втората фаза е РИКО ИНЖЕНЕРИНГ од Словенија, подружница Скопје, со подизведувачите ГД „Гранит“ а.д. Скопје, за бетонска брана и зафатни градби, ДГ „Бетон“ а.д. Скопје, за машинска зграда, одводна вада, разводна постројка и регулација на речно корито и Градежен институт „Македонија“ – Скопје, за инјекционите работи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Техничка документација (идејни, основни и проекти на изведена состојба) за изградба на објектите на ХЕЦ „Св. Петка“

[2] Владимир Симонче, ЛАЧНАТА БРАНА „СВ.ПЕТКА“, ПРЕСИНГ бр.10, Август 2012

[3] Станислав Миловановиќ, Грозде Алексовски, Миле Славевски, Златко Николовски-ИЗГРАДБА НА БРАНА „СВ. ПЕТКА“, ПРЕСИНГ бр. 10, Август 2012

[4] Владе Атанасовски, Блашко Димитров, Милорад Јовановски, ДУПЧЕЧКО-МИНЕРСКИ РАБОТИ ВО ИЗГРАДБА НА БРАНАТА „СВ. ПЕТКА“ ВО ФУНКЦИЈА НА ГЕОЛОШКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ТЕРЕНОТ, 13. Симпозиум на ДГКМ, Охрид, 2009

[5] Станислав Миловановиќ, Грозде Алексовски, Милорад Јовановски, ЕЛАБОРАТ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ГРАНИЧНИ ВРЕДНОСТИ НА НАБЉУДУВАНИТЕ ГОЛЕМИНИ ЗА БРАНАТА „СВ. ПЕТКА“, Градежен факултет – Скопје, Февруари 2015

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

MA - 5

Aleksandra BOGDANOVIC[1]

OPTIMAL DAMPER PLACEMENT IN STEEL FRAME STRUCTURES USING GENETIC ALGORITHM

SUMMARY

Very complex research program divided in three phases has been fully realized. The first two phases were related to shake table testing and analytical modelling. The final third phase was to determinate the procedure for optimal placement of PDDs in controlling the structural response due to seismic excitations.
Genetic algorithm is used implemented in the fitness function combined from inter story drift and energy ratio used for obtaining the thirty optimal solutions of damper placement in the structure. Numerous nonlinear analyses have been conducted in order to confirm the validity and the application of the presented procedure including fitness function in any steel structure.

Keywords: passive control, optimal placement, optimal number, genetic algorithm

Александра БОГДАНОВИЌ[1]

ОПТИМАЛНА МЕСТОПОЛОЖБА НА ДАМПЕРИ ВО ЧЕЛИЧНИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ГЕНЕТСКИ АЛГОРИТАМ

РЕЗИМЕ

Комплексно истражување составено од три делови е целосно реализирано во ИЗИИС,Скопје. Првите две фази од проектот се поврзани со експериментални испитувања и математичко моделирање на моделот и дамперот. Последната фаза ја опфаќа процедурата за определување на оптималната местоположба на преднапрегнатите дампери при дејство на земјотресна побуда. Фитнес функцијата во својата основа го користи генетскиот алгоритам и е комбинација од меѓукатно поместување и коефициентот на енергија, и при тоа се добиени триесет оптимални решенија за распоред на дамерите во конструкцијата.

Клучни зборови: пасивна контрола, оптимален број на дампери, генетски алгоритам

[1] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology(IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, saska@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

For the last 20 years, intensive research in the field of structural control carried out in highly developed countries has resulted in a large number of different technological solutions and many of them have already been applied to numerous structures, high-rise buildings, large span bridges, towers, etc. Development of new materials, computer science and sensors enables fast development of this scientific discipline, whose philosophy is based on the requirement referring to providing stability of systems at any time and under any dynamic excitation.

The passive structural control of seismic behavior of structures represents a very practical concept and a qualitative change of the practice of design and construction of new seismically resistant structures and strengthening of existing ones. Numerous different passive devices have been developed and many optimization procedures and algorithms for implementation of different passive devices in structures have also been studied and developed [1].

For the purpose of determination of an optimal location for the Pre-stressed Damping Devices (PDDs), a new hypothetical 3D 5-story steel frame structure has been designed according to the Eurocode 3 (EC3) and Eurocode 8 (EC8) requirements.

The optimal location of the PDDs in the structure has been determined by using the genetic algorithm. The desired performance has been defined by using the derivate fitness function combined from the inter-story drift and ratio of dissipated energy by PDDs vs input energy in two directions x and y. The theoretical approach to optimization in the nonlinear domain is a very complex process particularly if a 3D structure is considered and analyzed. Nine previously defined initial configurations have been used as a starting point in the process of optimization

Based on the conducted numerous nonlinear analyses and the obtained analytical results, the validity of the optimization procedure has been confirmed.

Presented in this paper are the process of obtaining the optimal solutions as well as the efficiency of the procedure and the placement of the PDDs in terms of providing reduction of storey acceleration and interstorey drifts.

2. DESIGN AND ANALYTICAL MODELLING OF THE STRUCTURE FOR THE OPTIMIZATION PROCESS

The steel frame structure (with three bays in two directions (X and Y)), has been designed as a Moment Resisting Frame (MRF) according to EC8 and EC3 requirements for ultimate limit states and serviceability limit states, taking into account the design response spectrum calculated for soil type B, PGA=0.28g (in two directions), damping of 2% and behavior factor q=4. The bay length has been 6.0 m and 4.0 m in Y and X direction, respectively. The storey height has been 3.0 m.

The SAP2000 computer program has been used for modelling and optimizing the structural sections during the design phase and preliminary linear response history analysis, only. The beams and the columns have been modelled as frame elements with specified end length offsets and rigid-end factors, typically taken as 0.7.

Modelling and analysis of the designed steel frame structures for the purpose of non-linear response history analysis has been done by using the ANSYS v12.1 computer programme (Figure1). The steel frame structure has been modelled as a 3D structure, using several types of elements available in the program. The columns and the girders have been modelled by using the beam188 element. The element has been a linear two-node beam element in 3-D with six degrees of freedom at each node. The section has been taken as rigid (classical beam theory). The shape functions along the length have been linear.

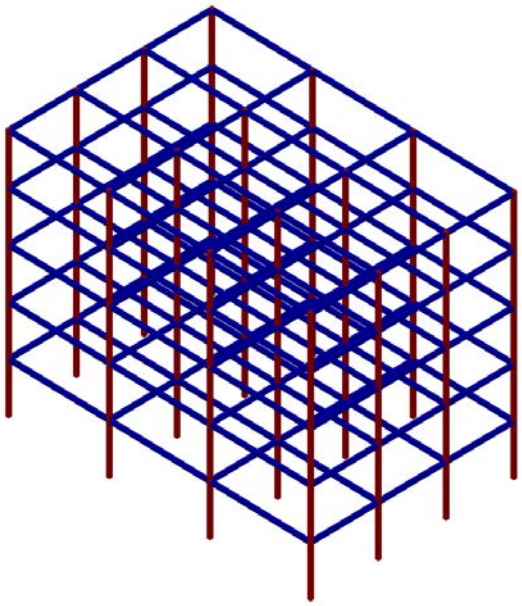


Figure1. Mathematical model of the 3D structure in ANSYS

For the process of optimization, 24 damper devices, 12 in each direction X and Y, have been implemented on the external frames, only. The mathematical modelling of PDDs has been done by using the combin14 element (Figure 2).

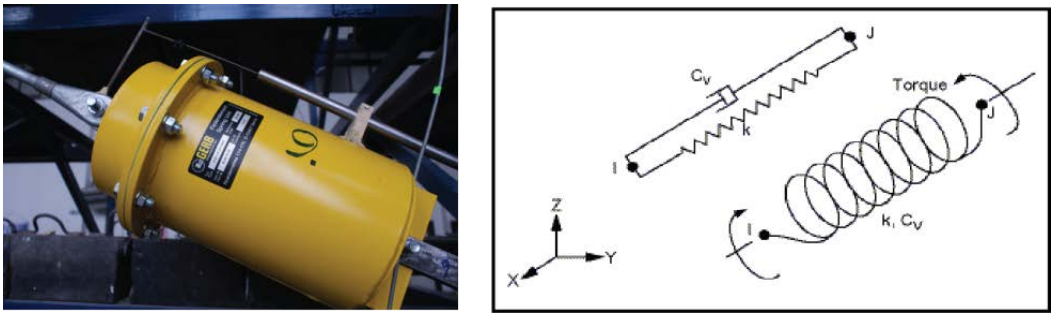


Figure 2. Prototype and analytical model of the damper device (PDD)

The element works based on the Kelvin Vought model and is defined by two nodes, a spring constant (k) and damping coefficients Cv1 and Cv2. The damping portion of the element contributes only damping coefficients to the structural damping matrix.

The damping force (F) is computed with the equation given below:

$$Fx = -CvdUx / dt \tag{1}$$

The preload in the spring as a compression is specified through an initial force (IFORCE) input in the combin14 element. In the process of optimization of the PDDs, the following characteristics have been used: stiffness of the spring K=5000kN/m, Cv=2000kNs/m and pre-stressing force F=150kN. With PDDs having these characteristics, additional damping of 11% has been introduced into the structure. The PDD has a mass of 180 kg, which was added by using the appropriate mass element mass21.

3. OPTIMAL DISTRIBUTION USING GENETIC ALGORITHM

Genetic Algorithms are the heuristic search and optimization techniques that mimic the process of natural evolution and make it possible to explore a far greater range of potential solutions to a problem than conventional programs.

General steps of the algorithm:

- generate a random initial population;
- calculate the fitness function for each individual of the population;
- select pairs according to the fitness function;
- create a new generation by mutation and crossover;
- repeat evaluation of the fitness function for the new generation;
- stop when the termination condition is achieved;
- The problem which needs to be solved is given below:

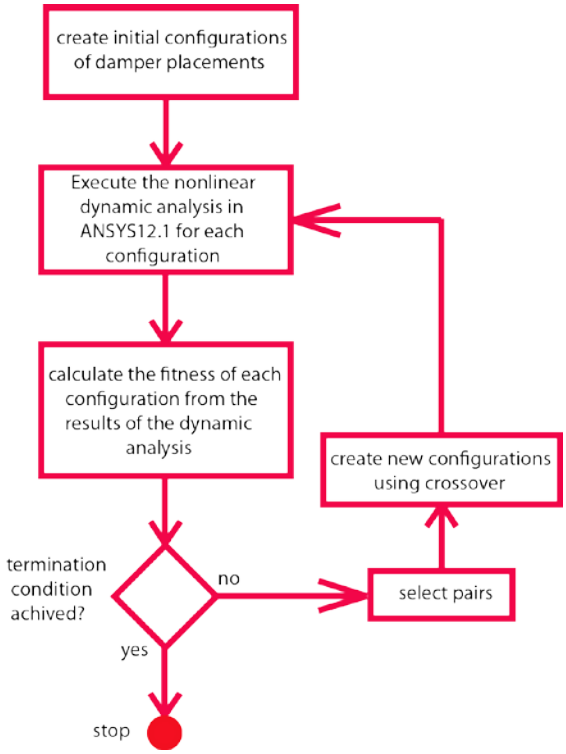


Figure 3. Schematic presentation of the problem by using the genetic algorithm

The optimization process starts with nine initial configurations for damper placements in X and Y directions on the external frames (Figure 4).

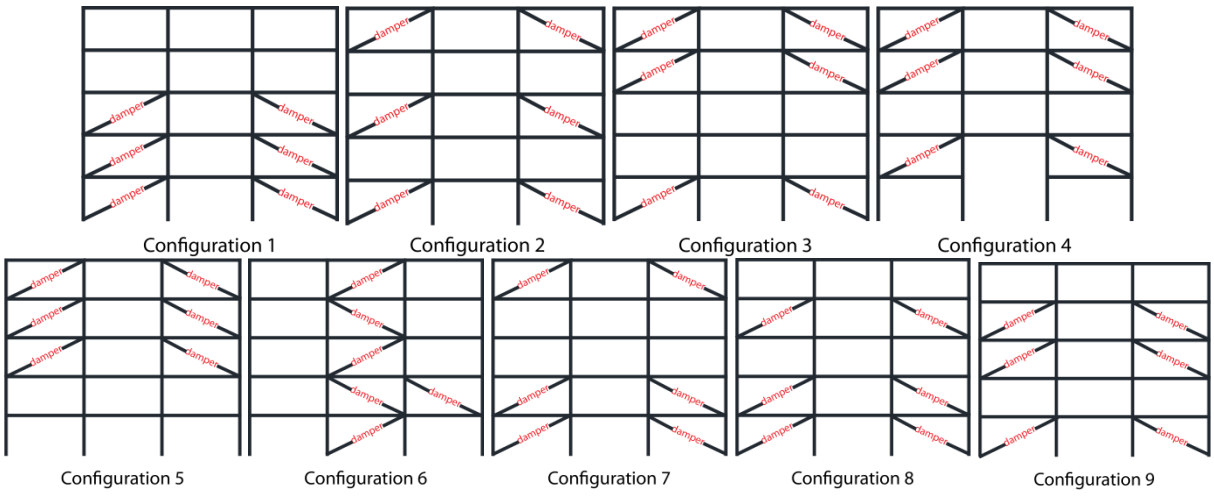


Figure 4. Schematic presentation of the nine initial configurations for the external frames in X and Y directions

For the optimization method, the fitness function has been defined as a sum of two quantities, the interstorey drift and the energy coefficient in two directions X and Y, respectively, as presented in Equation 2 and Equation 3.

$$Pi(x) = driftx + \frac{Edam(x)}{E(x)} \tag{2}$$

$$Pi(y) = drifty + \frac{Edam(y)}{E(y)} \tag{3}$$

- *Pi(x), Pi(y),* are the performance indexes for X and Y direction;
- *driftx, drifty* are the maximum inter-storey drifts in X and Y direction;
- $\mathrm{Edam(x)} = \int \mathrm{Fxdx}, \mathrm{Edam(y)} = \int \mathrm{Fydy}$,are the damper dissipated energy in X and Y direction;
- $\mathrm{E(x)} = -\int_0^t \mathrm{mi} \cdot \ddot{\mathrm{x}} \cdot \dot{\mathrm{x}} \mathrm{dt}, \mathrm{E(y)} = -\int_0^t \mathrm{mi} \cdot \ddot{\mathrm{y}} \cdot \dot{\mathrm{y}} \mathrm{dt}$, are the total input energy on the structure in X and Y direction

As a limitation condition for the inter-storey drift, *driftx, drifty* ≤ 3.5 cm has been taken according the EC8 formula $d_r v \leq 0.01h$ for the story height of h=3 m in this case.

The energy coefficient limitation condition has been adopted to have a maximum value of 0.7, which means that the maximum energy dissipated by the PDDs can be 70%, while the structure can dissipate 30% of the total input energy. From these established conditions limiting the maximum value for *Pi(x), Pi(y)* is given with equation 4 and equation 5

$$Pi(x) = 3.5 + 0.7 = 4.2 \tag{4}$$

$$Pi(y) = 3.5 + 0.7 = 4.2 \tag{5}$$

The optimal solution is obtained when *Pi(x), Pi(y)* ≤ 4.2, while at the same time, *driftx, drifty*≤3.5.

The results from the analyses have shown that the value and the participation of the energy coefficient in the overall fitness function is lower compared to the participation of the inter-storey drift in the equation. However, it has a significant impact on the determination of the optimal location of the PDDs in the structure.

4. GENERATION OF SOLUTIONS

The genetic algorithm structure is designed to get a solution that has the greatest chance of survival where one configuration corresponds to one chromosome.

The tables below summarize the ranked position of parental configurations of damper placement in both directions (for the third generation solutions) according to the value of the fitness function defined in terms of the ideal value of 3.5 obtained when the energy ratio would have a zero value.
Configurations ranking is done according to the fitness function Pi (x), Pi (y), driftx, drifty, and energy ratio EcoefX, EcoefY for X and Y directions given in Table1 and Table2, respectively

Table 1. Configurations RANKING – X DIRECTION

Configurations ranking	Pi(x)	driftX	EcoefX
3	4.24	3.95	0.29
4	4.50	4.18	0.32
1	4.61	4.29	0.32
5	4.88	4.56	0.32
2	5.07	4.75	0.31
8	5.22	4.90	0.32
7	5.50	5.18	0.32
9	5.63	5.31	0.32
6	5.88	5.57	0.32

Table 2. Configurations ranking – Y direction

Configurations ranking	Pi(y)	driftY	EcoefY
2	3.51	3.19	0.31
4	3.52	3.19	0.33
7	3.58	3.26	0.32
9	3.64	3.32	0.33
3	3.65	3.33	0.32
8	3.67	3.37	0.30
1	3.69	3.36	0.33
5	3.76	3.47	0.30
6	3.87	3.56	0.31

For both directions, the first place has the configuration which has the smallest values from the remaining ones presented in tables I and II. Configuration 3 for x direction and configuration 2 for y direction have values of the performance index (Pi) of 4.24 and 3.51, respectively and, compared with the other configurations below, have the smallest value and the first position in the table.

The fitness function deviation from the limitation value of 3.5 used to determine the presence of the parent in the next generation is given in tables III and IV for both directions.

Table 3. Values for the fourth generation chromosomes in X direction

Configurations ranking	Pi(x)	Pi(x)-3.5
3	4.240	0.740
4	4.497	0.997
1	4.607	1.107
5	4.882	1.382
2	5.069	1.569
8	5.219	1.719
7	5.497	1.997
9	5.628	2.128
6	5.885	2.385

The amount of multiplied reciprocal values of the parent presence in the next generations for X and Y direction is given below.

Table 4. Values for the fourth generation chromosomes in Y direction

Configurations ranking	Pi(y)	Pi(y)-3.5
2	3.507	0.007
4	3.516	0.016
7	3.583	0.083
9	3.645	0.145
3	3.652	0.152
8	3.668	0.168
1	3.693	0.193
5	3.764	0.264
6	3.867	0.367

$$Sfx = \sum\left(\frac{1}{fx}\right) = \frac{1}{0.740} + \frac{1}{0.997} + \frac{1}{1.107} + \frac{1}{1.382} + \frac{1}{1.569} + \frac{1}{1.719} + \frac{1}{1.997} + \frac{1}{2.128} + \frac{1}{2.385}. = 6.59 \quad (6)$$

$$Sfy = \sum\left(\frac{1}{fy}\right) = \frac{1}{0.007} + \frac{1}{0.016} + \frac{1}{0.083} + \frac{1}{0.145} + \frac{1}{0.152} + \frac{1}{0.168} + \frac{1}{0.193} + \frac{1}{0.264} + \frac{1}{0.367}. = 248.52 \quad (7)$$

In order to create a system where chromosomes with more favorable values would be likely selected as parents, the first that must be done is to calculate the percentage of each selected chromosome. One way is to choose the amount of suitable multiplied reciprocal values (Equation 6 and Equation 7) and also to calculate the participation percentage in the solution given in tables V and VI, respectively.

Namely, the third configuration would be present in 21% of the new configurations, the fourth configuration – in 15 % of the new configurations, configuration one in 13% of the new configurations, fifth configuration in 10% , and so on . The total sum is 100% and the same holds for the Y direction.

Table 5. Parental choosing in X direction

1	Coefficient of participation	Coefficient of participation in %
3	0.21	20.51
4	0.15	15.22
1	0.14	13.71
5	0.11	10.98
2	0.10	9.67
8	0.09	8.83
7	0.08	7.60
9	0.07	7.13
6	0.06	6.36

Table 6. Parental choosing in Y direction

Configurations rank Y direction	Coefficient of participation	Coefficient of participation in %
2	0.57	57.48
4	0.25	25.15
7	0.05	4.85
9	0.03	2.77
3	0.03	2.65
8	0.02	2.40
1	0.02	2.08
5	0.02	1.52
6	0.01	1.10

To create parental pairs, the value of each parental position equal to 1 / (number of configurations * 2) is calculated. In the present case, for the 3D model with dampers in both directions and for nine initial configurations in the X direction and nine in the Y direction, the value of 1 / (2 * 9) or 0.055 is obtained. First are filled all positions for the first parent and then for the second sequentially. Always, the next free parental position takes the configuration, which is represented by the largest percentage at the moment and the participation ratio reduces the value of a parental position for 0.055. Then re-ranking is performed to get a new configuration with the largest coefficient. This procedure is given in Table VII and Table VIII for X direction.

Table 7. Procedure for parents determination (First Parent in X direction)

C	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation
3	0.205	0.150	0.150	0.095	0.095	0.095	0.095	0.095	0.040
4	0.152	0.152	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.042	0.042
1	0.137	0.137	0.137	0.137	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
5	0.110	0.110	0.110	0.110	0.110	0.055	0.055	0.055	0.055
2	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.042	0.042	0.042
8	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
7	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
9	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071
6	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064

Table 8. Procedure for parents determination (Second Parent in X direction

C	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation	Coeff. Of participation
3	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	-0.015	-0.015
4	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	-0.013	-0.013	-0.013
1	0.082	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
5	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.000	0.000	0.000
2	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	-0.013	-0.013	-0.013	-0.013
8	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	-0.022
7	0.076	0.076	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
9	0.071	0.071	0.071	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
6	0.064	0.064	0.064	0.064	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009

Table VII shows that configuration 3 has the highest value for the coefficient of participation 0.205 and is presented as the first parent in x direction in table IX. Then, its value decreases for 0.055 and 0.15 is obtained. The values from the second column of table VIII are compared with the values from the first column with changed configuration 3 with the decreased value. The same procedure is repeated until all nine first parents for the x direction are obtained and after that the same is done for the second parent in x direction. The marked fields indicate the selected configurations for the first and the second parent in x direction. The same is applied in the Y direction and is given in table X.

Table 9. Parents in x direction

First Parent (X)	*Second Parent(X)*
3	1
4	7
3	9
1	6
5	2
2	4
4	3
3	8
8	1

Table 10. parents in y direction

First Parent (Y)	Second Parent(Y)
2	4
2	7
2	9
2	3
2	8
2	1
4	5
2	6
4	7

Once all parental positions are filled, dampers that are common to both configurations are transferred to the new configuration and half of the remaining ones are taken from the first parent and half from the second. This method is called "cross-over" and it is given and explained below in Tables XI, XII.

Table 11. Third generation dampers x direction-third configuration

Configuration 3			
Damper Number	X coordinate	Y Coordinate	Z coordinate
1804	1.2	0	9.9
1814	10.8	0	9.9
1849	1.2	18	9.9
1859	10.8	18	9.9
1801	1.2	0	0.9
1858	10.8	18	6.9
1856	10.8	18	0.9
1860	10.8	18	12.9
1805	1.2	0	12.9
1815	10.8	0	12.9
1850	1.2	18	12.9
1857	10.8	18	3.9

Table 12. Third generation dampers x direction – third configuration

Configuration 1			
Damper Number	X coordinate	Y coordinate	Z coordinate
1812	10.8	0	3.9
1857	10.8	18	3.9
1802	1.2	0	3.9
1860	10.8	18	12.9
1859	10.8	18	9.9
1801	1.2	0	0.9
1814	10.8	0	9.9
1846	1.2	18	0.9
1858	10.8	18	6.9
1853	5.2	18	6.9
1815	10.8	0	12.9
1809	6.8	0	9.9

Dampers that are common for both configurations are marked with red color. Blue and yellow marked dampers are different between two given configurations. As a result of using the cross-over method, the new configuration 1 from the fourth generation solutions in x direction is obtained and given in table XIII. In the new configuration 1, dampers marked with red color are the same for both configurations while the blue marked dampers are half from configuration 3 and the yellow ones are half from configuration 1.

The same procedure is used to obtain the new configuration 1 in y direction presented in table XIV.

Table 13. New configuration 1 in x direction (fourth generation solutions)

Configuration 1X			
Damper Number	X coordinate	Y coordinate	Z coordinate
1814	10.8	0	9.9
1859	10.8	18	9.9
1801	1.2	0	0.9
1858	10.8	18	6.9
1860	10.8	18	12.9
1815	10.8	0	12.9
1857	10.8	18	3.9
1812	10.8	0	3.9
1809	6.8	0	9.9
1846	1.2	18	0.9
1850	1.2	18	12.9
1849	1.2	18	9.9

Table 14. New configuration 1 in y direction (fourth generation solutions)

Configuration 1Y			
Damper Number	X coordinate	Y coordinate	Z coordinate
1872	0	1.6	3.8
1917	12	1.6	3.8
1919	12	1.6	9.8
1915	12	10.4	12.8
1869	0	7.6	9.8
1863	0	16.4	6.8
1918	12	1.6	6.8
1913	12	10.4	6.8
1864	0	16.4	9.8
1861	0	16.4	0.8
1873	0	1.6	6.8
1914	12	7.6	9.8

Schematic presentation of a new configuration in X and Y direction is given on Figures 5 and Figures 6.

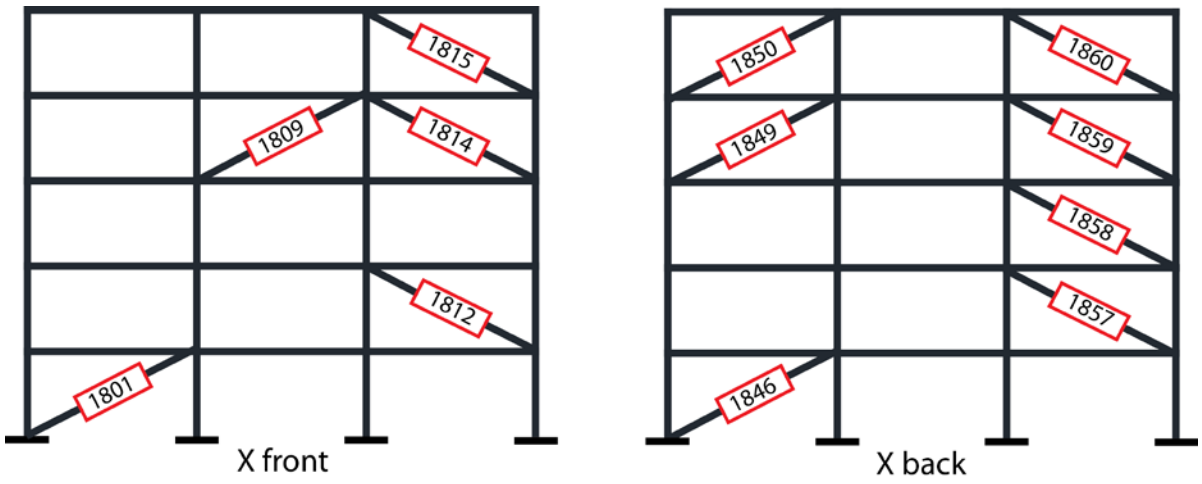


Figure 5. Schematic presentation of the new configuration 1 in x direction

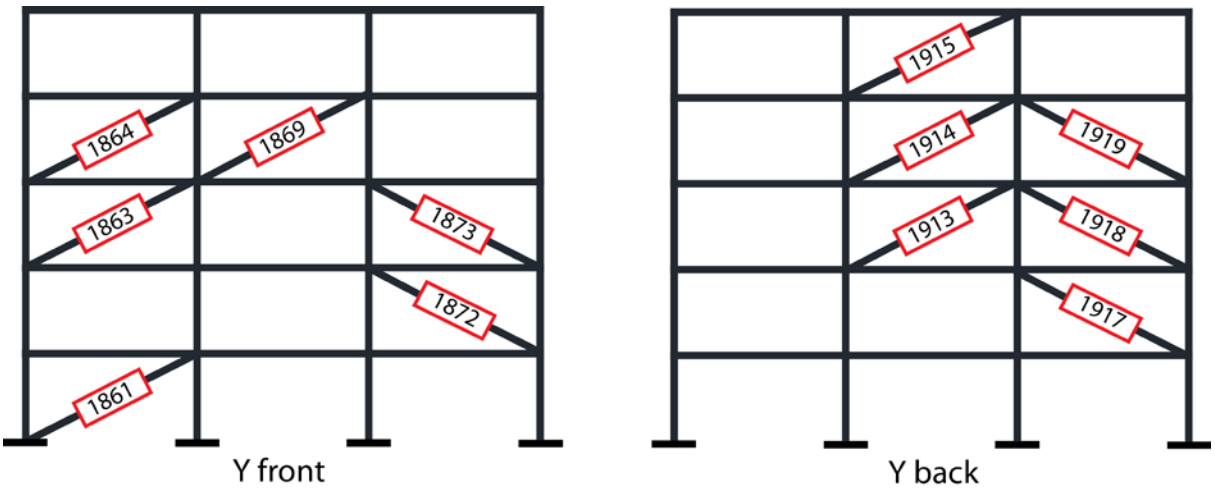


Figure 6. Schematic presentation of the new configuration 1 in y direction

The final 3D model for the new configuration 1 from the fourth generation solutions consisting from configuration 1 in x direction and configuration 1 in y direction is presented on figure 7.

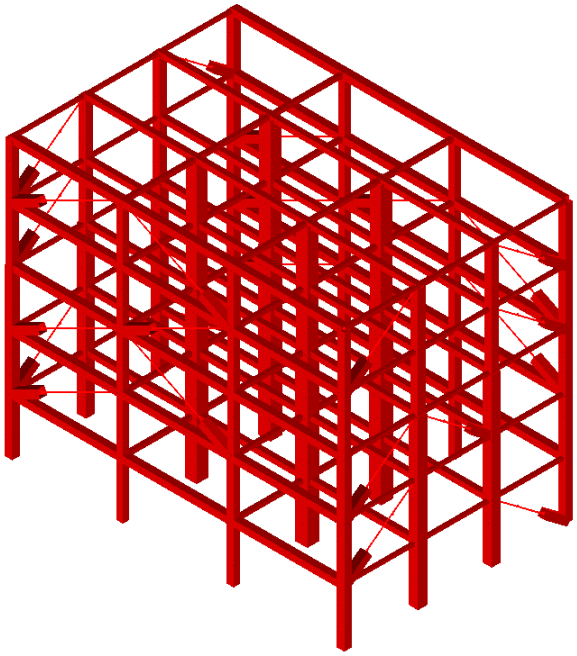


Figure 7. Configuration 1 – the fourth generation solutions 3D ANSYS model

Obtained in the same way are the remaining eight configurations in the fourth generation of solutions that become potential parents for generating the next fifth generation of solutions.

Table 15. Configuration solutions for the fourth generation obtained with cross-over method

Conf.	Pi(x)	Pi(y)	driftx	drifty	EkonsX	EkonsY	EdampX	EdampY	EkoefX	EkoefY
1-1	4.40	3.50	4.09	3.20	3940.57	3897.77	1747.08	1689.36	0.44	0.43
2-2	4.20	3.54	3.88	3.23	3951.38	3794.55	1780.45	1710.19	0.45	0.45
3-3	3.59	3.73	3.28	3.42	3908.76	3803.87	1714.03	1690.84	0.44	0.44
4-4	4.72	3.51	4.39	3.20	3829.46	3936.13	1770.34	1778.83	0.46	0.45
5-5	4.52	3.55	4.21	3.24	3890.19	3799.35	1742.67	1696.50	0.45	0.45
6-6	5.14	3.55	4.83	3.23	3961.37	3831.41	1759.38	1737.82	0.44	0.45
7-7	6.00	3.69	5.70	3.37	4063.21	3829.96	1747.05	1710.42	0.43	0.45
8-8	4.89	3.69	4.57	3.37	3942.69	3723.03	1791.56	1693.72	0.45	0.45
9-9	4.48	3.43	4.17	3.11	3958.86	3807.05	1741.66	1729.26	0.44	0.45

Table XV shows new nine configurations for the fourth generation of solutions and for every configuration are checked the two limitation conditions explained before. It is only for configuration 3 that Pi(x), Pi(y) and driftx and drifty are satisfied at the same time and combination 3 is one of the solutions for optimal damper placement. For this configuration, the energy dissipated by the dampers is 44%.

It must be mentioned that this process has been repeated for nine generations of solutions with nine configurations obtained from 86493225 combinations of possible damper placement where only thirty configurations satisfied the limitation conditions and they are called solutions for optimal damper placement.

5. RESULTS

As to the obtained optimal solutions, a part of the obtained results and structural behavior will be presented in the following text. A comparison will be given for all thirty optimal solutions in terms of storey accelerations and inter-storey drifts versus structure without dampers – moment resisting frame (MRF).

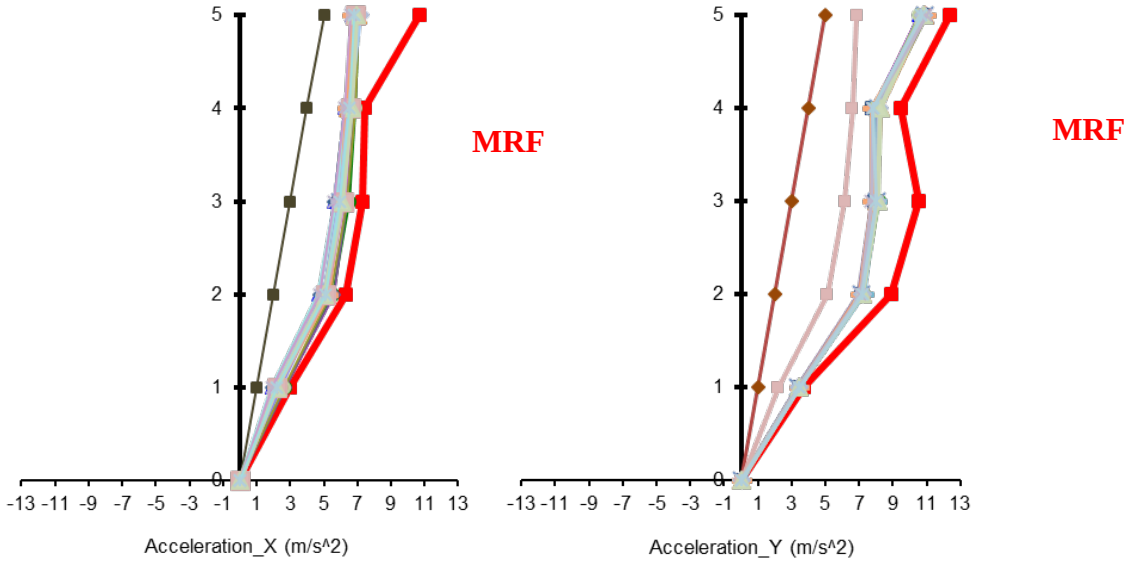


Figure 8. Acceleration in X and Y direction for all thirty optimal solutions compared with a structure without dampers (MRF)

Figure 8 shows the comparison of envelope values for acceleration in X direction and Y direction along the height of the structure. As it can be seen, the accelerations in X direction and Y direction are smaller than the accelerations of the structure without dampers - MRF.

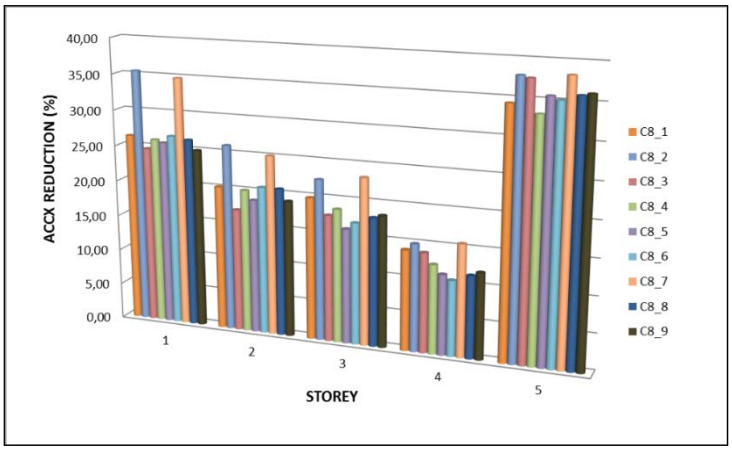


Figure 9. Drift reduction in X direction

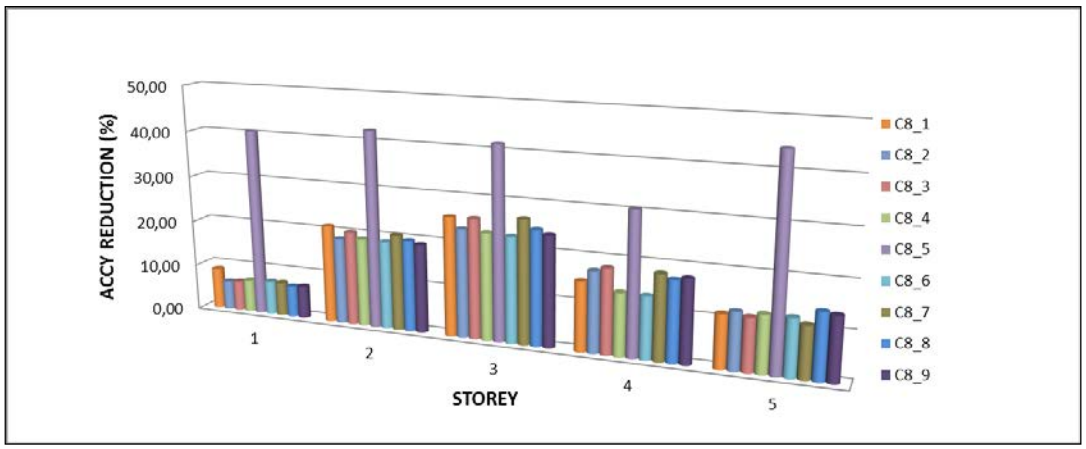


Figure 10. Drift reduction in Y direction

Figure 9 and Figure 10 present the reductions in % for the acceleration in X and Y direction in comparison with MRF for the solutions where the reduction amounts to the largest percentage. Namely, the largest reduction has been achieved for the configuration C8_7 (in the eighth generation of solutions for the third configuration) 38% for the fifth storey in X direction, while in Y direction, configuration C8_9 has the largest percentage of reduction amounting to 45%

The envelope values for the inter-storey drifts in X and Y direction compared with the structure without dampers are presented in Figure 11. In both directions, the inter-storey drifts for the structure with the optimal damper placement are smaller compared with the inter-storey drifts obtained for the moment resisting frame and are also within the limits defined with EC8 as the previously mentioned limitation factor.

The maximum drift reduction in X direction is obtained for configuration C9_2 and it is 73% for the fifth storey and 60% for the same storey in Y direction for configuration C9_4 presented in Figure 12 and Figure 13, respectively.

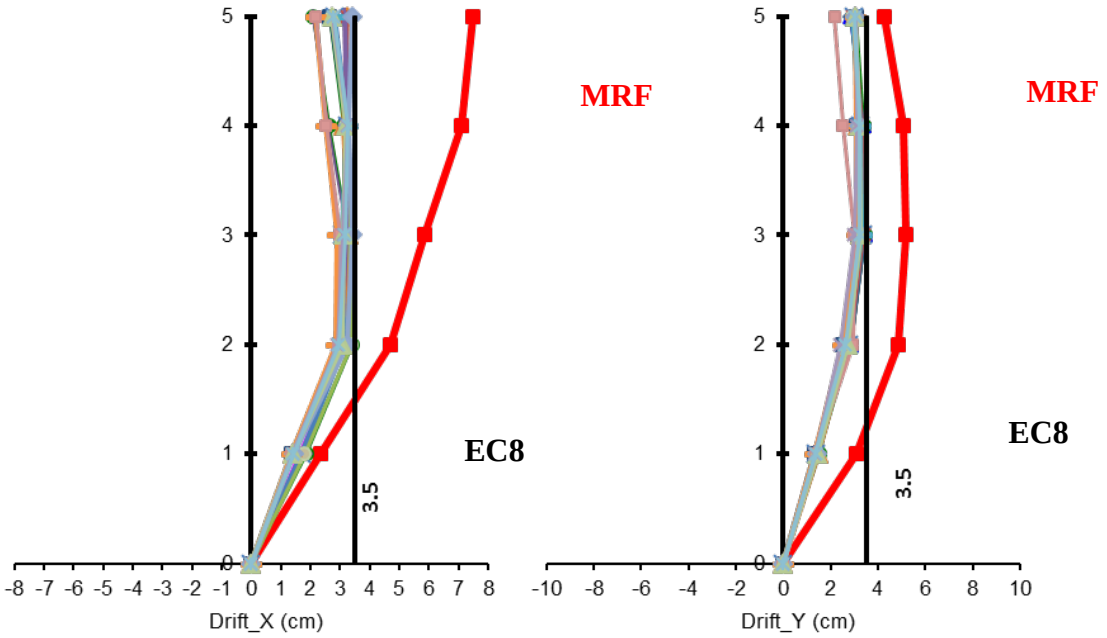


Figure 11. Drift in X and Y direction for all thirty optimal solutions compared with the structure without dampers (MRF)

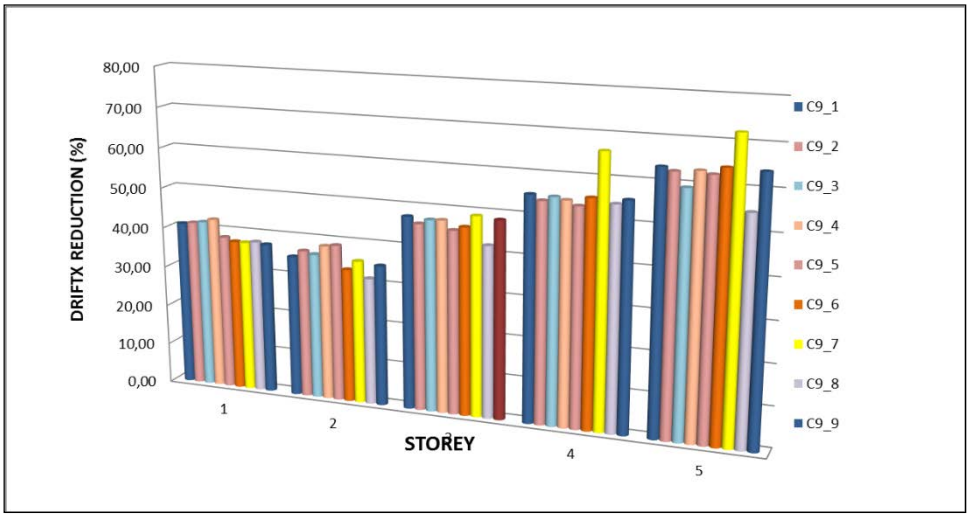


Figure 12. Drift reduction in X direction

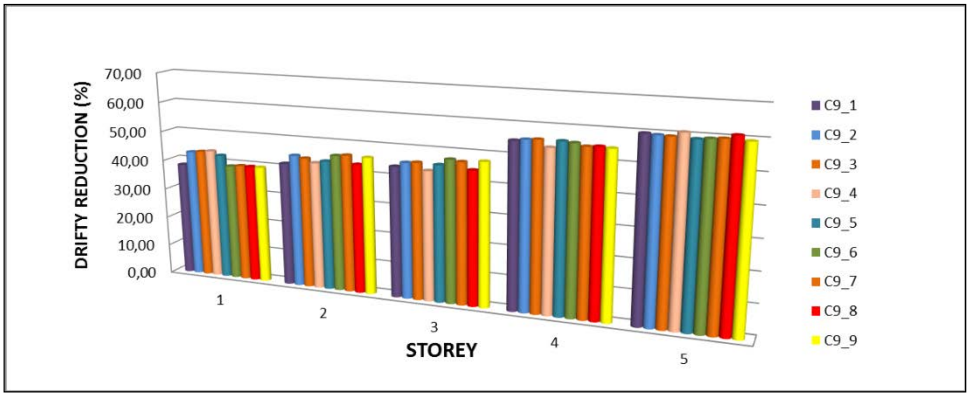


Figure 13. Drift reduction in Y direction

6. CONCLUSIONS

Numerous nonlinear analyses have been conducted on a 3D five story steel frame structure with and without pre-stressed damping devices (PDDs) for obtaining the optimal damper placement and finding solution, which will satisfy the derivate fitness function.

Nine previously defined initial configurations have been used as a starting point in the process of optimization. The optimization procedure was based upon genetic algorithms combined from inter-storey drifts and dissipated energy by PDDs vs input energy in two directions X and Y.

The results from the analyses have shown that the value and the participation of this coefficient in the overall fitness function is lower compared to the participation of the inter-storey drift in the equation. However, it has a significant impact on determining the optimal location of PDDs in the structure. Visible effects have been considered and also substantial reduction in accelerations and inter story drifts in the structure leading to better performance of the structure.

REFERENCES

[1] Christopoulos, C., Filiatrault, A. (2006) “Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation”, IUSS Press, Pavia, Italy.

[2] Rakicevic, Z., Bogdanovic, A. and D. Jurukovski (2009) “Shaking Table Effectiveness Testing of GERB PDD (Prestressed Damping Device) Control System” IZIIS Report 2009-40, Skopje, R. Macedonia.

[3] Rakicevic, Z., Bogdanovic, A., D. Jurukovski, H. Kammerer and P. Nawrotzki (2010), “Shaking Table Testing of a Steel Frame Structure Without and With GERB Prestressed Damping Devices”, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, 12-14 July 2010, Tokyo, Japan, Session E-8, Paper No 226.

[4] Rakicevic, Z., Bogdanovic, A., D. Jurukovski, H. Kammerer and P. Nawrotzki (2010), “Analytical Estimation of the Effectiveness of Prestressed Damping Devices Using Shaking Table

[5] Bogdanovic A., Rakicevic Z., Filipovski D., 2014, „Comparison Between two Optimization Procedures for Damper Location in Steel Frame Structures“, 15ECEE Istanbul 24-29 August (to be published).

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 6

Marijana LAZAREVSKA[1]

MODELING THE MANAGEMENT OF CIVIL ENGINEERING PROJECTS THROUGH THE APPLICATION OF FUZZY-NEURAL NETWORKS

SUMMARY

In this paper, the management of civil engineering projects has been analyzed as a basis for successful and quality realization of projects, through an examination of the application of various management methods and techniques that are used for solving practical problems in the field of civil engineering. The main focus of this paper is placed on the application of artificial neural networks and fuzzy-neural networks for modeling the process of management of civil engineering projects. An analysis of two complex problems that represent significant segments of the field of managing civil engineering projects is included in this work: a prediction of fire resistance for centrically and eccentrically loaded RC columns and the estimation of the market value of residential apartments in Republic of Macedonia.

Keywords: prognostic modeling, artificial and fuzzy-neural networks, fire resistance, market value

Маријана ЛАЗАРЕВСКА[1]

МОДЕЛИРАЊЕ НА УПРАВУВАЊЕТО СО ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ-НЕВРОНСКИ МРЕЖИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е анализирано управувањето со градежни проекти, како основа за успешна и квалитетна реализација на проектите, преку примена на различни методи и техники на управувањекои се користат за решавање на практични проблеми од областа на градежништвото. Главниот акцент е поставен на примената на вештачките невронски и фази-невронските мрежи за моделирање на процесот на управување со градежни проекти. Анализирани се две комплексни задачи кои претставуваат значајни сегменти во областа на управување со проекти:прогноза на време на пожарна отпорност на центрично и ексцентрично товарени АБ столбови и проценка на пазарна вредност на станови во Република Македонија.

Клучни зборови: прогнозно моделирање, вештачки и фази-невронски мрежи, пожарна отпорност, пазарна вредност

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk

1. МОДЕЛИРАЊЕ НА УПРАВУВАЊЕТО СО ГРАДЕЖНИ ПРОЕКТИ

Управувањето со градежни проекти преставува комплексен и сложен процес проследен со ризик, неизвесност и непрецизност што се должи на променливата природа на градежништвото.Реализацијата на современите градежни проекти, а особено на комплексните и долгогодишните проекти, се одвива во услови на континуирани промени кои настануваат поради многубројноста, сложеноста и променливоста на факторите кои влијаат врз изградбата на објектите. Од тука произлегува и фактот дека управувањето со градежни проекти претставува многу сложен и комплексен процес, посебно кога се има пред вид големиот број на учесници кои се вклучени во реализацијата на проектот и големиот број на проектни активности.

Сè поголемиот обем на работи во современото градежништво, големиот број на градежни организациони единици кои учествуваат во реализацијата на проектите, сè построгите услови и критериуми кои треба да бидат исполнети, како и контролата на трошоци и ресурси, претставуваат база на континуирано усовршување на системите за управување со проекти. Поради тоа, развојот на детерминистички математички модели за решавање на различни типови на проблеми од оваа област е тешка и доста скапа задача. Токму затоа и се дошло до идеја за примена на иновативни методи и техники со кои на поедноставен начин, но сепак успешно, би се решавале проблеми при управувањето со градежни проекти, меѓу кои се издвојува примената на вештачките невронски мрежи и фази-невронските мрежи.

Вештачките невронските мрежи, заедно со фази логиката, генетските алгоритми и фази-невронските мрежи претставуваат пример на една современа интердисциплинарна област, посебно кога станува збор за решавање на определени типови на инженерски проблеми кои не би можеле да се решат со традиционалните методи на моделирање и статистичките методи. Тие претставуваат еден современ правец на практичен развој од областа на прогнозното моделирање, и со прифатливи ограничувања имаат начелно призната песпектива за примена во градежништвото.

Моделите базирани на вештачки невронски мрежи, т.н. невронски модели, претставуваат основа за идно интелегентно управување со различни системи во градежништвото. Овие модели се користат како пресметковна алатка за моделирање на однесувањето на сложените системи кои се состојат од голем број големини чии ефекти се непознати, и/или нецелосни, и/или тешко предвидливи.

Фази-невронските мрежи се способни за прецизно моделирање на нејасност, непрецизност и неодреденост кај податоците со вклучање на можноста за учење од невронските мрежи. Многу важна предност на фази-невронските мрежи е нивната способност за резонирање и носење на заклучоци (ако-тогаш правила) за секоја состојба посебно.

Во овој труд е покажана апликативноста на вештачките невронски мрежи и фази-невронските мрежи, како софистицирана техника на вештачката интелегенција, во моделирањето и предвидувањето на сложени влијанија, преку неколку практични примери. Опфатена е анализа на две комплексни проблемски задачи, како значајни сегменти од управувањето со проекти во градежништвото:

- → Прогноза на пожарна отпорност на центрично товарени АБ столбови
  - АБ столбови опожарени од сите страни и
  - АБ столбови вметнати во sид за раздвојување на пожарниот сектор
- → Прогноза на пожарна отпорност на ексцентрично товарени АБ столбови
  - АБ столбови вметнати во sид за раздвојување на пожарниот сектор
- → Проценка на пазарна вредност на станови во Република Македонија

Целта беше да се истражи и анализира точноста и прецизноста на прогноза на излезни вредности во случај кога се моделира еден технички систем (управување со време) и еден социо-технички систем (управување со пари).

Зошто беа избрани баш овие два типа на системи за прогнозно моделирање?

Бидејќи во Република Македонија, па и пошироко на овие простори, до сега не се вршени пообемни истражувања од областа на пожарна отпорност на конструкции и конструктивни елементи. Техничката регулатива која ги пропишува условите за проектирање и градење на конструкции изложени на високи температури и пожар е доста оскудна. Токму од тука произлезе и идејата, во рамките на овој труд, подетално да се разработи оваа проблематика, односно да се спроведе анализа за однесувањето на армиранобетонските столбови во различни пожарни сценарија која ќе овозможи да се добие пореална слика за предизвиканите напрегања и деформации. Однесувањето на опожарените елементи ќе биде моделирано преку вештачки невронски мрежи со кои ќе се изработи прогнозен модел за определување на пожарна отпорност на армиранобетонски столбови. Целта на истражувањето беше да се изработи математички прогнозен модел со кој на лесен и едноставен начин ќе може да се определи времето на пожарна отпорност на армиранобетонски столбови, со било кои димензии и карактеристики, за неколку различни пожарни сценарија.

Од друга страна пак, анализата на исплатливост на финансиски вложувања при инвестирање во изградба на објекти од високоградбата подразбира и истражување на условите кои владеат на пазарот на недвижности, како и проценка на пазарната вредност на станови. Развојот на современи математички и компјутерски методи на моделирање овозможува примена на нови пристапи за проценка на пазарна вредност на станови. Овие модели овозможуваат лесна и брза обработка на голем број податоци за определување на непознати излезни вредности. Токму затоа сè почесто ја среќаваме примената на вештачката интелегенција и генетските алгоритми како база за развој на современи модели за проценка. Значајно место има примената на вештачките невронски мрежи и фази логиката, како и нивната комбинација, односно фази-невронските мрежи. Хибридните модели за проценка, односно фази-невронски мрежи, се базираат на спојување на позитивните страни на фази логиката (можноста за опишување на нејасни, неизвесни и непрецизни информации кои се присутни кај проценката на имоти) и невронските мрежи (способност за учење од податоци). Ваквата комбинација на интелегентни системи овозможува пореална и попрецизна проценка на пазарната вредност. Во овој труд анализирана е примената на адаптивна фази-невронска мрежа за проценка на пазарна вредност на станови. Базата на податоци се состои од проценети цени согласно методологијата за проценка во Република Македонија и содржи параметри кои ги опишуваат типичните карактеристики на становите. Со помош на фази систем на заклучување овозможена е брза, едноставна и прецизна проценка на реалната пазарна вредност на становите а невронската мрежа е користена за формирање и прилагодување на фази правилата употребени во системот на заклучување.

2. ПРОГНОЗА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ СТОЛБОВИ

3.1. Прогнозни модели со примена на ВНМ

Прогнозата на времето на пожарна отпорност на анализираните АБ столбови е извршена преку изработените математички прогнозни модели. За центрично и ексцентрично товарените АБ столбови, за сите три пожарни сценарија, се изработени посебни прогнозни модели со примена на вештачки невронски мрежи. За третиот случај (ексцентрично товарени АБ столбови вметнати во sид за раздвојување на пожарен сектор) е изработен и прогнозен модел со фази-невронски мрежи. Како влезни податоци за изготвување на прогнозните модели беа искористени резултатите од нумеричката анализа спроведена со помош на компјутерскиот програм FIRE (FIre Response).

Прогнозните модел со невронски мрежи кои се применија за решавање на оваа проблемска задача беа изработени со помош на софтверот **NeuralTools ver. 6**.

За **првиот случај**, односно за прогноза на пожарна отпорност на центрично товарени АБ столбови опожарени од сите страни, во прогнозниот модел беа усвоени седум независни променливи (димензии на АБ столб, марка на бетон, дебелина на заштитен бетонски слој, процент на армирање, коефициент на оптовареност и тип на агрегат) и една излезна променлива чија вредност зависи од влезните променливи (време на пожарна отпорност на АБ столб).

Базата на податоци беше составена од 105 групи на случаи за анализа, од кои 84 (околу 80%) спаѓаат во групата на случаи за обучување, а останатите (21 случај) беа искористени за тестирање на невронската мрежа. За определување на оптимална невронска мрежа беа анализирани 10 повеќеслојни невронски мрежи со простирање нанапред составени од по еден влезен слој, еден скриен слој и еден излезен слој, со различен број на неврони во скриениот слој (од 3 до 12 неврони). Обучувањето беше реализирано преку 1000000 епохи, односно 1000000 циклуси на учење. Проценката на прецизност за предвидување на невронските мрежи се изврши преку споредба на следните параметри: процентуален износ на лоши предвидувања, просечна грешка и просечна апсолутна грешка. Добиените резултати покажаа дека најлошо предвидување би се добило доколку се усвои повеќеслојна мрежа со 6 неврони во скриениот слој, а најмала грешка при предвидување на излезни вредности се добива со повеќеслојната мрежа со 10 неврони во скриениот слој. Токму затоа овој тип е усвоен како оптимален за определување на време на пожарна отпорност на анализираните АБ столбови.

Анализирано беше и влијанието на независните променливи врз способноста на мрежата за квалитетно предвидување на излезните резултати. Целта на оваа анализа беше да се процени чувствителноста на мрежата, односно да се провери колку се менуваат предвидувањата во зависност од промената на варијаблите. Резултатите од ваквата анализа можат да помогнат за избор на тип на променливи со кои би се добиле најпрецизни предвидувања, без непотребно усложнување на прогнозниот модел со голем број на променливи. Добиено е дека најголемо влијание врз квалитетот и прецизноста на предвидувањата имаат коефициентот на оптоварување и димензиите на столбовите, додека пак влијанието на останатите променливи е незначително.

Слика 1. Графички приказ на вистински и предвидени вредности на пожарна отпорност за случаи за предвидување за центрично товарени АБ столбови опожарени од сите страни

Просечната квадратна грешка што се добива при тестирање на прогнозниот модел, преку податоците за обучување и на невронската мрежа, изнесуваше 0.14, а преку податоците за тестирање 0.96. Оптималната обучена невронска мрежа може се примени за предвидување на излезни вредности за 19 групи на податоци кои не беа искористени во процесот на тренирање и тестирање. Вредноста на просечната квадратна грешка што се добива при прогноза на пожарната отпорност изнесуваше 0.75.

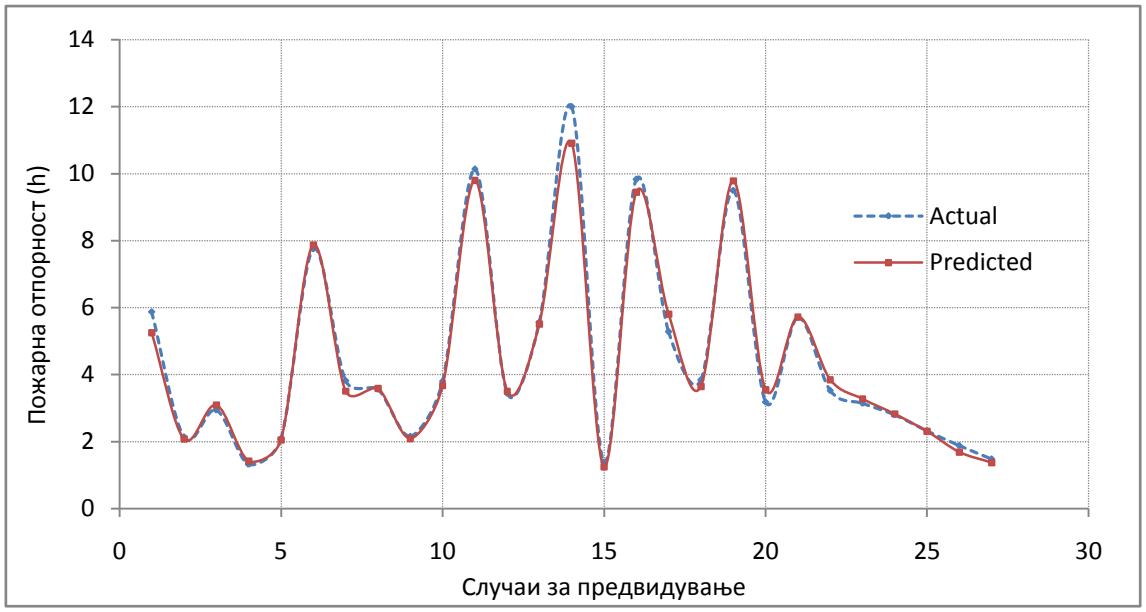
За **вториот анализиран случај**, односно за прогноза на пожарна отпорност на центрично товарени АБ столбови вметнати во sид за раздвојување на пожарен сектор, во прогнозниот модел беа усвоени шест независни променливи (димензии на АБ столб, дебелина на заштитен бетонски слој, процент на армирање, коефициент на оптовареност и тип на агрегат) и една излезна променлива чија вредност зависи од влезните променливи (време на пожарна отпорност на АБ столб). Базата на податоци беше составена од 143 групи на случаи за анализа, од кои 114 (околу 80%) спаѓаат во групата на случаи за обучување, а останатите (29 случаи) беа искористени за тестирање на невронската мрежа. За определување на оптимална невронска мрежа беа анализирани 9 повеќеслојни невронски мрежи со простирање нанапред составени од по еден влезен слој, еден скриен слој и еден излезен слој, со различен број на неврони во скриениот слој (од 2 до 10 неврони). Обучувањето беше реализирано преку 1000000 епохи, односно 1000000 циклуси на учење. Проценката на прецизност за предвидување на невронските мрежи се изврши преку споредба на следните параметри: процентуален износ на лоши предвидувања, просечна грешка и просечна апсолутна грешка. Анализата на прецизноста на предвидувањата покажа дека најлошо предвидување би се добило доколку се усвои повеќеслојна мрежа со 2 неврони во скриениот слој, а најмала грешка при предвидување на излезни вредности се добива со повеќеслојната мрежа со 6 неврони во скриениот слој, која е и усвоена како оптимална.

Анализата на чувствителноста на мрежата во однос на влијанието на независните променливи врз способноста на мрежата за квалитетно предвидување на излезни резултати покажа дека најголемо влијание врз квалитетот и прецизноста на предвидувањата имаат димензиите на столбовите и коефициентот на оптоварување, а влијанието на останатите променливи е занемарливо мало. Просечната квадратна грешка што се добива при тестирање на прогнозниот модел, преку податоците за обучување и на невронската мрежа, изнесуваше 0.14, а преку податоците за тестирање 0.18. Оптималната обучена невронска мрежа може се примени за предвидување на излезни вредности за 19 групи на податоци кои не беа искористени во процесот на тренирање и тестирање. Вредноста на просечната квадратна грешка што се добива при прогноза на пожарната отпорност изнесуваше 0.16.

Слика 2. Графички приказ на вистински и предвидени вредности на пожарна отпорност за случаи за предвидување за центрично товарени АБ столбови вметнати во sид за раздвојување на пожарен сектор

За разлика од анализираниот случај за центрично товарени столбови опожарени од сите страни при што се добија релативно високи вредности на процентот на лоши предвидувања, резултатите за вториот тип на АБ столбови покажаа дека процентот на лоши предвидувања изнесува 0.00 и за случаите за обучување на мрежата и за случаите за тестирање на истата. Сметам дека тоа се должи на фактот дека се искористени поголем број на случаи и подетални влезни податоци за моделирање на проблемот, со што се добива поголема прецизност во самото предвидување.

За **третиот анализиран случај**, односно за прогноза на пожарна отпорност на ексцентрично товарени АБ столбови вметнати во ѕид за раздвојување на пожарен сектор, во прогнозниот модел беа усвоени шест независни променливи (димензии на АБ столб, дебелина на заштитен бетонски слој, процент на армирање, коефициент на оптовареност и тип на агрегат) и една излезна променлива чија вредност зависи од влезните променливи (време на пожарна отпорност на АБ столб). Анализиран е АБ столб со висина h=3.0 m, вклештен на едниот и слободно потпрен на другиот крај, изложен на стандарден пожар ISO 834.Базата на податоци беше составена од 398 групи на случаи за анализа, од кои 318 (околу 80%) спаѓаат во групата на случаи за обучување, а останатите (80 случаи) беа искористени за тестирање на невронската мрежа. За определување на оптимална невронска мрежа беа анализирани 9 повеќеслојни невронски мрежи со простирање нанапред составени од по еден влезен слој, еден скриен слој и еден излезен слој, со различен број на неврони во скриениот слој (од 2 до 10 неврони). Анализата на прецизноста на предвидувањата покажа дека најлошо предвидување би се добило доколку се усвои повеќеслојна мрежа со 10 неврони во скриениот слој, а најмала грешка при предвидување на излезни вредности се добива со повеќеслојната мрежа со 9 неврони во скриениот слој, која е и усвоена како оптимална. Анализата на чувствителноста на мрежата во однос на влијанието на независните променливи врз способноста на мрежата за квалитетно предвидување на излезни резултати покажа дека најголемо влијание врз квалитетот и прецизноста на предвидувањата имаат димензиите на столбовите, далеку помало е влијанието на коефициентите на оптоварување, а влијанието на останатите променливи е занемарливо.



Слика 3. Графички приказ на вистински и предвидени вредности на пожарна отпорност за случаи за предвидување за ексцентрично товарени АБ столбови вметнати во ѕид за раздвојување на пожарен сектор

Просечната квадратна грешка што се добива при тестирање на прогнозниот модел, преку податоците за обучување и на невронската мрежа, изнесуваше 0.22, а преку податоците за тестирање 0.32. Оптималната обучена невронска мрежа може се примени за предвидување на излезни вредности за 27 групи на податоци кои не беа искористени во процесот на тренирање и тестирање. Вредноста на просечната квадратна грешка што се добива при прогноза на

пожарната отпорност изнесуваше 0.32. Поголемиот број на случаи за обучување на мрежата овозможи подетално моделирање на анализираниот проблем со што се доби поголема прецизност во предвидувањето на времето на пожарна отпорност. Токму затоа процентот на лоши предвидувања, добиени со помош на повеќеслојната невронска мрежа со 9 неврони во скриениот слој, изнесува 0.00 и за случаите за обучување на мрежата и за случаите за тестирање на истата

Од споредбата на резултатите добиени со нумеричката анализа и резултатите добиени со прогнозниот модел изработен со невронски мрежи може да се увиди дека невронските мрежи претставуваат одлична алатка за определување (прогнозирање) на времето на пожарна отпорност на АБ столбови. Прогнозниот модел е особено корисен во случај кога се анализираат столбови за кои не постојат (или пак има недоволно) претходни експериментални и/или нумерички добиени податоци, а потребна е брза проценка на нивната пожарна отпорност. Обучената невронска мрежа дава квалитетни и прецизни резултати за влезни податоци кои не се вклучени во процесот на обучување, што значи дека проектираниот прогнозен модел може да послужи за проценка на АБ столбови кои имаат било какви димензии и карактеристики (за случај на центрично оптоварување). Токму овој позитивен ефект целосно го оправдува спроведувањето на подетални и поопсежни истражувања на примената на вештачки невронски мрежи за проектирање на прогнозни модели кои би можеле да се користат за проценка на различни параметри во градежништвото.

Од извршената споредбена анализа, како и од малите вредности на просечните квадратни грешки, се заклучува дека прогнозните модели изработени со примена на вештачки невронски мрежи овозможуваат квалитетно и прецизно прогнозирање на времето на пожарна отпорност за центрично и ексцентрично товарени АБ столбови. Согласно на тоа може на лесен и едноставен начин да се определи времето на пожарна отпорност за АБ столбови со димензии и карактеристики различни од анализираните.

Основниот заклучок на овој труд е дека овие прогнозни модели,изработени со примена на вештачки и фази невронски мрежи, овозможуваат лесно и едноставно определување на времето на пожарна отпорност на армиранобетонски столбови, со било кои димензии и карактеристики, за неколку различни пожарни сценарија.

3.2. Прогнозни модели со примена на ФНМ

Во овој труд беше анализирана и примената на фази-невронски мрежи за прогноза на времето на пожарна отпорност и се направи споредбена анализа на добиените резултати. За таа цел беше изработен прогнозниот модел со користење на адаптирани фази-невронски мрежи – ANFIS во софтверот Math Works, поточно во интегрираниот имплементиран модул Fuzzy Logic Toolbox.Влезно-излезните податоци и нивните вредности се исти како во случајот на моделирање со вештачки невронски мрежи.

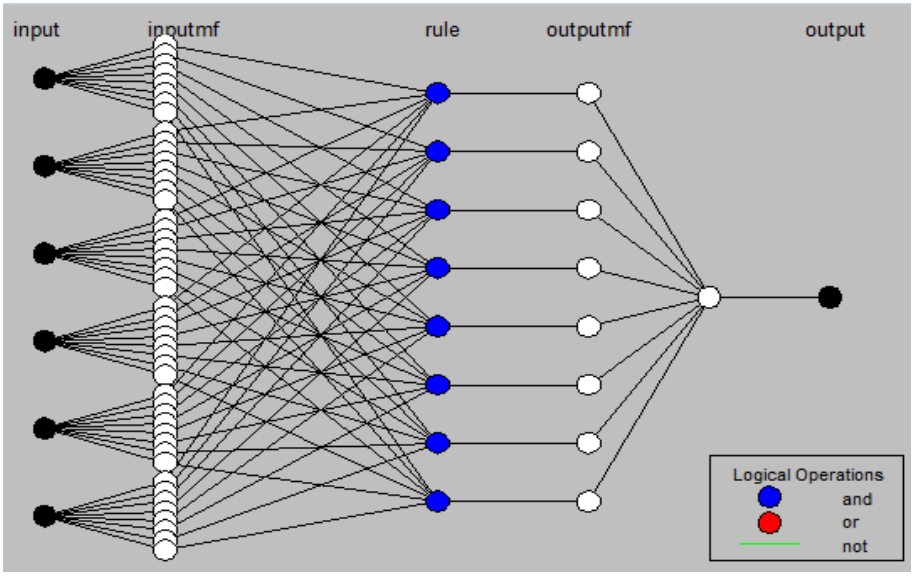
Беа анализирани различни модели на ANFIS, со примена на методот на кластеринг со одземање и хибриден начин на обучување, односно 93 различни архитектури со различен број на фази правила. Усвоена беше линеарна функција на припаѓање за излезната променлива и гаусова функција на припаѓање за влезните променливи.

Оптималниот модел (FIS11110со Гаусов тип на функции на припаѓање и 8 фази правила) беше определен преку анализа на однесувањето на прогнозните модели и споредба на добиените вредности на просечни грешки при тестирање и предвидување на излезните вредности.

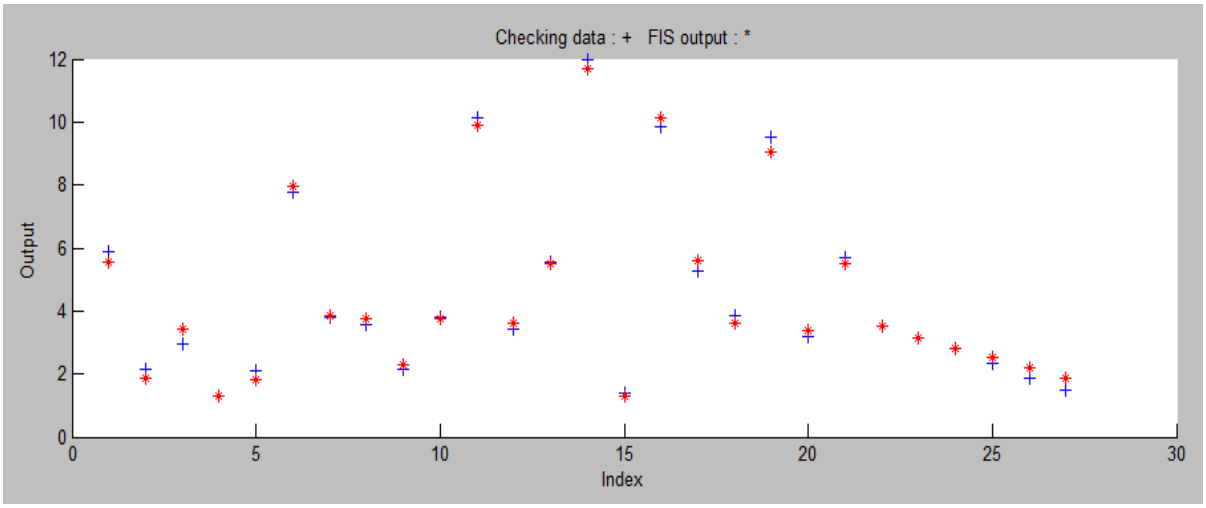
Пресметаната просечна квадратна грешка на ANFIS моделот изнесуваше 0.33. За споредба, просечната квадратна грешка што се доби при тестирање на моделот изработен со невронска мрежа изнесуваше 0.32. Тоа значи дека и двата прогнозни модели даваат добри излезни резултати кога се анализираат случаите за тестирање.

Просечната квадратна грешка што се доби при прогноза на излезни резултати со примена на фази-невронска мрежа (ANFIS) изнесуваше 0.242. Оваа вредност е околу 25% помала

споредено со просечната квадратна грешка што се доби при проверка на моделот изработен со примена на вештачки невронски мрежи чија вредност изнесуваше 0.319.



Слика 4. Архитектура на ANFIS модел FIS11110 составен од 6 влезни променливи и 1 излезна променлива



Слика 5. Споредба на вистински и предвидени вредности на време на пожарна отпорност на АБ столбови добиени преку податоци за тестирање на ANFIS

Иако станува збор за многу мали вредности на просечни квадратни грешки и кај двата прогнозни модели, може да се заклучи дека излезните резултати за разлдеуваните 27 случаи за прогноза, со примена на невронски мрежи имаат помала точност споредено со моделот на ANFIS.

Анализата на вредностите за времето на пожарна отпорност на анализираните ексцентрично товарени АБ столбови покажува дека и двата прогнозни модели се доста прецизни и точни во предвидувањето на излезните резултати.

Од тука произлегува заклучокот дека и двата прогнозни модели (модел со вештачка невронска мрежа и модел со фази-невронска мрежа) може да се користат за прогноза на време на пожарна отпорност на ексцентрично товарени АБ столбови вметнати во sид за раздвојување на пожарен сектор, со напомена дека поквалитетни и попрецизни резултати се добиваат со примена на фази-невронски мрежи.

3. ПРОЦЕНКА НА ПАЗАРНА ВРЕДНОСТ НА СТАНОВИ ВО РМ

3.3. Прогнозен модел со примена на ФНМ

Во трудот направена е и **проценка на пазарна вредност** на станови во Република Македонија со примена на фази-невронски мрежи. ANFIS претставува адаптивен фази-невронски систем на заклучување. Предноста на оваа техника е тоа што функциите на припаѓање на влезните параметри се избираат автоматски со помош на невро-адаптивна техника на обучување која е инкорпорирана во Fuzzy Logic Toolbox. Оваа техника претставува метод со кој се овозможува постапката на фази моделирање да учи од податоците. На тој начин се пресметуваат параметрите на функциите на припаѓање преку кои фази системот на заклучување најдобро ги изразува влезно-излезните групи на податоци.

Базата на податоци ја сочинуваа пазарни вредности на станови со различни карактеристики проценети согласно Методологијата за проценка во Република Македонија.

Методологијата за проценка на пазарна вредност на недвижен имот во Република Македонија, која стапи на сила на 27.04.2012 година, е изработена врз основа на Законот за процена (Службен весник на РМ, број 115/10, 158/11 и 185/11), донесена од страна на Министерството за транспорт и врски (Службен весник на РМ, број 54).

Согласно оваа методологија се определува пазарната вредност на недвижниот имот, преку пресметковни бодови, по m^2функционална површина[2] (за згради и други градежни објекти) и по m^2 површина за земјишта. Пресметката зависи од видот на имотот и од основните и дополнителни елементи кои се содржани во методологијата. Основните елементи според кои се определува пазарна вредност на градежни објекти, согласно оваа методологија се: вид на градба, меѓукатна и кровна конструкција, инсталации, подна подлога, лифт, санитарии, прозорци, врати, фасада, изолација и ексклузивност. Дополнителни елементи за утврдување на пазарна вредност на градежни објекти се: катност, микролокација, макролокација, атрактивност на објектот, процент на искористеност и степен на посетеност.

Оваа методологија овозможува проценка на пазарна вредност по типови на имот: станбени згради (станови и станбени куќи), деловни згради и деловни простории, градежно земјиште, земјоделско земјиште, гаражи и помошни објекти. Пазарната вредност на недвижен имот се пресметува преку соодветни обрасци кои се составен дел на Методологијата.

Усвоените влезни параметри ги опишуваат типичните карактеристики на становите (површина на стан, број на спални соби, кат, микролокација, макролокација и квалитет на градба).

Површината на стан (**П**) ја означува корисната површина на станот изразена во m^2. Староста на станот е определена преку годината на градба (**ГГ**) на зградата. Соби (**С**) е ознака за бројот на спални соби во станот и се дефинира во граници од 0 до 4. Карактеристиката кат (**К**) го означува катот од зградата на кој е сместен разгледуваниот стан и се претставува со нумеричка вредност за прв, втор, трет кат итн., или со 0 за приземје. Под микролокација (**МЛ**) се подразбира близината на здравствени, образовни и снабдувачки центри, комуникациски врски, паркинг простор, спортски центри, детски игралишта итн. Согласно методологијата за проценка, микролокацијата е дефинирана со поени во интервал од 0 до 190. Под макролокација (**З**) се подразбира зоната на населено место во кое е сместена зградата. Согласно Методологијата за проценка на пазарна вредност на недвижен имот територијата на Република Македонија е поделена на 18 зони, при што секоја зона е поделена на неколку подзони. Оваа променлива е дефинирана со поени во интервал од 0 до 600. Квалитет (**К**) е ознака за квалитетот на материјалите вградени во станот. Оваа променлива е изразена со оценката за квалитет чии вредности се движат во граници од 0 до 5 (0 за станови со лош квалитет, а 5 за станови со одличен квалитет).

[2]Објаснувањето за пресметка на функционална површина на згради и други градежни објекти е дадено во Член 4 од Методологијата за проценка на пазарна вредност на недвижен имот во Република Македонија

По анализа на сите влезно-излезни податоци добиени од реални проценки на станови извршени од страна на експерти, увидено е дека вредностите на влезните променливи се движат во следните граници: П = 27 ÷ 206 m^2, ГГ = 1948 ÷ 2012, С = 0 ÷ 4, К = 0 ÷ 12, МЛ = 5 ÷ 190, З = 15 ÷ 600, КВ = 1 ÷ 5.

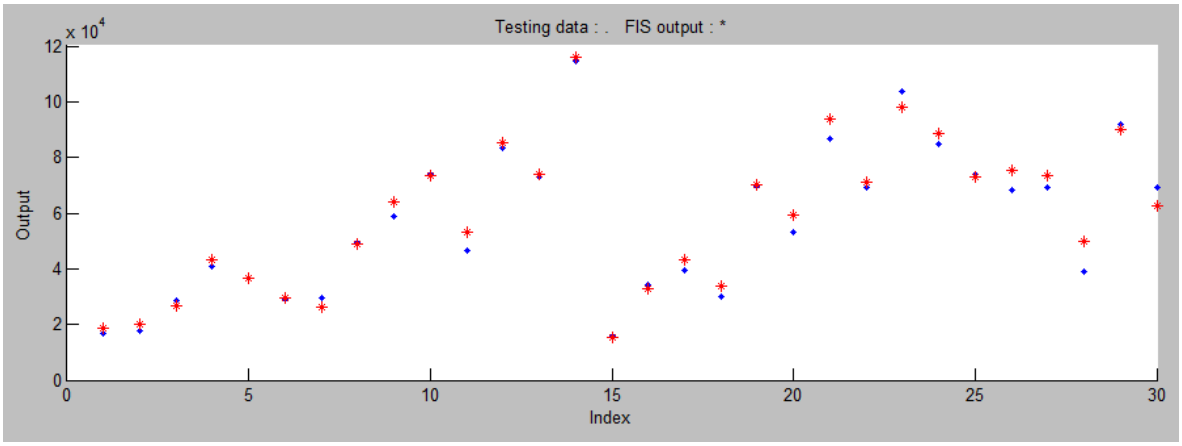
Како излезна вредност од моделот е користена вкупната пазарна вредност (**ПВ**) на становите која е проценета од страна на експерти, со користење на Методологијата за проценка на пазарна вредност на недвижен имот во Република Македонија. Проценетата пазарна вредност се движи во границите од 8206 € до 189436 €.

Анализирани беа вкупно 302 серии на влезно-излезни податоци, од кои 240 серии (80%) беа податоци за обучување, 30 серии (10%) беа податоци за проверка и 30 серии (10%) служеа за тестирање на моделот.

Во постапката на пронаоѓање на оптимален модел на ANFIS беа варирани следните параметри: радиус на влијание (со вредности од 0.6 до 1.8) и фактор на збиеност (со вредности во интервал од 0.45 до 2.5). Соодносот на прифаќање и соодносот на одбивање имаа фиксни вредности базирани на стандардните вредности дефинирани во MATLAB, и изнесуваа 0.5 и 0.15 соодветно. За секоја комбинација на овие параметри беше креиран посебен модел на фази-невронска мрежа. Различните ANFIS модели се означени преку од вредностите на нивните параметри. Така на пример моделот со ознака FIS12060претставува фази систем на заклучување добиен со метода на кластеринг со радиус на влијание од 1.2 и фактор на збивање 0.60. Секој модел се карактеризира со различен број на фази правила. Очигледно е дека со зголемување на вредноста на радиусот на влијание и факторот на збивање се намалува бројот на фази правила. За обучување на ANFIS потребни се најмалку 2 фази правила.

За проценка на влијанието на различни типови на функции на припаѓање врз излезните резултати, беше спроведена анализа на чувствителност, односно ANFIS моделите дефинирани со исти параметри (исти вредности на радиус на влијание и фактор на збивање) беа обучени и тестирани со примена на различен тип на функции на припаѓање. Функцијата на припаѓање за излезната променлива е линеарна функција, а функциите на припаѓање за влезните променливи се: триаголна (triMF), тапезоидна (*trapMF*), звонеста (*gbellMF*), гаусова (*gaussMF*), гаусова 2 тип (*gauss2MF*), сигмоидална (*sigMF*), д-сигмоидална (*dsigMF*), п-сигмоидална (*psigMF*), пи-функција (*piMF*), с-функција (*sMF*) и з-функција (*zMF*).

Беа анализирани вкупно 35 различни архитектури на ANFIS модели со различен број на фази правила. Обучувањето на генерираните ANFIS модели беше извршено со примена на методот на на градиентно пропагирање на грешка наназад (*backpropagation*) и метод на хибридно обучување.



Слика 6. Споредба на вистински и предвидени вредности на пазарна вредност на станови добиени преку податоци за тестирање на ANFIS

Со варирање на типот на функции на припаѓање за влезните податоци и типот на обучување за секој ANFIS модел беа добиени 380 различни случаи за анализа. Оптималниот прогнозен модел

беше добиен преку споредба на однесувањето на анализираните модели и споредба на добиените вредности на просечни грешки при предвидувањето на излезните вредности. Најмала грешка при проценка на пазарна вредност на станови се добива со примена на моделот FIS07120со Гаусов тип на функции на припаѓање за 7 влезни променливи и линеарна излезна функција, со 6 фази правила. Просечната грешка на овој прогнозен модел изнесуваше 4104.08, што е помалку од 10%, па се заклучи дека за квалитетна проценка на пазарна вредност на станови, со 90% доверливост во точноста на излезните резултати, може да се примени оваа обучена фази-невронска мрежа.

Примената на фази-невронски мрежи овозможува прецизно моделирање на нелинеарната зависност меѓу пазарната вредност на становите и променливите влезни податоци и успешно ги генерализира излезните резултати за случајни влезни податоци. Мора да се напомене дека прецизноста и точноста на прогнозниот модел зависи, во голема мера, од прецизноста на влезните податоци. Исто така сметам дека доколку се зголеми бројот на влезни променливи со што се опишуваат подетално карактеристиките на станот, во голема мера ќе се подобри точноста на излезните вредности. Резултатите од спроведената анализа покажуваат дека фази-невронските мрежи може да се применуваат за проценка на пазарна вредност на недвижности со што се добива еден математички апарат кој нуди голема помош во процесот на носење на одлуки во градежништвото (особено важни за инвеститорите) поврзани со избор на локација за градба на згради, тип на станови итн. Покрај тоа, ваквиот модел може да ја најде својата примена и кај проценителнските куќи, агенциите за недвижности, банките, осигурителните компании и сите останати физички и правни субјкети, бидејќи овозможува брза и лесна проценка на вкупната пазарна вредност на становите која со голема точност ја отсликува вистинската пазарна вредност.

3.4. Прогнозен модел со примена на ВНМ

Пазарната вредност на станови во РМ беше проценета и со помош на прогнозен модел изработен со примена на вештачки невронски мрежи. За таа цел беа анализирани вкупно 272 влезно-излезни податоци (станува збор за податоците за обучување и проверка користени во ANFIS). Од нив 218 групи на податоци (околу 80%) беа искористени за обучување, а останатите (54 случаи) беа искористени за тестирање на мрежата. Прогнозата на излезни резултати беше направена за 30 групи на податоци кои соодветсвува со податоците за тестирање во ANFIS. Беа обучени и тестирани 7 повеќеслојни невронски мрежи со простирање нанапред составени од по еден влезен слој, еден скриен слој и еден излезен слој, со различен број на неврони во скриениот слој (од 2 до 8 неврони). Како оптимална е усвоена повеќеслојна мрежа со 3 неврони во скриениот слој која даде најмала грешка при предвидување на излезни вредности. Анализата на релативното влијание на независните влезни променливи врз способноста на мрежата за квалитетно предвидување на излезните резултати покажа дека најголемо влијание врз квалитетот и прецизноста на предвидувањата има површината на станот и макролокацијата, помало е влијанието на микролокацијата и квалитетот на градба, додека пак влијанието на останатите променливи е занемарливо. Просечната квадратна грешка што се доби при прогноза на излезни резултати со примена на моделот изработен со невронска мрежа изнесуваше 5360.84. Оваа вредност е околу 25% поголема споредено со просечната квадратна грешка што се доби при тестирање на точноста на ANFIS моделот чија вредност изнесуваше 4104.08.

Од тука произлегува заклучокот дека излезните резултати за анализираните случаи, со примена на невронски мрежи, гравитираат кон реалните вредности, но со помала точност споредено со моделот на ANFIS.

4. ЗАКЛУЧОК

Иако резултатите од фази-невронските мрежи зависат од типот на проблемот, може да се заклучи дека во поголемиот број на случаи со овие модели се добиваат подобри резултати споредено со пристапот на невронски мрежи. Со други зборови, прогнозниот модел изработен со помош на вештачки невронски мрежи може да служи за груба и брза проценка на излезни

вредности. Поквалитетни, попрецизни и пореални резултати се добиваат преку примена на фази-невронски мрежи пред сè поради нивната способност за моделирање на непрецизност и неизвесност кај податоците.

Генералниот заклучок на овој труд е дека прогнозните модели изработени со примена на вештачки невронски мрежи и фази-невронски мрежи претставуваат одлична алатка за определување (прогнозирање) на време на пожарна отпорност на АБ столбови и пазарна вредност на станови. Ваквите прогнозни моделисе особено корисни во случај кога се анализираат проблеми за кои не постојат (или пак има недоволно) претходни експериментални и/или нумерички добиени податоци, а потребна е брза проценка на некој параметар. Обучените модели даваат квалитетни и прецизни резултати дури и за влезни податоци кои не се вклучени во процесот на обучување, што значи дека истите можат да послужат за проценка на излезни вредности со мошне задоволителен степен на точност. Токму овој позитивен ефект целосно го оправдува спроведувањето на подетални и поопсежни истражувања на примената на вештачки невронски мрежи и фази-невронски мрежи за проектирање на прогнозни модели кои би можеле да се користат за проценка на различни параметри во градежништвото.

Резултатите од истражувањето спроведено во рамките на овој труд претставуваат доказ за успешна примена на вештачките невронски мрежи и фази-невронските мрежи во процесот на лесно и едноставно решавање на реални комплексни проблеми од областа на градежништвото.

Добиените резултати, како и неведените заклучни размислувања, ја истакнуваат ефикасноста и практичноста на примената на оваа иновативна техника за развој на модели за управување, одлучување и проценка на проблеми кои се среќаваат при планирање и реализација на градежни проекти. Фундаменталниот пристап кој се базира на примената на вештачки невронски мрежи и фази-невронски мрежи овозможува напредно и успешно моделирање на управувањето со реални ситуации и градежни проекти, со што се надминуваат недостатоците карактеристични за класичните методи за математичко моделирање.

Досегашните истражувања од оваа област, вклучувајќи ја го и предметниот труд, претставуваат столб на идни истражувања и верувам дека во иднина примената на вештачките невронски мрежи фази-невронските мрежи ќе се прошири во областа на градежништвото.

ЛИТЕРАТУРА

[1] ЛазаревскаМ.: “Моделирање на управувањето со градежни проекти со примена на фази-невронски мрежи”, Докторска дисертација, Градежен факултет, Подгорица, Црна Гора, 2014 год.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 7

Jasminka MILANOVSKA[1], Dobre TASEVSKI[1]

REHABILITATION OF THE BRIDGE MELNICKI ON THE STATE ROAD R 1202 SECTION MAVROVO-DEBAR

SUMMARY

This paper presents rehabilitation of bridge Melnicki over Lake Debar on the road R 1202, Section Mavrovo - Debar. Subject of the rehabilitation was: surface and deep degradation of all pillars of atmospheric and aggressive influences; increased structural damage the capital above the pillar E at the site of mobile and fixed bearings; cracks that occur throughout the thickness of the column F and deflection at the top of the column to Debar cca 50 cm; full deformity of the left wing of the pillar G; malfunction of the right mobile bearing and full deformation of the left movable bearing; destroyed dilation clearance of main dilated joint; appeared local corrosion of internal and external parts of the steel structure. Rehabilitation works are realized according to the project derived from the Balkans Consulting revised from Faculty of Civil Engineering- Skopje, under the supervision of DIWI Macedonia, and the performance of "SINTEK" - DOO- Skopje.

Keywords: rehabilitation works, cracking, bearings, expansion joints and corrosion

Јасминка МИЛАНОВСКА[1], Добре ТАСЕВСКИ[1]

САНАЦИЈА НА МЕЛНИЧКИ МОСТ НА ДРЖАВЕН ПАТ Р 1202 НА ДЕЛНИЦА МАВРОВО-ДЕБАР

РЕЗИМЕ

Во трудот е претставена санацијата на Мелнички мост над Дебарското езеро, на државен пат Р 1202, Делница Маврово – Дебар. Предмет на санацијата беше: површинска и длабинска деградација на сите столбови од атмосферски и агресивни влијанија; зголемени конструктивни оштетувања на капителот над столбот Е во локалитетот на подвижните и неподвижните лежишта; појавени пукнатини по цела дебелина на столбот F и отклон на врвот на столбот кон Дебар сса 50 cm; целосна деформираност на левото крило на столбот G; нефункционалност на десното подвижно лежиште и целосна деформација на левото подвижно лежиште; уништен дилатационен зазор на главната дилатациона фуга; појавена локална корозија на внатрешни и надворешни делови на челичната конструкција; нефункционалност на десното подвижно лежиште и целосна деформација на левото подвижно лежиште; уништен дилатационен зазор на главната дилатациона фуга. Санационите работи се реализираат од “ Синтек”- ДОО- Скопје.

Клучни зборови: санациони работи, пукнатини, лежишта, дилатациони фуги, корозија

[1] BSc, SINTEK Dooel Skopje

1. ВОВЕД

Со изградбата на хидроенергетскиот објект брана „Шпиље“ и формирањето на Дебарско Езеро, создадена е потреба за премостување на двете страни на езерото. Проблемот е надминат со изградбата на Мелнички мост, кој претставува транспортна артерија на Дебар со останатите делови од Македонија и Албанија.

Изградбата на мостот е извршена во периодот 1969-1970 год., според проектната документација изработена од професор Никола Хајдин од Белградскиот универзитет, а реализирана од ГП „Пелагонија“ под раководство на Цветан Таневски - Цони, со инвестиција на Електростопанство на Македонија.

2. ОПИС НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Според проектната документација, мостот е изведен како две континуирани независни конструкции преку четири полиња со меѓусебен распон 68 + 2 x 83 + 68 и преку две полиња со меѓусебен распон од 33 + 33метри. Вкупната должина на мостот е 368метри, и припаѓа на групата подолги и поатрактивни мостови во Македонија.

Капителот од столбот „Е“ е заеднички потпирач за двете конструкции на кои се поставени две неподвижни и две подвижни лежишта. Првата мостовска конструкција,од конструктивна гледна точка, претставува континуирана спрегната армирано-бетонска конструкција составена од коловозна плоча и два главни челични носачи со отворена форма. Таа се потпира на столбовите „А“, „В“, „С“, „D“ и„Е“ праволиниски лоцирани, за разлика од втората конструкција која е лоцирана во преодна и кружна кривина со R=30м. Во локалитет на вториот дел од мостовската конструкција, зголемените торзиски влијанија се надминати преку формирање на затворен челичен носач кој заеднички функционира со армирано-бетонската коловозна плоча.

Долниот строј на мостот се состои од два крајни армирано-бетонски столбови со класична форма на изведба и пет средни столбови во форма на платна со димензија 1,40 x 6,00м (столбови „В“ и „С“) и 1,60 x 6,00 м („D“, „Е“ и „F“) фундирани на трикаскаден систем на фундаменти. Фундирањето на масивниот столб „А“ е извршено на длабина од 8,0м во однос на теренот, со димензии на фундаментот 6,40 x 8,40 x 2,00 м, со изведба на потпорна плоча - сидро

со димензии 2,00 х 6,80 х 4,20 м, за обезбедување на висока хоризонтална крутост, со што крајниот столб е приспособен за прифаќање на хоризонталните сили.

3. РЕГИСТРИРАНИ ОШТЕТУВАЊА

Од направената анализа пред и по отворањето на конструкцијата, регистрирани се:

- Површинска и длабинска деградација на сите столбови од атмосферски и агресивни влијанија;
- Зголемени конструктивни оштетувања на капителот над столбот „E“ во локалитет на неподвижните лежишта (потпирање на линискиот носач) и локалитет на подвижните лежишта од кружниот челичен носач;
- Како резултат на дополнително зголемената крутост на столбот „F“ од дополнително формираниот насип, појавени се пукнатини по цела дебелина на попречниот пресек во локалитет на теренот и во длабина од 1м, под теренот со отклон на врвот на столбот кон Дебар од сса 50см;
- Катастрофално оштетување на лево крило од столбот „G “, со целосна деформираност на крилото;
- Нефункционирање на десно подвижно лежиште (одвоена конструкција од лежиште) и целосна деформација на лево подвижно лежиште (од температурни и торзиски влијанија);
- Уништен дилатационен зазор од главната дилатациона фуга со вклештување на праволинискиот и кружниот носач;
- Појавена локална корозија на внатрешни и надворешни локалитети од челичната конструкција.

4. САНАЦИЈА

Санационите работи се реализирани според проектната документација изработена од страна на „Балкан консалтинг“, ревидирана од Катедрата за челични и армирано-бетонски конструкции од Градежен факултет - Скопје, под надзор од „Диви“ и изработка од „Синтек“ - Скопје.

Благодарение на огромното искуство поврзано со санација, зајакнување и заштита на мостовските конструкции, вијадукти, надвозници, подвозници, надземни и подземни премини на преку 430 објекти лоцирани во Македонија, Косово, Црна Гора и Украина, организацијата на градилиште и пристапот до елементите на мостовската конструкција без проблем беа надминати уште во старт на работите. Во организациониот период најголем проблем беше нивото на водата на Дебарско Езеро, и обезбедување на регулирање (пренасочување) на сообраќајот. Формирањето на пристап до елементите за санација, зајакнување и заштита, извршено е преку монтажа на класично скеле и висечка скела Систем „СИНТЕК“, кој се покажа како практичен и успешен на многу објекти.

Столбовите вон нивото на вода „B“ и „F“ лесно се санирани споредвообичаениот систем на џекетирање со слој од 15 см, кој наодделни локалитети достигнуваше во слој од 22см. За столбовитешто делумно со својата висина беа под нивото на водата, се формираше прстен со висина од 100см и дебелина од 30см, анкеруван за постојната подлога. Наставката на зајакнувањето беше со џекетирање од армирано-бетонски слој со дебелина од 15 до 20 (22)см. Истите столбови по снижувањето на нивото на водата, благодарение на разбирањето од страна на ЕВН,со џекетирањето дополнително се оствари до проектираната состојба.

На масивниот столб „A“ дополнително е извршена санациона обработка на конструктивни пукнатини со ширина и до 3,0см.

Столбот „G“ наметна посериозни приблеми со катастрофални деформации кои завршија со целосно зајакнување на левото крило и делумно елиминирање на факторите поврзани со дополнителни можни активности.

Главен проблем во целиот систем поврзан со санација и зајакнување на Мелнички мост беа подвижните лежишта над столбот „Е“.Проблемот беше во тотално уништен дилатационен зазор. Неподвижниот и подвижниот локалитет од мостовската конструкција беа навлезени една во друга во длабина од 4 см, и вертикалните делови од носачите преклопени до 10мм. Проблемот беше, која е големината на напонската состојба и како од неа да се ослободи системот без последици. Ослободувањето беше со постепено растоварување преку формирање на резови на вертикалните лимови од подолжните челични носачи со ширина од по 3-5 мм. Но за да се ослободи напонската состојба во попречен правец, конструкцијата мораше да се стабилизира (зајакне) од попречни поместувања под дејство на торзиски оптоварувања. Со голема внимателност и висок стручен пристап кон главниот проблем, ангажираната екипа супер успешно го надмина.

Остварен е доста голем ангажман во промени на пешачката и монтажа на одбојната ограда, поставен е нов светлосен систем на мостот, нови тротоари, изолација на мостот што е битен фактор за неговата трајност како и на коловозната плоча, новоформирани дилатациони зазори, додатни попречни зајакнувања на отворената и затворената челична конструкција.

Термо и антикорозивна заштита на водоводен цевковод, антикорозивна заштита на армирано-бетонската конструкција и челичните елементи, промена на подвижни лежишта со сите дополнително оформени челични елементи вклопени во подвижните лежишта итн.

Покрај нашиот ангажман посебна благодарност заслужуваат професорите од Катедрите за геомеханика, челични и мостовски конструкции од Градежниот факултет - Скопје.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

MA - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Darko NAKOV[1]

TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER SUSTAINED AND REPEATED VARIABLE LOADS

SUMMARY

Large experimental program was performed at the Faculty of Civil Engineering in Skopje to find out how steel fibres affects the time-dependent deformation properties of concrete and how does this influence reflects on the global behaviour of concrete elements in terms of time-dependent crack widths, deflections and strain distribution. Specific realistic loading with sustained and variable loads was applied on full scale steel fibre reinforced concrete beams that were monitored up to an age of concrete of 400 days. According to the experimentally obtained results, two advanced models for prediction of creep and shrinkage deformations were used: Fib Model Code 2010 and B3 model. Based on the analysis performed by AAEMM it was concluded that the factor ψ_2 depends linearly on the variable load duration and on the ratio of residual tensile strength to concrete compressive strength.

Keywords: steel fibre reinforced concrete, long-term load, factor ψ_2

Дарко НАКОВ[1]

ОДНЕСУВАЊЕ НА МИКРОАРМИРАНИ БЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ ПОД ДЕЈСТВО НА ПОСТОЈАНИ И ПОВТОРУВАНИ ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ

РЕЗИМЕ

Обемна експериментална програма беше реализирана на Градежниот факултет во Скопје со цел да се утврди влијанието на челичните влакна врз временски зависните деформации на бетонот и врз однесувањето на бетонските елементи во тек на време, пред се манифестирано преку временски зависните пукнатини а со тоа и на деформациите. Специфична реална историја на товарење со постојани и променливи товари беше користена врз микроармирани бетонски греди со реална големина чие однесување беше следено до старост од 400 дена. Врз основа на експериментално утврдените механички и реолошки карактеристики на употребените бетони, анализирани се два модела за прогнозирање на деформациите од собирање и течење на бетонот: Fib Model Code 2010 и моделот B3. Врз основа на анализата спроведена со AAEMM беше заклучено дека помеѓу коефициентот ψ_2 и времетраењето на променливиот товар постои линеарна зависност. Линеарна зависност беше констатирана и помеѓу коефициентот ψ_2 и односот меѓу заостатната јакост на затегнување и на притисок на бетонот.

Клучни зборови: микроармиран бетон со челични влакна, долготраен товар, коефициент ψ_2

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, nakov@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Having in mind the positive influence of steel fibers on the general behavior of structures, fibers have very often been added to the standard or special concrete mixtures in some most recent applications (Fig. 1). But, the increased complexity of modern structures with unique geometries, high-rise and super-tall buildings, large-span cable-stayed or prestressed bridges, extremely thick or thin structures etc., needs special attention regarding their time-dependent behaviour. Knowing the time-dependent properties of any type of concrete is very important if we want to use it as a structural material. This type of research needs serious financial resources, long-term occupation of a laboratory and a lot of time for testing and measurement. That is why there are not many research studies dealing with this subject. Deflections and crack widths predicted on the basis of short-term tests do not provide satisfactory results for verification in the serviceability limit states. That is why long-term experiments of reinforced concrete elements under sustained loads are very important.

Figure 1. Structures made of SFRC: CCTV tower (left), "Maison de l'ecriture" (right)

Long term sustained load causes a significant increase of deflections and crack widths. In addition, long-term variable repeated load causes additional increase. This is proven by the experimental and theoretical research that has been carried out at the Faculty of Civil Engineering – Skopje for the last 12 years by S. Atanasovski [2], G. Markovski [7] and T. Arangjelovski [1].

Verification of the serviceability limit states in Eurocodes should be done according to three combinations of actions, taken into account in relevant design situations: characteristic, $G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \psi_{0,i}Q_{k,i}$; frequent $G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i}$ and quasi – permanent combination $G_{k,j} + P + \psi_{2,i}Q_{k,i}$ [12]. The quasi – permanent combination is the one that is used for long – term effects. To define the influence of variable repeated load on long-term behavior of SFRC elements, a method of replacement of the variable load with quasi-permanent load determined by the factor ψ_2 will be used, i.e. part of the variable load will act as a permanent load [4].

Several studies have been conducted on long-term behavior of SFRC beams under sustained loads [9], [10], while studies which include the effect of variable repeated load are uncommon.

The aim of this research has been to contribute to the increase of data base on SFRC regarding the effects of creep and shrinkage, evaluate the obtained results with the most advanced and latest codes in this area and propose a value for the factor ψ_2 for the studied types of concrete and variable load duration of 8 hours using the AAEMM.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1 Description of the experimental program

The experiment was carried out at the "Ss. Cyril and Methodius" University, Faculty of Civil Engineering in Skopje, Republic of Macedonia, in the period October 2011 to February 2013. It involved testing of 24 full scale beams constructed from reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete with additional reinforcement. The beams had a cross section proportioned 15/28cm and a

total length of l=300cm, Fig. 2. Together with each series of beams, control specimens were cast in order to test the compressive strength, flexural tensile strength, splitting tensile strength, elastic modulus and deformations due to creep and shrinkage. In addition to the tests on mechanical and time-dependent properties of concrete, the used reinforcement was also tested.

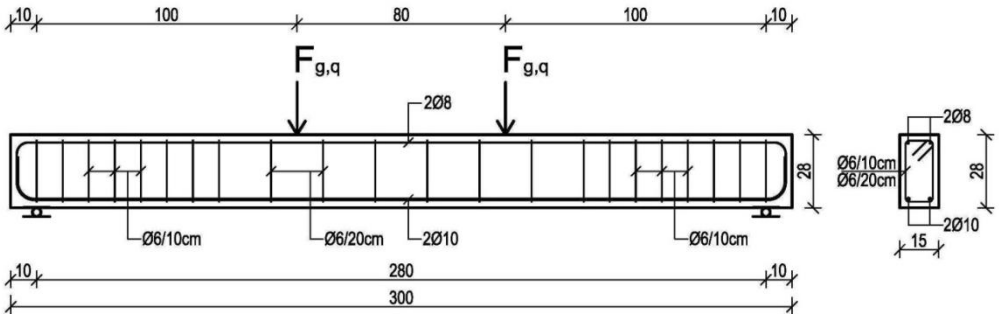


Figure 2. Geometry, reinforcement and loading scheme of full scale beams

All 24 beams were manufactured with concrete class C30/37. According to the used type of material, they were divided into three series:

- Series A, reinforced concrete (C30/37);

- Series B, SFRC with 30 kg/m^3 steel fibres and additional reinforcement (C30/37 FL1.5/1.5);

- Series C, SFRC with 60 kg/m^3 steel fibres and additional reinforcement (C30/37 FL2.5/2.0).

The beams constructed of reinforced concrete were used for comparison with the beams constructed of steel fibre reinforced concrete.

In each series, the plain reinforcement was kept the same. The longitudinal reinforcement was ribbed and of RA 400/500-2 quality, while the shear reinforcement was smooth, with GA 240/360 quality. Reinforcement 2Ø10, 2Ø8 and Ø6/10/20cm was used as tension, compression and shear reinforcement, respectively.

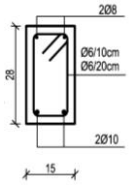
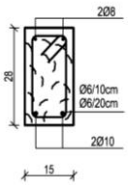
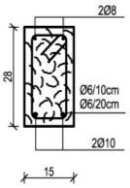
In order to find out the influence of different fibre dosages on the behavior of the elements with time, the investigated parameter in this research was the fibre dosage. The used steel fibres were hooked-end HE1/50, produced of cold-drawn wire, manufactured by Arcelor Mittal, with a diameter of 1mm, length of 50mm and tensile strength of 1100 N/mm^2.

The mixture proportioning was done so that it was the same for the three types of concrete. It is presented in Table 1.

Mixture proportions	(kg/m^3)
Cement CEM II/A-M 42.5N	410
Water	215
Water/Cement ratio, w/c	0.524
Aggregate: 0-4 mm (river sand), 50% 4-8 mm (limestone), 20% 8-16 mm (limestone), 30%	 875 350 525
Fibres: C30/37 C30/37 FL 1.5/1.5 C30/37 FL 2.5/2.0	 0 30 60

Table 1. Mixture proportions

The experimental program is presented in detail in Table 2.

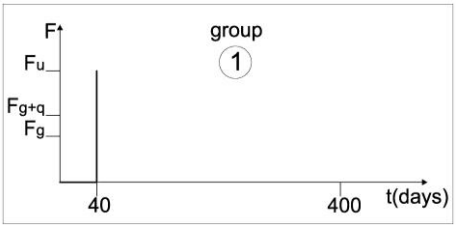
Series	Group	Number of elements	Type of concrete	Steel fibres (kg/m^3)	Tensile Reinforcement μ (%)	Type of long term load	Time of ultimate load testing	Time of observing of the elements
A 	1	2	C30/37	0	0.37	/	t=40	
	2	2	C30/37	0	0.37	/	t=400	t =360
	3	2	C30/37	0	0.37	"g" *	t=400	t =360
	4	2	C30/37	0	0.37	"g ± q" (Δt_{g+q}=8h)	t=400	t =360
B 	1	2	C30/37 FL 1.5/1.5	30	0.37	/	t=40	
	2	2	C30/37 FL 1.5/1.5	30	0.37	/	t=400	t =360
	3	2	C30/37 FL 1.5/1.5	30	0.37	"g" *	t=400	t =360
	4	2	C30/37 FL 1.5/1.5	30	0.37	"g ± q" (Δt_{g+q}=8h)	t=400	t =360
C 	1	2	C30/37 FL 2.5/2.0	60	0.37	/	t=40	
	2	2	C30/37 FL 2.5/2.0	60	0.37	/	t=400	t =360
	3	2	C30/37 FL 2.5/2.0	60	0.37	"g" *	t=400	t =360
	4	2	C30/37 FL 2.5/2.0	60	0.37	"g ± q" (Δt_{g+q}=8h)	t=400	t =360

Δt_{g+q}=8h (8h under g+q, 16h under g), **pre-cracked with load "g + q"*

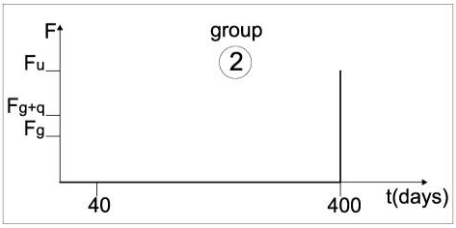
Table 2. Experimental program

Regarding the loading history, the beams were divided into four groups:

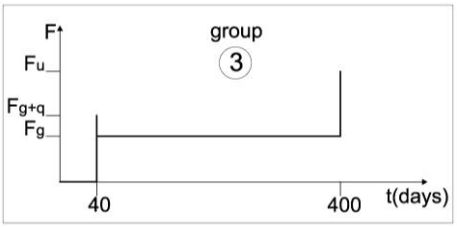
1. The beams from all three series from group "1" (A1, B1, C1) were tested under short term ultimate load at the age of concrete of 40 days. With these testing, relevant dependences had to be found for this age of concrete and the behavior of the reinforced concrete and two types of steel fiber reinforced concretes had to be compared.



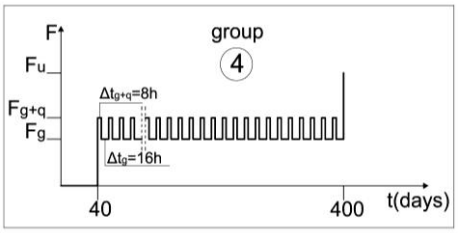
2. The beams from all three series from group "2" (A2, B2, C2) were tested also under short term ultimate load, but at the age of concrete of 400 days. This testing was performed in order to find out the influence of the age of concrete on the behavior of the beams.



3. The beams from group "3" (A3, B3, C3) were pre-cracked with permanent and variable load "g + q", and afterwards, a long term permanent load with intensity "g" was applied at the age of concrete of 40 days and was held up to 400 days, when a short term ultimate load testing was performed. In the meantime, the strains, deformations and crack widths were measured.



4. On the beams from group "4" (A4, B4, C4), a long term permanent load with intensity "g" was applied at the age of concrete of 40 days and was held for a year as a long term load. On the fortieth day, variable repeated load "± q" was also applied in an interval of 8 hours +q and 16 hours –q, for a year. This means that the beams were loaded additionally with load "q" for 8 hours every day, whereat the strains, deformations and crack widths were measured. After 8 hours, the beams were unloaded from load "q" and all measurements were performed again.



The beams and control specimens were cured for 8 days and then they were transported to the Laboratory at the Faculty of Civil Engineering – Skopje, where they were kept under almost constant temperature ranging from 15-24°C with an average of 19.5°C and constant relative ambient humidity ranging from 58-62% with an average of 60.2% (Fig. 3), which was regulated with special humidifiers and dehumidifiers.

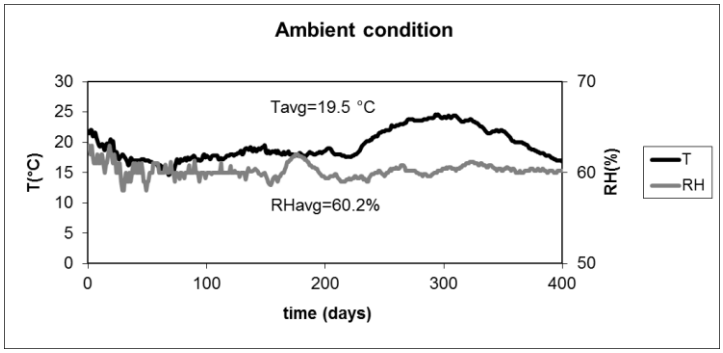


Figure 3. Ambient conditions in the Laboratory of the Faculty of Civil Engineering – Skopje

On the 12 full scale beams within all three series from group 1 and 2, short term ultimate load test was performed in 29 load steps. A data acquisition system from Hottinger Baldvin-HBM, Germany was used for recording the force, the middle deflection U3, the strains in the compression and tensile reinforcement (R1-R4) and the bottom and top of the concrete (C1-C4), with f=1Hz. The load cell and the LVT as well as the strain gages were a product of Kyowa, Japan. In each step, the strains in the concrete (D1-D15), in the middle section of the beam through the thickness as well as on the top of the beam, were measured by a mechanical deflection meter, type Hugenberger, Switzerland, with a base of 250mm. The mechanical measurement of the deflections was done at 5 points through the length of the beam and 2 points over the supports by using deflection meters produced by Stopani, Italy. The crack widths were also measured in each load step, in the region with constant moment, by use of a crack microscope - product of Controls, Italy. After 360 days of observing of their behaviour under the effect of long term loads, an ultimate load test was performed in the same manner as described above. The same measurement technique was used during the observation of the long term behaviour. The positions of the measurement points of the full scale beams are presented in Fig.4.

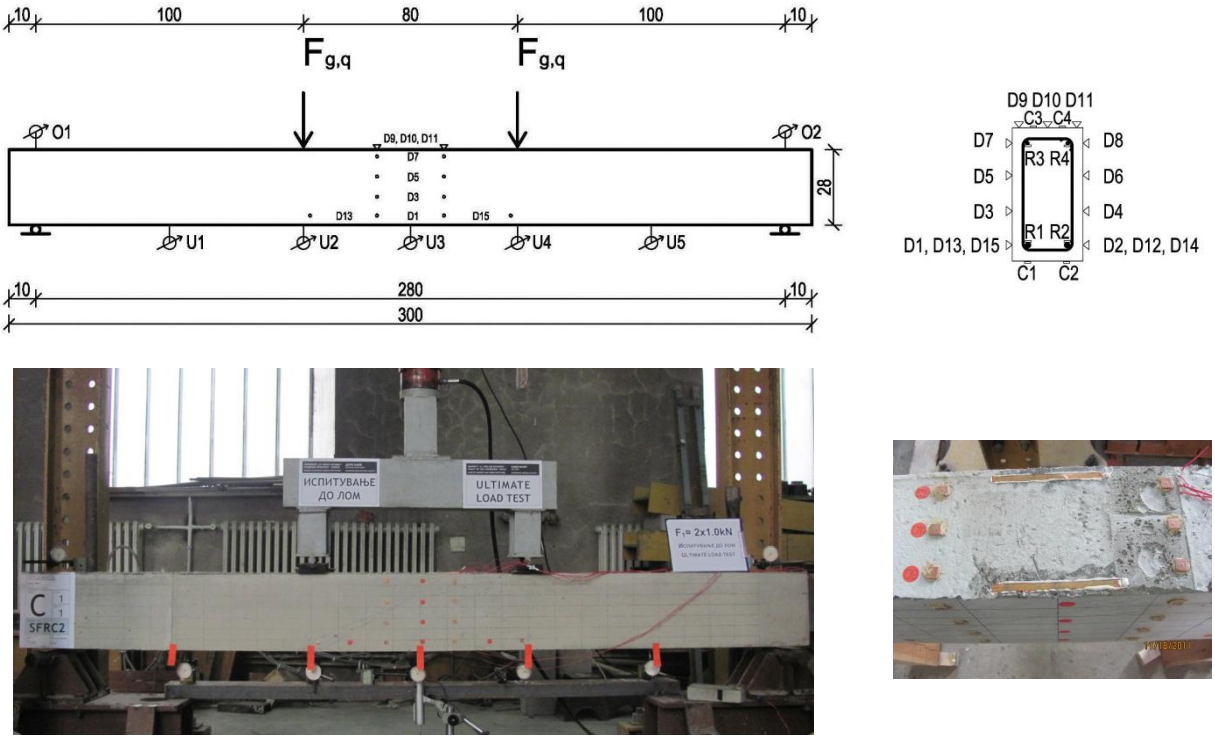


Figure 4: Position of measurement points of full scale beams

2.2 Selected experimental results

The average results for the mechanical properties with the corresponding standard deviations are presented in Table 3.

Mechanical properties	Age t(days)	C30/37	σ (st.dev)	C30/37FL 1.5/1.5	σ (st.dev)	C30/37 FL 2.5/2.0	σ (st.dev)
Compressive strength (MPa) (cubes 15/15/15cm)	40	42.89	0.18	41.63	4.79	44.59	1.83
	400	45.70	5.742	47.41	1.07	46.15	1.69
Splitting tensile strength (MPa) (cubes 15/15/15cm)	40	3.51	0.10	3.22	0.14	4.00	0.31
	400	4.17	0.02	4.58	0.13	4.24	0.13
Flexural tensile strength (MPa) (beams 15/15/70cm)							
- σ_1 (stress at δ_L=0.05mm)	40	5.18	0.56	4.95	0.34	5.30	0.66
- σ_2 (stress at $\delta_{R,1}$=0.46mm)				1.80	0.44	2.83	0.67
- σ_3 (stress at $\delta_{R,4}$=3.00mm)				1.53	0.40	2.33	0.73
- σ_1 (stress at δ_L=0.05mm)	400	5.00	0.66	4.40	1.32	5.95	0.13
- σ_2 (stress at $\delta_{R,1}$=0.46mm)				1.38	0.28	2.90	0.44
- σ_3 (stress at $\delta_{R,4}$=3.00mm)				1.15	0.47	2.38	0.32
Modulus of Elasticity (MPa) (cylinders 15/30cm)	40	26956	127.2	26771	93.2	26120	423.2
	400	27041	811.4	30809	618.2	28224	674.2

Table 3. Mechanical properties at age of 40 and 400 days of the three concrete types

The most specific testing was the testing of the flexural tensile strength, which was performed according to RILEM TC 162-TDF [8]. The deflection controlled testing was done on notched prisms with cross section dimensions of 15/15cm, length of 70cm and span of 50cm. Beams were notched by wet sawing with width of notch of 5mm and depth of 25mm. The application of the deflection was at a constant rate of 0.2mm/min by use of Wykeham Farrance, England, which is a 50kN machine with a big stiffness. During the tests, the load and the midspan deflection were recordered continously by the data acquisition system produced by Hottinger Baldvin-HBM, Germany. The testing of the flexural tensile strength at the age of 40 days resulted in force – deflection relationship shown in Fig. 5.

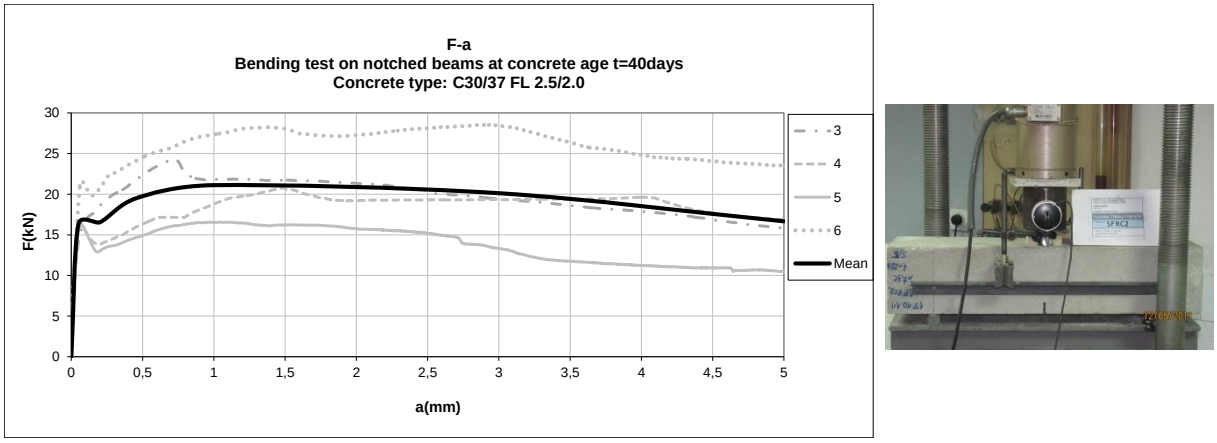


Figure 5. Bending test on notched beams at the age of 40 days

Each time-dependent deformation property was measured on three control prism specimens with dimensions 12x12x36cm for each type of concrete. The strains were measured on four sides of each prism, which means that, for each type of concrete, the results presented in the subsequent table and figure represent the mean value obtained at 12 measurement points. Compression creep was applied in creep frames whereat the stress level of the prism specimens was the same as the stress in the full scale beams due to the sustained load, which was 7.5MPa.

Drying shrinkage was measured from the beginning with the opening of the moulds of the control specimens to the age of concrete of 400 days. Drying shrinkage was also measured on the compression creep control specimens until the moment of application of the load at the age of 40 days. The instantaneous strain was registered at the moment of application of the load, and afterwards, to the age of concrete of 400 days, creep strains were measured continuously.

Table 4 and Fig.6 are showing the results for the time-dependent properties of each type of concrete. The results for the creep, except through the measured strains, are also presented through the creep coefficient, which is the ratio between the creep strain at 400 days and the instantaneous strain at 40 days.

Time-dependent properties	Age t(days)	C30/37	%	C30/37 FL1.5/1.5	%	C30/37 FL2.5/2.0	%
Drying shrinkage ε_{ds} [10^{-6}]μs	40	441.3	/	405.3	/	462.7	/
	400	808.0	53	805.0	56.2	794.9	55.9
Instantaneous strain ε_e [10^{-6}]μs	40	286.3	18.8	254.0	17.7	241.3	17.0
Creep strain ε_{cc} [10^{-6}]μs	400	429.7	28.2	374.7	26.1	385.0	27.1
Total strain $\varepsilon=\varepsilon_{ds400}+\varepsilon_e+\varepsilon_{cc}$ [10^{-6}]μs	400	1524.0	100	1433.7	100	1421.2	100
Creep coefficient $\phi(t,t_0)= \varepsilon_{cc} / \varepsilon_e$	400	1.501	/	1.475	/	1.595	/

Table 4. Time-dependent deformation properties at the age of 40 and 400 days of C30/37, C30/37 FL 1.5/1.5 and C30/37 FL 2.5/2.0

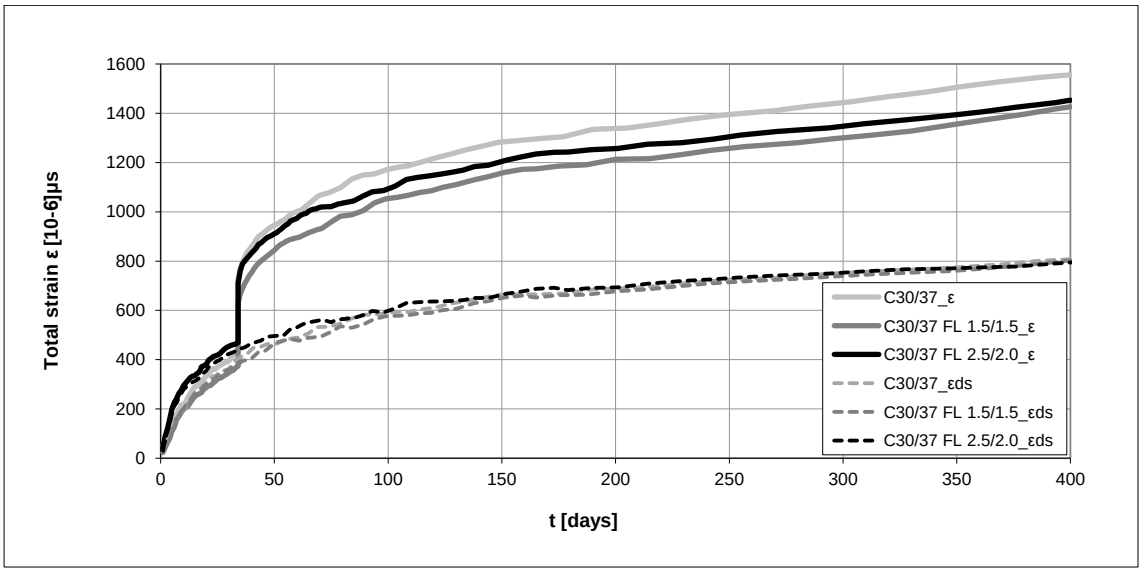


Figure 6. Total strain (drying shrinkage, instantaneous and creep) for the three concrete types

The results from the long-term loading of group 3 and 4 are presented in terms of:

- Time dependent deflections;
- Time-dependent cracks;
- Time-dependent strains.

Only the time-dependent deflections for group 4 are presented in this paper, as the most specific one, in terms of a load-deflection relationship. This relationship shown in Fig. 7 provides an insight into the applied loading history. Due to the daily measurements of the deflections, the graphs have an area shape.

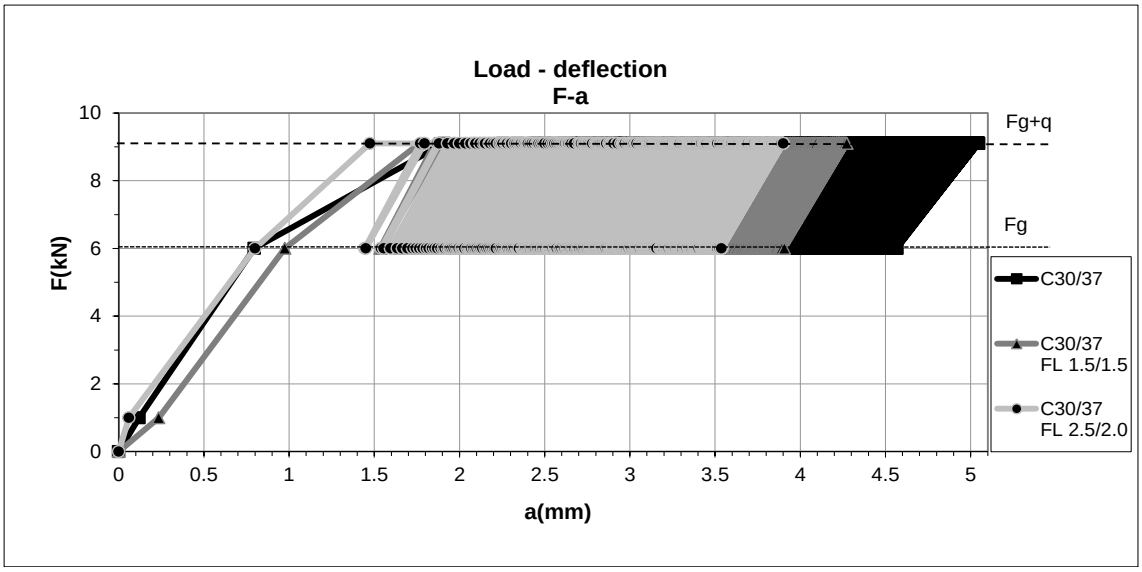


Figure 7. Load - deflection relationship for the beams from group 4 for the three concrete types

Fig. 8 displays the total time-dependent deflection, as an average value obtained for the two beams from each concrete.

The instantenous deflection at the level of the service load "g+q" was decreased for 7.6% and 22.8% in the case of the concrete residual strength classes FL 1.5/1.5 and FL 2.5/2.0, respectively.

The total deflection after exposure to permanent sustained and repeated variable load "g±q" for 360 days was decreased for 14.4% and 22.5% at the level of the permanent load and 15.3% and 22.6% at the level of the service load, for the residual class FL 1.5/1.5 and FL 2.5/2.0, respectively.

The long-term deflection after 360 days under load, at the level of the service load "g+q", which is the total deflection minus the instantenous deflection at the level of the service load "g+q", was decreased for 20.0% and 22.5%, respectively.

It can be noticed that both concretes decreased the deflections for about the same percentage with the addition of fibres and the increase of residual strength.

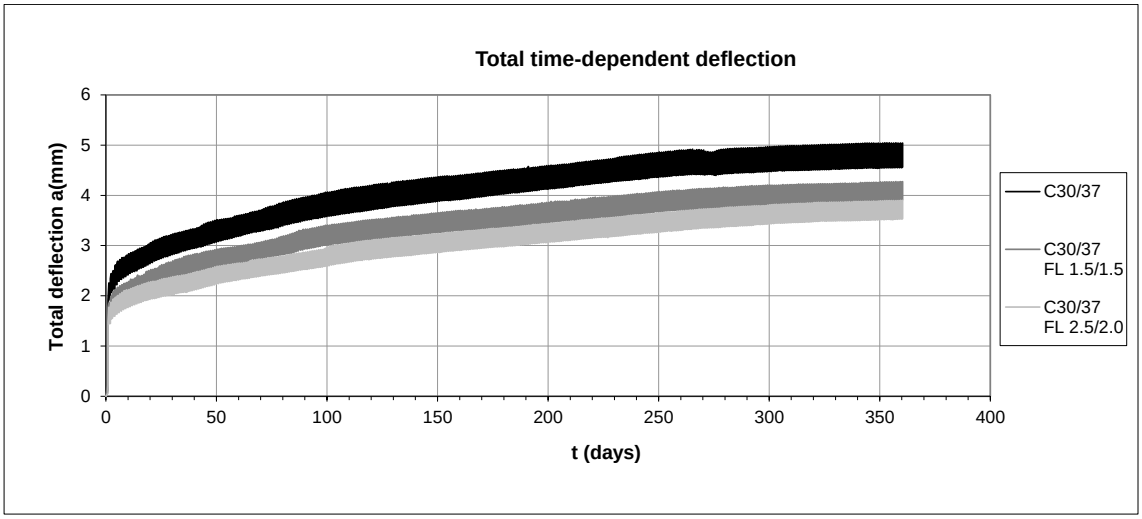


Figure 8. Total time-dependent deflection for the beams from group 4

3. ANALYTICAL ANALYSES OF RESULTS FROM THE EXPERIMENTAL RESEARCH

The analytical analyses of the results from the experimental research were performed in two parts:

- Analytical analysis of time – dependent deformation properties,
- Analytical analysis of time – dependent deflections.

Data on the time – dependent deformation properties were later used to calculate the time-dependent deflections using the Age-Adjusted Effective Modulus Method (AAEMM). The quasi-permanent load procedure and the principle of superposition were used to obtain the factor for the quasi-permanent value of the variable action ψ_2.

3.1 Analytical Analysis of Time – Dependent Deformation Properties

The analytical analysis of time – dependent deformation properties, drying shrinkage and creep, were performed by the B3 model [3] and Fib Model Code 2010 [6]. In the beginning, the analyses were done only for the time period considered in this research, which was 400 days.

The B3 model offers the possibility of improvement of the model by its users and updating of its predictions based on short-time measurements. The updating of the drying shrinkage strain was done very efficiently by using the scaling parameter p_6. The experimental and analytical results for the drying shrinkage up to the age of 400 days are presented in Fig. 9. It can be noticed that the Fib Model Code 2010 underestimates the drying shrinkage strain for 29%, while the original B3 model underestimation is 11.5%. The obtained scaling parameter in the improved B3 model is p_6=1.123. It can be noticed that there is a very good agreement between the experimental results and the improved B3 model.

Having in mind the service life of designed structures, it is very important to be able to predict the time – dependent deformation properties for their serviceability period. Therefore, based on the results obtained for the age of up to 400 days, the analyses according to the previously mentioned models

were extended to the serviceability period of the structures of 100 years. The results are presented in logarithmic scale in Fig. 10.

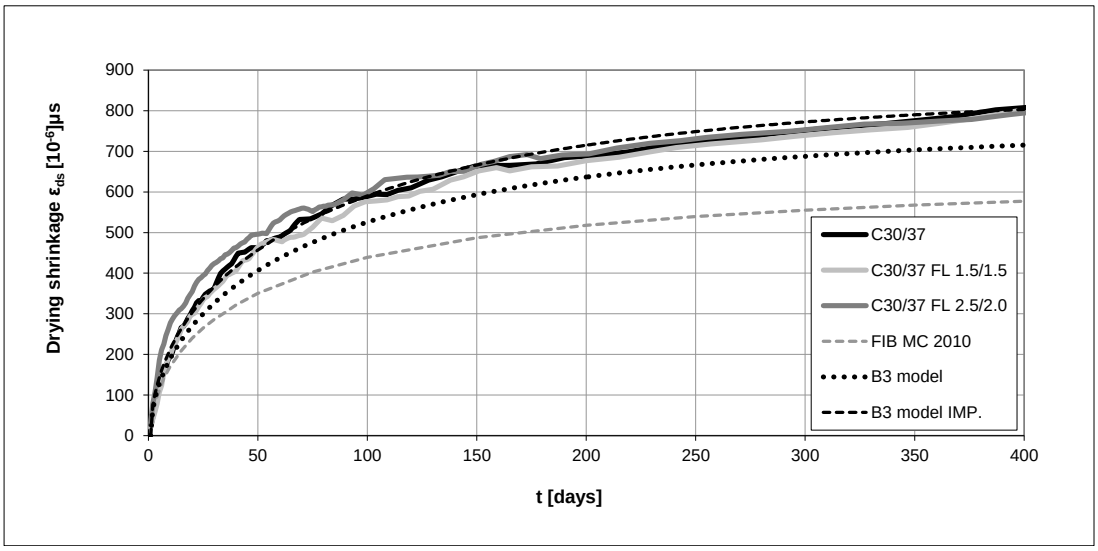


Figure 9. Experimental and analytical results on drying shrinkage up to age of 400 days

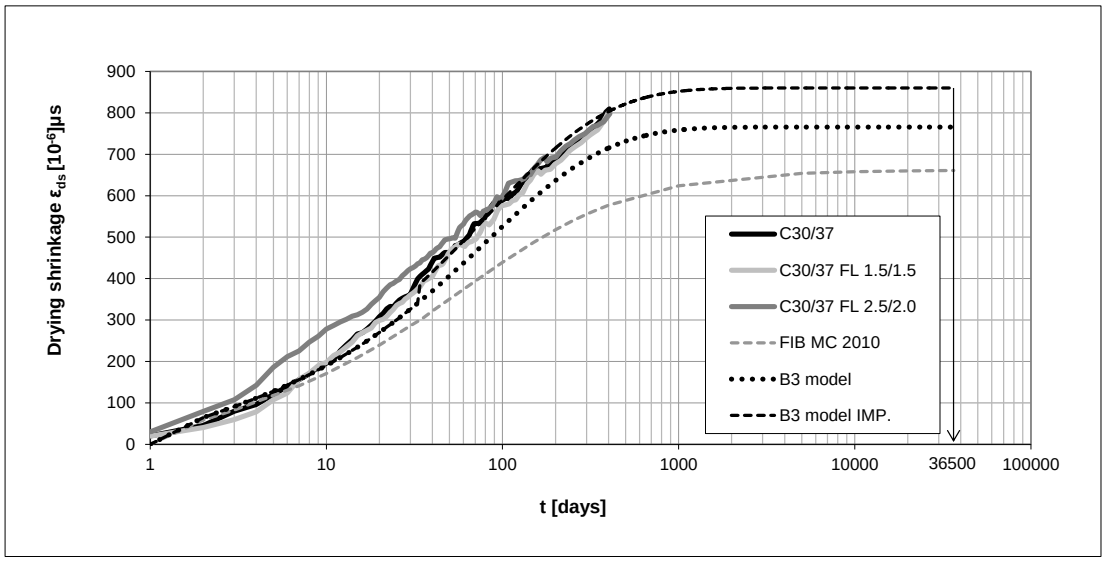


Figure 10. Experimental and analytical results for drying shrinkage up to age of 100 years

Due to the differences in the creep strain between different types of concrete, an analytical analysis of the creep strain was performed for each concrete type taken separately, by the B3 model and Fib Model Code 2010. For the concrete type C30/37, the experimental and analytical results are presented in Fig. 11. In addition to the previously mentioned models, the improvement of the B3 model is also presented. On the basis of linear regression analysis, the following values for adjustment of the creep compliance in the B3 model were obtained: p_1=1.143 and p_2=1.122. These values are valid only for the concrete type C30/37. Taking into consideration the coefficients of variation of each model code, a good agreement was found in all cases. The Fib Model Code 2010 overestimates the experimentally obtained creep coefficient at 400 days for 13%, while the B3 model underestimates it for 9.5%.

The experimental results for both steel fibre reinforced concretes, C30/37 FL 1.5/1.5 and C30/37 FL 2.5/2.0, show a very small difference in the final strain after 400 days when the original B3 model is used. Therefore, for these types of concrete, modification of the flow compliance q_4 in the B3 model is proposed. The modification includes addition of an amount of fibers G_f to the amount of aggregate a, multiplied by the ratio between the moduli of elasticity of the fibers and the aggregate E_f/E_a.

$$q_4 = 20.3((a + G_f(E_f / E_a)) / c)^{-0.7} \quad (1)$$

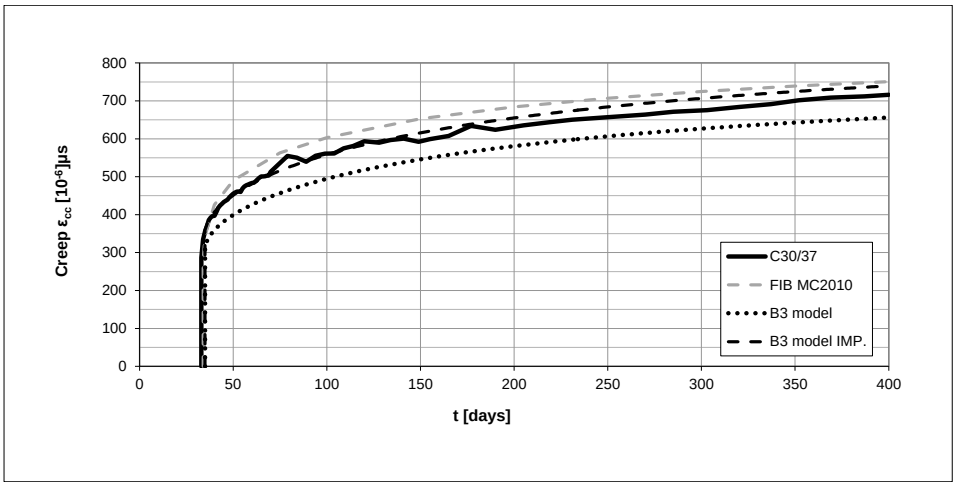


Figure 11. Experimental and analytical results for creep of C30/37 up to age of 400 days

The results for the concrete C30/37 FL 2.5/2.0 with 60 kg/m^3 steel fibers are presented in Fig. 12.

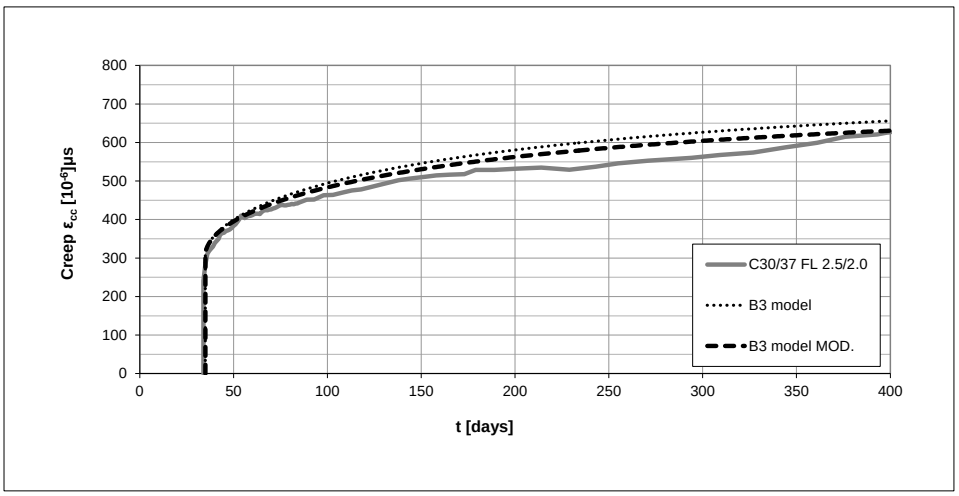


Figure 12. Experimental and analytical results for creep of C30/37 FL 2.5/2.0 up to age of 400 days

Based on the results obtained for an age of up to 400 days, the analyses of the creep strain according to the previously mentioned models were extended to the serviceability life of the structures of 100 years. The results for the concrete type C30/37 FL 2.5/2.0 are presented in logarithmic scale in Fig. 13.

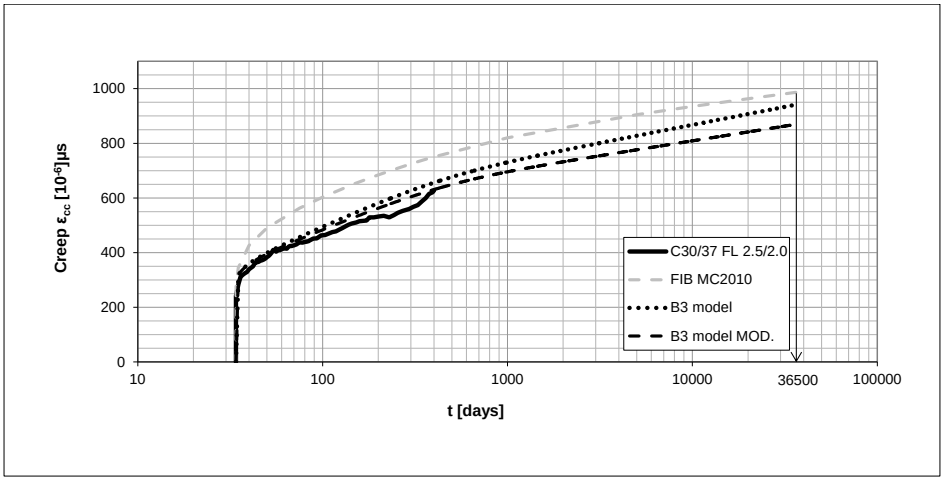


Figure 13: Experimental and analytical results for creep of C30/37 FL 2.5/2.0 up to age of 100 years

3.2 Analytical Analysis of Time – Dependent Deflections

There are many available analytical and numerical methods for obtaining the time – dependent response of concrete structures. However, the big number of necessary input data, complicated analysis and the big number of unknown parameters in the design phase make these methods impractical for most of the engineers. The influence that variable load has on the time – dependent response of concrete structures is another aspect that, in certain structures, has a big effect on the total behaviour. With the experimental program of this research, it was planned to use a simple quasi – permanent load procedure to obtain a factor by which only one part of the variable load will be included in the time – dependent analysis.

This procedure is intended for calculation of the creep effects when serviceability limit state design should be performed using the quasi – permanent combination of actions. This combination of actions enables inclusion of the variable loads in the calculation of creep effects. One part of the variable load is added to the permanent load and is named as quasi – permanent load. The factor that defines the part of the variable load is called factor ψ_2 [5]. This factor depends on the category of the building and the loading history. The loading history on different types of concrete has been the subject of research at the Faculty of Civil Engineering – Skopje for almost 12 years. In this research, the loading history has been chosen such that the variable load acts for 8 hours each day in the period of one year. Four approaches to determination of the effects of variable load were considered (Fig.14):

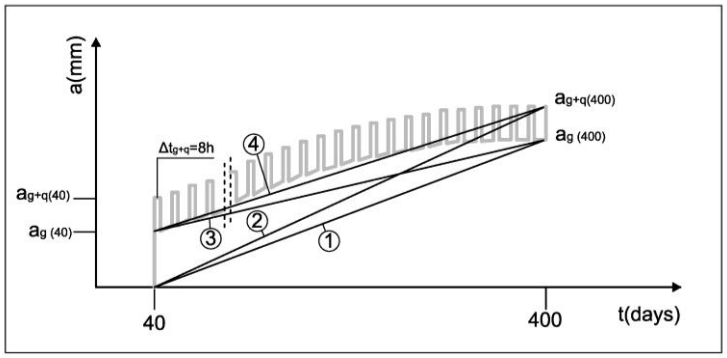


Figure 14. Four considered approaches to determination of ψ_2

The simplest solution of the problem is taking into consideration approach 1, because the initial and time-dependent deflection can be obtained with intensity of the load as a sum of permanent and quasi-permanent load. On the basis of the results obtained by the experimental research, an analytical solution was proposed in which the total deflection due to the permanent load "g" and variable load "q" obtained from the experiments $a_{t,exp}(g+q)$ was determined as a sum of the initial deflection $a_o(g+\psi_2 q)$ and long-term deflection $a_t(g+\psi_2 q)$ due to the permanent load "g" and variable load represented as quasi permanent load "$\psi_2 q$" :

$$a_{t,\exp}(g+q) = a_0(g+\psi_2 q) + a_t(g+\psi_2 q) \qquad (2)$$

Factor ψ_2 was determined by the Age – Adjusted Effective Modulus Method (AAEMM) using the quasi – permanent load procedure and the principle of superposition. The CRACK computer program developed by Ghali A. and Elbadry M. from the University of Calgary, Canada, was used for calculation of the time – dependent deflections. Except the geometry, materials and bending moments, all other necessary input data needed for the AAEMM were obtained by the previously presented analysis of the time – dependent deformation properties, based on the experimentally obtained results. Those data include values which vary each day, like the values for shrinkage, creep coefficient, relaxation function and aging coefficient. For the concrete type C30/37, the total experimentally observed deflection was obtained with intensity of load g+0.37q, which meant that factor ψ_2 had a value of 0.37. In the case of the steel fibre reinforced concrete types C30/37 FL 1.5/1.5 and C30/37 FL 2.5/2.0, the total experimentally observed deflection was obtained with intensity of load g+0.22q and g+0.18q, which meant that the factor ψ_2 had a value of 0.22 and 0.18, respectively. The results for C30/37 FL 1.5/1.5 are presented in Fig. 15.

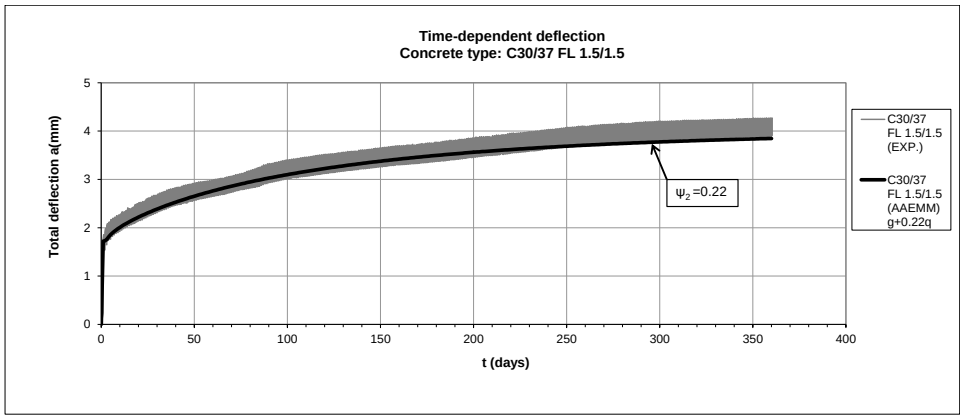


Figure 15. Experimental and analytical time-dependent deflection for concrete type C30/37 FL 1.5/1.5

It is well known that factor ψ_2 depends on the duration of loading of the variable load. In the current research, the duration of the variable load was 8 hours per day. In the previous research projects in the same field, performed in the same laboratory with different types of concrete without fibers, the period of duration of the variable load was varied from 12h, 24h and 48h. The obtained factors ψ_2 in these research projects are presented in Table 5.

Δt_{g+q} (hours)	8	12*	24**	48**
ψ_2	0.37	0.40	0.50	0.65

* Research of Markovski G.
**Research of Arangjelovski T.

Table 5. Factor ψ_2 as a function of the duration of loading Δt_{g+q}

The dependence of factor ψ_2 on the variable load duration can be clearly seen in the Fig. 16.

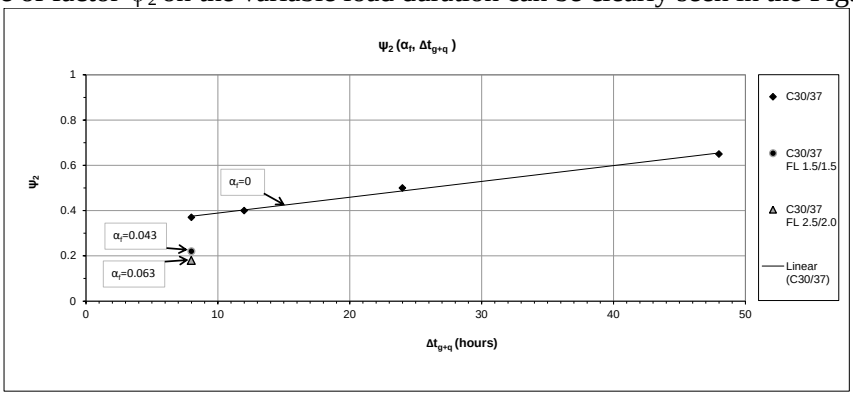


Figure 16. Factor ψ_2 as a function of the variable load duration (α_f,Δt_{g+q})

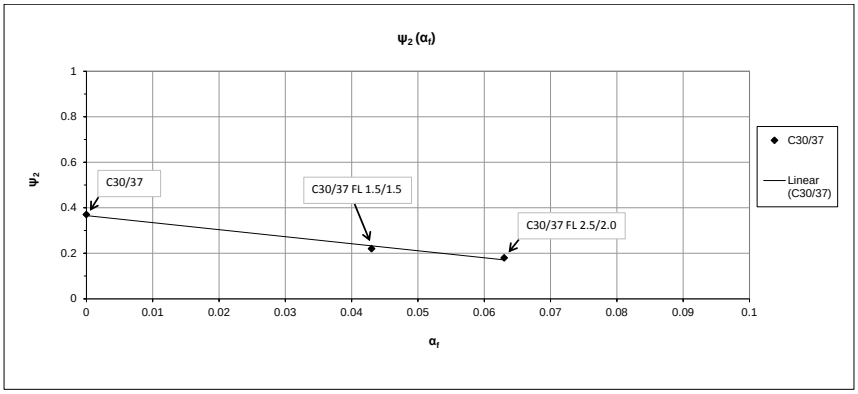


Figure 17. Factor ψ_2 as a function of the ratio between the residual tensile and compressive strength, α_f

A simple linear dependence between factor ψ_2 and the variable load duration can be noticed. The results are presented as a function of the ratio between the residual tensile strength and the concrete compressive strength, α_f which is zero for ordinary concrete. The dependence of factor ψ_2 on the ratio α_f is also linear (Fig. 17).

4. CONCLUSIONS

- According to the experimental results at the age of concrete of 400 days, the addition of steel fibres has almost no influence on the free drying shrinkage (2%). For the considered compressive stress level, according to the experimental results at the age of concrete of 400 days, steel fibers have bigger influence on the creep (10%). According to the B3 model, based on the experimental results, at an age of 100 years, the decrease of the creep coefficient for the steel fiber reinforced concrete type C30/37 FL 1.5/1.5 is 11.1%, while for C30/37 FL 2.5/2.0 is 17.8%.
- Analytical analysis of the drying shrinkage and creep, performed by the B3 model and fib Model Code 2010, demonstrated agreement with the experimental results. For concrete C30/37, an improvement of the B3 model was done on the basis on linear regression analysis. New values of the coefficients p_1 and p_2 for adjustment of the creep compliance were obtained, as well as scaling parameter for the drying shrinkage p_6. For steel fibre reinforced concrete types, a modification of the flow compliance q_4 is proposed. The modification includes addition of the amount of the steel fibers G_f.
- The repeated variable load has significant influence on the time-dependent behaviour of reinforced and steel fibre reinforced concrete beams.
- Using the experimental results and analytical analysis, the following factors for quasi-permanent value of a variable action were obtained: for concrete type C30/37, ψ_2 =0.37, while for concrete type C30/37 FL 1.5/1.5 ψ_2 =0.22 and for C30/37 FL 2.5/2.0 ψ_2 =0.18.
- The factor ψ_2 depends linearly on the ratio of residual tensile strength to concrete compressive strength, α_f. The factor ψ_2 depends on the history of loading with variable load. Results obtained with this research as well as with similar previous research projects performed at the FCE Skopje, demonstrated linear dependence between the factor ψ_2 and the variable load duration.

REFERENCES

[1] Arangjelovski T. (09.2011). Time-dependant behaviour of reinforced high-strength concreteelements under action of variable loads, Doctoral dissertation, Skopje, R.Macedonia

[2] Atanasovski S. (1987). Influence of long term actions to limit states of prestressed concrete, Doctoral dissertation, Skopje, R.Macedonia

[3] Bazant Z.P., Baweja S., (2000) Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3; The Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage-Structural Design Effects, SP-194, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, Editor: Akthem Al-Manaseer

[4] European Standard EN1990 (04.2002). +A1 (12.2005). Basis of structural design, Standardization Institute of R.Macedonia, Skopje, R.Macedonia

[5] European Standard EN1992-1-1 (12.2004). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Standardization Institute of R.Macedonia, Skopje, R.Macedonia

[6] Fib Model Code 2010, (2012). fib Bulletin 65, Final draft

[7] Markovski G. (03, 2003). Influence of variable loads to time-dependent behaviour of prestressed concrete elements, Doctoral dissertation, Skopje, R.Macedonia

[8] RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fiber reinforced concrete, Bending test, Final recommendation, (11.2002). Materials and structures, Vol. 35

[9] Tan K.H., Saha M.K., (05-06.2005). Ten-year study on Steel fiber-reinforced concrete beams under sustained loads, ACI Structural Journal

[10] Vasanelli E., Micelli F., Aiello M.A., Plizzari G., (2012). Long term behaviour of fiber reinforced concrete beams in bending, BEFIB2012 – Fibre reinforced concrete, Guimaraes

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 9

Kосе TODOROV[1]

SEISMIC PERFORMANCE OF MASONRY INFILLED R.C. FRAMES WITH OPEN FIRST STOREY

SUMMARY

In order to investigate the influence of masonry infill to the seismic performance of code designed frames, an extensive incremental dynamic analysis was performed in this research. All analysed frames were exposed to three groups of earthquake ground motions with different frequency content. For the selection of records, a methodology for identification of the dominant frequency content, based on the application of modified equivalent acceleration spectrum, was developed. For the reduction of computational time, necessary for the detailed incremental dynamic analysis on the systems with multi degrees of freedom, approximate method, which is based on the nonlinear response of the equivalent single degree of freedom system, is proposed.

Keywords: infilled frames, open first storey, records selection, incremental dynamic analysis

Коце ТОДОРОВ[1]

СЕИЗМИЧКИ ПЕРФОРМАНСИ НА ИСПОЛНЕТИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАМКИ СО ОТВОРЕН ПРВ КАТ

РЕЗИМЕ

Со цел да се согледа влијанието на исполната од ѕидарија, врз сеизмичките перформанси на армиранобетонски рамки со отворен прв кат, во рамките на ова истражување, извршена е обемна инкрементална динамичка анализа на шест армиранобетонски рамки со различен број на катови. Сите анализирани рамки се изложени на три гупи на записи на движење на тлото со различен фреквентен состав. За избор на записите, развиена е методологија за идентификација на доминантното фреквентно подрачје, која се базира на примена на модифициран еквивалентен спектар на забрзување. За намалување на потребното пресметковно време за извршување на инкрементална динамичка анализа на системите со повеќе степени на слобода, предложена е апроксимативна метода, која се базира на одговорот на еквивалентни системи со еден степен на слобода.

Клучни зборови: рамки со исполна, отворен прв кат, избор на записи, инкрементална динамичка анализа

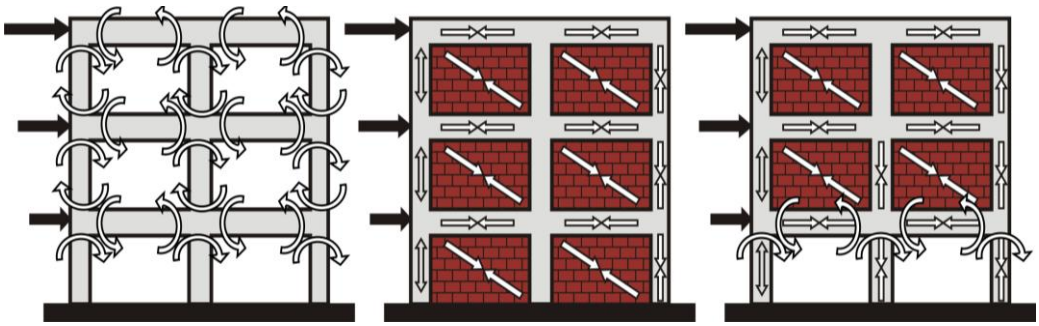
[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Евалуацијата на сеизмичките перформанси на постоечките и новоизградените конструкции е релативно сложен и мултидисциплинарен процес. Тој во себе вклучува елементи од инженерската сеизмологија и динамиката на почви, неопходни за дефинирање на нивото на сеизмичкиот хазард и очекуваните карактеристики на побудата, елементи од динамиката на конструкции, за определување на одговорот на конструкциите на дејство на дефинираните побуди, како и елементи од конструктивната механика, неопходни за правилно вклучување на ефектите од материјалната нелинеарност во одговорот на разгледуваните системи, Chandler и Lam (2001).

Имајќи го во предвид очекуваниот одговор за дејство на постојани или сеизмички влијанија, сосема логично би било да се изберат и соодветни методи за анализа кои со голем степен на доверливост ќе можат да го предвидат одговорот на анализираните конструкции. Доколку линеарното однесување може успешно да се предвиди со примена на линеарни методи за анализа, тогаш за очекување е дека нелинеарниот одговор (карактеристичен за дејство на сеизмички влијанија) треба да се определи со примена на нелинеарни методи за анализа. И покрај ваквите очекувања, како и покрај значителните напори за концептуална трансформација на земјотресното инженерство, кои се направени во последниве дваесетина години, општо прифатените методи кои се користат за анализа на конструкциите на дејство на сеизмички влијанија се базираат на линеарни апроксимации. И овие апроксимации не се толку погрешни, доколку се размислува нелинеарно, а да се делува линеарно. Ваквиот начин на размислување подразбира вклучување на голем број на ефекти, кои често пати заради поедноставување или недоволно познавање на одредени феномени биле занемарени во процесот на проектирање и анализа. Исполната од ѕидарија, влијанието на пукнатините во армирано бетонските елементи, соработката греда – плоча, влијанието на почвата и сл., се само дел од параметрите кои можат да влијаат врз промена на посакуваниот сеизмички одговор на анализираните конструкции.

Армиранобетонските рамки со исполна од ѕидарија претставуваат често применувани системи во градежната пракса ширум светот, а особено во земјите во развој. Во овие конструкции надворешните и внатрешните ѕидови изработени од различни материјали, најчесто од печени керамички блокови и тули, се изведуваат како исполна помеѓу елементите од армиранобетонската конструкција. Исполната од ѕидарија се карактеризира со значителна јакост и крутост, а со тоа во голема мерка може да го промени одговорот на конструкцијата при дејство на динамички товари. Ова може да резултира со низа неповолни ефекти (торзија, слаб кат, неповолен механизам на рушење, варијации во периодот на осцилации и сл.) или пак во одредени случаи да предизвика поволни ефекти, односно да делува како прва линија на одбрана при сеизмичко дејство, да го зголеми пригушувањето и да ја зголеми сеизмичката отпорност на објектот. Токму затоа во научната и стручна јавност можат да се сретнат различни мислења околу влијанието на исполната врз динамичкиот одговор на конструкциите. Поради присуството на исполната конструктивниот систем го менува својот одговор, преку промена на механизмот на прифаќање на попречниот товар. На тој начин предоминантниот рамовски систем, во кој елементите се изложени на свиткување, се трансформира во предоминантен решеткаст систем чии што елементи воглавно се изложени на аксијално дејство, Сл.1.



Слика.1. Влијание на исполната врз промената на механизмот за прифаќање на попречниот товар: а) чиста рамка, б) рамка со исполна по цела висина и в) рамка со отворен прв кат

Иако ова е неспорен факт, според вообичаената пракса на проектирање, интеракцијата помеѓу исполната од ѕидарија и рамовската конструкција најчесто се занемарува. Ова доведува до значителни грешки во определувањето на крутоста, носивоста и дуктилноста на анализираната конструкција, што особено може да биде изразено кај армирано бетонските рамки кај кои постои дисконтинуитет во распределбата на исполната од ѕидарија по висината на објектот.

Ваквите објекти во литературата се познати како објекти со слаб кат (носивоста на долниот кат е помала од носивоста на горните катови), или објекти со флексибилен или мек кат (хоризонталната крутост на долниот кат е помала од крутоста на горните катови). Иако од конструктивен аспект овие системи се крајно неповолни, од архитектонски или комерцијални причини тие се доста атрактивни и експлоатирани, а особено во централните градски јадра и во густо населените урбани средини, Сл.2.

Слика 2. Армирано бетонски рамки со отворен прв кат

Армиранобетонските рамки со исполна од ѕидарија која не е континуирана по висината на објектот претставуваат едни од најповредливите објекти изложени на земјотресно оптоварување. Тоа го покажуваат и извештаите од случените силни земјотреси во земјите ширум светот. Конструкциите со отворен кат кои се оштетиле или срушиле, притоа причинувајќи огромни материјални штети и загуба на човечки животи, Сл. 3, се составен дел од овие извештаи.

Слика 3. Оштетувања на армирано бетонски рамки со отворен прв кат при случени земјотреси

Главната причина за големата повредливоста на овие системи лежи во фактот што воглавно во минатото исполната од ѕидарија била третирана како неконструктивен елемент и истата не била земена во предвид во процесот на анализа и проектирање. Занемарувањето на нејзиното влијание најчесто се должи на непознавањето на распоредот и типот на применетиот материјал за исполна во фазата на проектирање, на сложените анизотропни карактеристики на ѕидаријата, непостоењето на практични методи за предвидување на јакоста и крутоста на исполната, непостоењето на едноставни елементи за математичко моделирање, како и на одсуството на јасни одредби во сеизмичките прописи кои ќе им бидат водич на проектаните при проектирањето на ваков тип на објекти.

2. КАРАКТЕРИСТИКИ НА АНАЛИЗИРАНИТЕ РАМКИ

2.1. Проектни параметри

Како што е познато од динамика на конструкции, одговорот на една конструкција на дејство на земјотрес зависи од динамичките карактеристики кои што ги има конструкцијата и од карактеристиките на динамичкото дејство, односно од амплитудите и фреквентниот состав на побудата. Со цел да се опфатат конструкции со различни динамички карактеристики, во ова истражување генерирани се шест рамки со различна катност од 2, 3, 5, 7, 10 и 13 ката, во понатамошниот текст означени како рамки R1 до R6. Сите рамки се проектирани како тробродни со распон на гредите од 5m во едно поле и константна катната висина на сите катови од 3m. Гредите на сите рамки се товарени со линиски товар од 25kN/m' на катовите и 15kN/m' на кровот. На местото на спојот на гредите со столбовите аплицирани се дополнителни концентрирани сили со интензитет од 75kN во крајните столбови, и 85kN во средните столбови на секој кат, односно 30kN на крајните и 45 kN на средните столбови на ниво на кровот. Овие сили го претставуваат влијанието на товарот што се предава преку рамките во подолжниот правец. Според дефинираните товари, за определување на периодите на сопствените осилации и за потребите на динамичката анализа определена е распределбата на масата по катови која изнесува 70.9t на ниво на секој кат, односно 38.2t на ниво на кровот. Определувањето на проектната сеизмичка сила, димензиите на конструктивните елементи и потребната арматура во пресеците е извршено според препораките од важечкиот правилник за технички нормативи за изградба на објекти од високоградбата во сеизмички подрачја, со занемарување на влијаниото на исполната од ѕидарија.

Максималните поместувања на врвот од проектираните рамки, за проектните сеизмички сили, се движат во граници од 65% до 76% од дозволените поместувања, кои според правилникот изнесуваат 1/600 од вкупната висина на рамката. Максималните напрегања во столбовите за дејство на гравитациони влијанија се движат во граници од 3.76 MPa до 6.06 MPa и се за 17.5% до 49% помали од дозволените, кои за усвоената марка на бетон МВ30 изнесуваат 0.35·0.7·30=7.35MPa. Според правилникот овие два критериуми се единствените според кои може да се изврши дефинирање на геометриските карактеристики на конструктивните елементи, иако во одреден број на случаи не значи дека ако критериумите се задоволени конструкцијата ќе покажува и поволно однесување при дејство на земјотрес. Вкупното поместување определено за редуцирани сеизмички сили и за пресеци со еластични карактеристики е далеку од реалното и очекуваното поместување кое може да се јави при дејство на очекувани сеизмички побуди. Определувањето на реалните поместувања и нивната распределба по висина на конструкцијата, во општ случај се во функција од голем број на параметри, како што се: појавата и дистрибуцијата на пукнатините во армиранобетонските елементи, појавата и дистрибуцијата на пластичните зглобови, нелинеарните карактеристики на елементите при дејство на циклично товарење, присуството и дистрибуцијата на исполна, нивото на сеизмичкото дејство, интеракцијата почва – конструкција и сл.

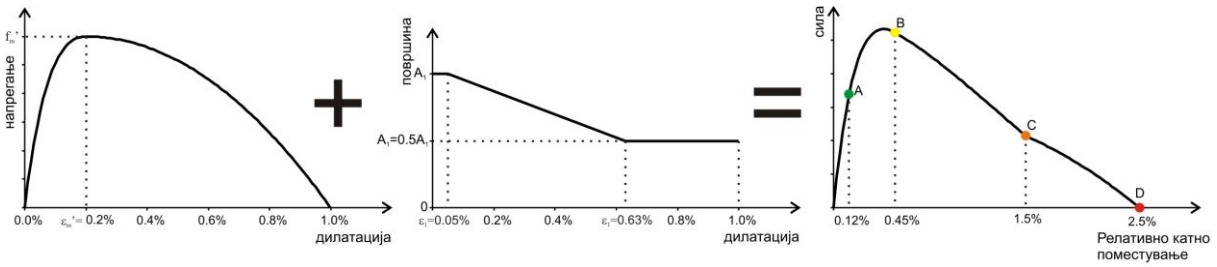
2.2. Исполна од ѕидарија

Со цел да се согледа влијанието на исполната врз сеизмичките перформанси на проектираните рамки, шесте генерирани рамки се дополнително надоградени со исполна од ѕидарија. Притоа, за да се увиде влијанието на јакостните и деформационите карактеристики на исполната, дефинирани се два типа на исполна од ѕидарија и тоа: исполна со послаби карактеристики (слаба исполна – WI) и исполна со појаки карактеристики (јака исполна – SI).

Слабата исполна се карактеризира со јакост на притисок во дијагонален правец f_m=0.8 MPa и дебелина од 15cm., додека јаката исполна има јакост на притисок од 1.2 MPa и дебелина од 25cm. За двата типа на исполна усвоен е почетен модул на еластичност од $1500f_m$. Максималната јакост на притисок се достигнува при дилатации од $2^o/_{oo}$, додека комплетна деградација на јакоста и крутоста на исполната се јавува при ултимативни дилатации од 1%. Секантниот модул на еластичност при достигнување на јакоста на притисок изнесува една третина од почетниот модул на еластичност, односно $500f_m$. Јакоста на смолкнување на

исполната изнесува τ_0=0.3 MPa, додека за коефициентот на триење усвоена е вредност μ=0.5. Максималната јакост на смолкнување τ_{max} е ограничена на 0.6 MPa.

Според усвоениот концепт за моделирање на исполната со примена на панелниот модел на Crisafulli и Carr (2007), кој се базира на еквивалентна притисната дијагонала, дефинирана е променлива површина на притисната дијагонала која се менува во зависност од нивото на достигнати дилатации во исполната. Почетната површина е производ од дебелината на исполната и широчината на еквивалентната притисната дијагонала, за која е усвоена вредност од 20% од должината на дијагоналата. При достигнување на дилатации во исполната од ε_1=0.5‰, површината на дијагоналата започнува линеарно да се редуцира, со што при достигнување на дилатации од ε_2=6.3‰ нејзината површина изнесува 50% од почетната. Шематски приказ на дијаграмите напрегање – дилатација и површина на притисната дијагонала – дилатација за усвоените карактеристики на исполната е даден на Сл. 4.



Слика 4. Карактеристични дијаграми напрегање – дилатација, редукција на површината – дилатација и сила – релативно катно поместување за исполната од sидарија

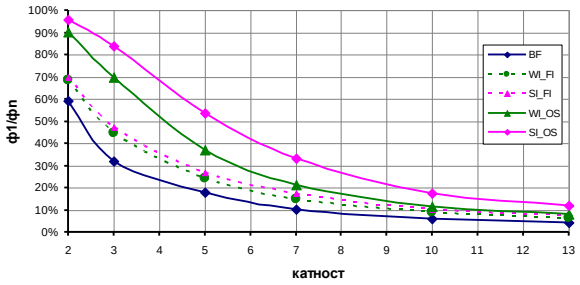
Граничните вредности на усвоените дилатации одговараат на одредена состојба на оштетувања и можат директно да се поврзат со достигнатите релативни катни поместувања. Дилатациите при почеток на редукција на површината на дијагоналата одговараат на состојба на појава на пукнатини во исполната, кои се јавуваат при релативни катни поместувања од 0.05% до 0.15%. Овие релативни катни поместувања според нивото на сеизмички перформанси одговараат на состојба на целосна функционалност. Дилатациите при максималната јакост одговараат на релативни катни поместувања од 0.4% до 0.5% и според нивото на перформанси ја претставуваат состојбата на зачувана функционалност во исполната. Дилатациите при крај на редукција на површината на дијагоналата одговараат на релативни катни поместувања од 1% до 2% и се гранична вредност на нивото на обезбедена сигурност по живот, додека граничните дилатации во исполната одговараат на релативни катни поместувања од 2-3% што според нивото на сеизмички перформанси ја претставуваат состојбата близу до колапс.

2.3. Еластични модални карактеристики на анализираните рамки без и со исполна

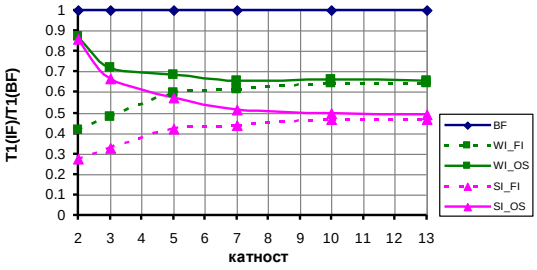
Периодите и формите на слободни осцилации претставуваат основни динамички карактеристики на конструктивните системи, според кои може да се процени динамичкиот одговор на конструкцијата, изложена на дејство на земјотрес со одреден фреквентен состав. Имајќи во предвид дека периодите на слободни осцилации и тоновите форми зависат од масата и крутоста на конструктивните компоненти, очигледно е дека секоја промена на крутоста ќе влијае и врз промена на периодите и формите на осцилации. Со цел да се согледа влијанието на исполната од sидарија со усвоените материјални карактеристики врз динамичките карактеристики на анализираните повеќекатни рамки, извршени се серија од модални анализи на рамки без исполна, рамки со исполна од sидарија на сите катови и рамки со исполна и со отворен прв кат. Резултатите од спроведените анализи се однесуваат за рамки кај кои крутоста на армиранобетонските елементи е определена според еластичните карактеристики на елементите, односно без земање во предвид на ефектите од појавата на пукнатини, додека крутоста на исполната од sидарија е определена според усвоениот панелен модел на исполна, при што крутоста на затегнатата дијагонала е занемарена.

Од добиените резултати може да се забележи дека исполната од sидарија има најголемо влијание врз обликот на првата тонова форма кај пониските рамки, додека со зголемување на

катноста разликите во модалните поместувања кај моделите без и со исполна се намалуваат. Ваквата тенденција на разлики во модалните поместувања се должи на релативното учество на исполната од ѕидарија во вкупната попречна крутост на анализираните рамки, кое е поизразено кај пониските рамки, кај кои, поради нивото на гравитациони оптоварувања и поради помалите сеизмички сили, армирано бетонските елементи се проектирани со помали димензии. Рамките со отворен кат покажуваат значителна концентрација на поместувањата на нивото на приземјето, при што катните модални поместувања на приземјето се движат во граници од 90 % до 95 % од вкупните поместувања кај рамката R1. Кај највисоката рамка R6, модалните поместувањата на ниво на приземјето изнесуваат 8%, односно 12% од вкупните поместувања за случај на слаба, односно јака исполна. Односот помеѓу модалното поместување на првиот кат и поместувањето на врвот за сите анализирани рамки е прикажан на Сл.5. На Сл. 6 прикажана е промената на доминантната периода на осцилации на рамките со исполна, нормирана во однос на доминантната периода на чистите рамки, во функција од катноста.



Слика 5. Однос помеѓу поместување на ниво на првиот кат и поместувањето на врвот



Слика 6. Однос помеѓу доминантната периода на осцилации на анализираните рамки

Од прикажаните дијаграми може да се забележи дека најголеми разлики помеѓу доминантната периода на осцилации на рамките со отворен кат и рамките со континуална исполна по целата висина се јавува кај рамките со помала катност. Првата периода на осцилации на двокатната рамка со отворен кат е скоро иста за рамките со слаба и јака исполна и изнесува околу 86% од периодата на чистата рамка. За разлика од двокатната рамка со отворен кат, двокатната рамка со исполна по целата висина има значително помала прва периода на осцилации која изнесува 28% од периодата на чистата рамка во случај на јака, односно 42% за слаба исполна. Со зголемување на катноста, разликата помеѓу доминантната периода на осцилации на рамките со исполна по цела висина и рамките со отворен кат асимптотски се намалува, при што кај тринаесет катната рамка првата периода на осцилации на рамките со отворен кат и со континуална исполна по висина е скоро иста и изнесува околу 50% од периодата на чистата рамка, за случај на јака исполна, односно околу 65% од периодата на чистата рамка, за случај на слаба исполна. Разликите помеѓу периодите на повисоките тонови форми за рамките со отворен кат и рамките со континуална исполна се значително помали и се движат во граници од 2 до 10%.

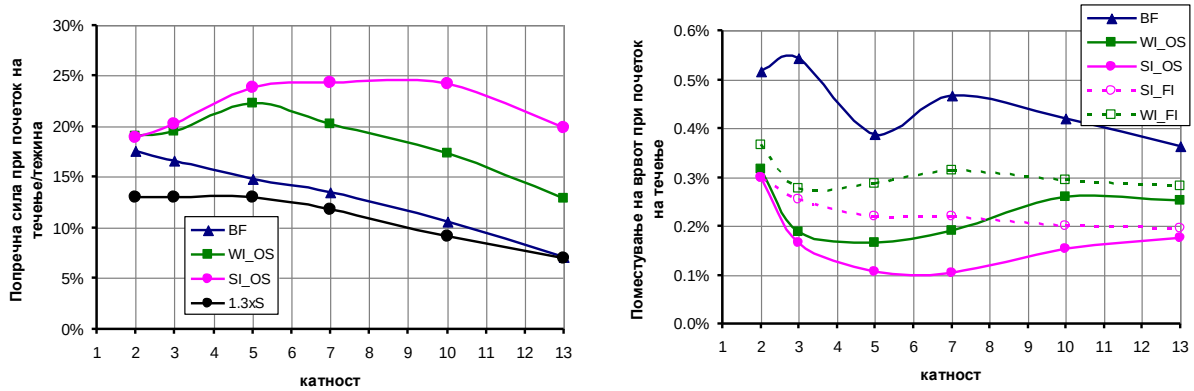
Учеството на поедините тонови форми во одговорот на системите со повеќе степени на слобода изложени на динамички оптоварувања е во тесна корелација со партиципацијата на масата во одделните тонови форми. Процентуалното учество на ефективната модална маса на првата тонова форма се движи во граници од 77% кај рамката R6 без исполна до 100% кај рамката R1 со отворен кат. Најголемо процентуално учество на првата тонова форма се јавува кај рамките со отворен кат, при што исполната со појаки крутостни карактеристики ја зголемува партиципацијата на првата тонова форма. Кај највисоката анализирана рамка со отворен кат, процентуалното учество на ефективната модална маса на првата тонова форма се движи од 81% за рамката со слаба исполна до 84% за рамката со јака исполна. Учеството на повисоките тонови форми кај пониските рамки со отворен кат е незначително. За разлика од рамките без исполна, каде што процентуалното учество на ефективната модална маса на повисоките тонови форми е скоро константно, кај рамките со отворен кат учеството на ефективната модална маса на повисоките тонови форми расте со зголемување на катноста.

3. НЕЛИНЕАРНА СТАТИЧКА АНАЛИЗА

Со цел да се согледа влијанието на исполната од ѕидарија врз трите основни конструктивни карактеристики (јакоста, крутоста и дуктилноста), анализираните повеќекатни рамки се изложени на серија од нелинеарни статички анализи. Притоа за секоја рамка со различна катност (R1 до R6), анализирани се по пет различни модели и тоа: еден модел на чиста рамка (BF), и четири модели на рамка со исполна (IF). Моделите на рамки со исполна се анализирани за случај на исполна со слаби (WI) и јаки (SI) јакостни карактеристики, при што се разгледани две различни дистрибуции по висина и тоа: целосно исполнети рамки (FI) и исполнети рамки со отворен кат (OS). Сите рамки се анализирани до максимално поместување на врвот од околу 2% од вкупната висина, при што прирастот на поместувањата во секој чекор од анализата изнесува 2mm за рамките R5 и R6, односно 1mm кај останатите рамки.

3.1. Капацитет на носивост и деформабилност

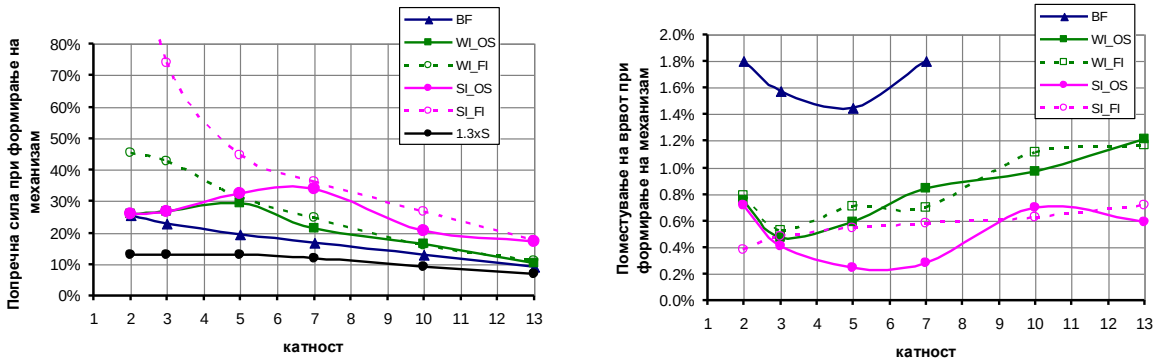
Од добиените резултати може да се забележи дека исполната од ѕидарија влијае поволно врз капацитетот на носивост на анализираните рамки, преку зголемување на нивото на попречниот товар кој предизвикува појава на првиот пластичен зглоб, односно преку зголемување на максималниот капацитет на рамките. Попречната сила која предизвикува појава на прв пластичен зглоб кај чистите рамки и рамките со отворен кат, како и нивото на проектната сеизмичка сила се прикажани на Сл. 7. Зголемувањето на нивото на попречниот товар кој предизвикува прво течење на арматурата кај рамките со отворен кат, во однос на чистите рамки, се должи на прераспределбата на статичките големини поради влијанието на исполната. За разлика од чистите рамки каде што првиот пластичен зглоб се јавува во гредните елементи на подолните катови, кај рамките со отворен кат првиот пластичен зглоб вообичаено се јавува во вклештувањето кај некој од столбовите. Поради тоа што столбовите се димензионирани за случај на рамка без исполна и кај нив процентот на армирањето е усвоен од услов за задоволување на минималниот процент на армирање, овие елементи вообичаено поседуваат одреден степен на прекумерна јакост, со што го зголемуваат нивото на попречен товар при појава на прв пластичен зглоб. Прв пластичен зглоб во гредните елементи кај рамките со отворен кат се јавува единствено кај највисоката рамка со слаба исполна.



Слика 7. Попречна сила и поместување на врвот при појава на прв пластичен зглоб

За разлика од нивото на попречниот товар кој се зголемува поради присуството на исполната, поместувањата на врвот од рамките при состојба на прво течење на арматурата се намалуваат. Како што е прикажано на Сл. 7 овие поместувања кај чистите рамки се движат во граници од 0.36% до 0.54% од вкупната висина на рамката. Кај рамките со отворен кат поместувањата при почеток на течење се помали и се движат во граници од 0.1% до 0.32%, додека кај рамките со континуална исполна по висина овие поместувања се поголеми за разлика од рамките со отворен кат и се движат во граници од 0.19% до 0.37% од вкупната висина на рамката. Поместувањата при почеток на течење кај рамките со слаба исполна се поголеми од поместувањата кај соодветните рамки со јака исполна, при што нивниот однос е доста мал кај рамките R1 и R2, и се зголемува со зголемување на катноста.

Попречната сила при формирање на механизам кај ниските рамки со отворен кат, R1 и R2, е приближно иста со попречната сила регистрирана кај соодветните чисти рамки, и е значително помала од попречната сила кај рамките со континуална исполна. Со зголемување на катноста разликите помеѓу рамките со отворен кат и рамките со континуална исполна се намалуваат, додека разликите помеѓу чистите рамки и рамките со отворен кат се зголемуваат. По правило кај рамките со појака исполна се регистрирани повисоки нивоа на попречна сила при формирање на механизам во споредба со рамките со исполна од послаб квалитет. Кај сите рамки со континуална исполна по висина, и кај рамките R5 и R6 со отворен кат, нивото на попречна сила при формирање на механизам е помало од нивото на попречна сила при почеток на течење, што се должи на комплетната деградација на исполната од ѕидарија на поедини катови во рамките во моментот на формирање на механизамот на лом на армиранобетонските елементи. Нивото на попречна сила, изразена како однос од тежината, и поместувањето на врвот од анализираните рамки, изразено како однос од вкупната висина на рамката, при состојба на формирање на механизам се прикажани на Сл. 8.



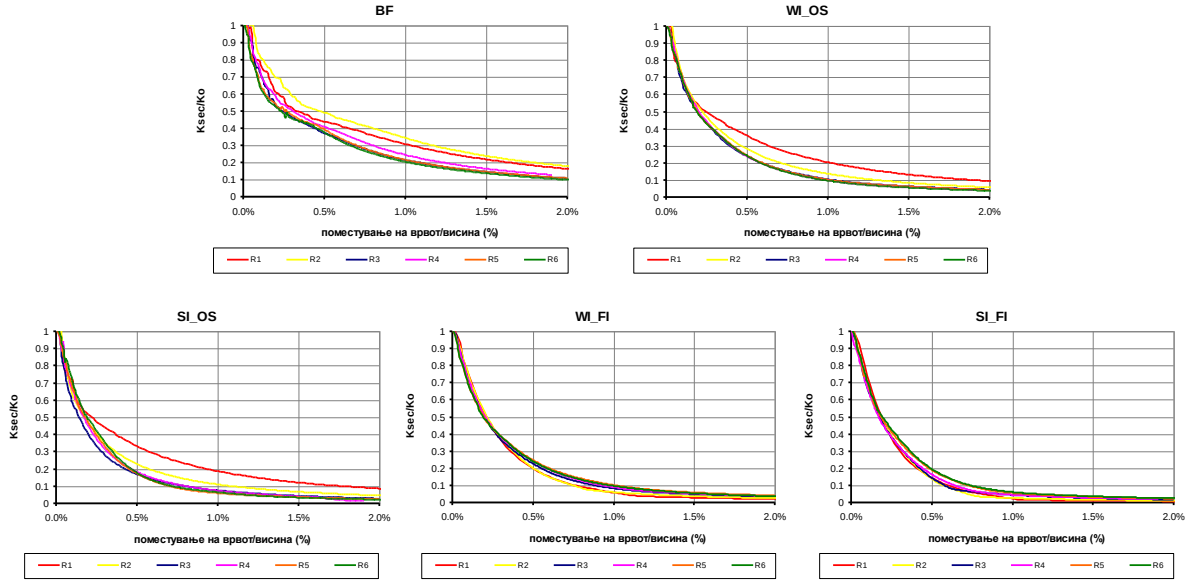
Слика 8. Попречна сила и поместување на врвот при формирање на механизам

Кај чистите рамки поместувањето на врвот при формирање на механизам се движи во граници од 1.45% до 1.8%, додека кај рамките со исполна овие поместувања се за 2 до 6 пати помали од соодветните кај чистите рамки. Намалувањето на поместувањата при формирање на механизам се должи на промената на механизмот на лом поради влијанието на исполната, односно на концентрацијата на пластичните зглобови на делови од конструкцијата по висина. Кај чистите рамки механизамот на лом се манифестира преку формирање на пластични зглобови на краевите на гредните елементи скоро по целата висина на рамките, додека кај рамките со исполна механизмот на лом е изразен преку чист катен механизам формиран преку појава на пластични зглобови на двата краја на столбовите од приземјето, или преку комбинација на формирање на пластични зглобови на краевите од гредите и столбовите на пониските катови.

3.2. Степен на деградација на крутоста

Линеарната теорија за анализа се базира на константна крутост на конструкцијата, независно од степенот на достигнати деформации на конструктивните елементи. Меѓутоа, со појавата на пукнатините во армирано бетонските елементи и во исполната од ѕидарија како и со достигнување на границата на развлекување во арматурата, крутоста на конструкцијата перманентно деградира. Степенот на деградацијата на попречната крутост за чистите рамки и рамките со исполна е скоро идентичен до поместување на врвот од 0.1% до 0.15%, што особено е изразено кај повисоките рамки. Со понатамошното зголемување на поместувањата чистите рамки покажуваат помал степен на деградација, за разлика од рамките со исполна. Најголем степен на деградација се јавува кај рамките со континуална исполна по целата висина. Степенот на деградација, скоро и да не зависи од катноста на рамките. На Сл.9 прикажана е деградацијата на секантната крутост за карактеристичните анализирани рамки со различна катност. Од прикажаните дијаграми може да се забележи дека кај рамките со континуална исполна по висина, степенот на деградација на секантната крутост е ист за рамките со различна катност. Најголеми отстапувања се јавуваат кај чистата рамка, додека кај рамките со отворен

кат отстапувања од просечната деградација се јавуваат единствено кај рамката R1 за поместувања поголеми од 0.2% од вкупната висина на рамката. При поместување од 0.5% од вкупната висина, секантаната крутост во однос на почетната крутост се движи во граници од 38% до 50% кај чистите рамки, околу 20% до 25% кај рамките со отворен кат со јака и слаба исполна, односно околу 15% до 25% кај рамките со континуална исполна по висина.



Слика 9. Степен на деградација на секантната крутост за анализираните рамки

Во моментот на појава на првиот пластичен зглоб, а поради ефектите на појава на пукнатини во армиранобетонските елементи, секантната крутост кај чистите рамки се движи во граници од 42% до 47% во однос на почетната крутост. Овие вредности се за 3% до 8% помали од препораките за редукција на крутоста според Еврокод 8, (CEN, 2004) кое изнесува 50% од почетната крутост кај сите елементи.

Врз база на резултатите од спроведените нелинеарни статички анализи на рамките без и со исполна од ѕидарија може да се забележи значителното влијание на присуството на исполната од ѕидарија, нејзиниот квалитет и начинот на дистрибуција по висина врз основните конструктивни карактеристики – крутоста, јакоста и деформабилноста. Меѓутоа иако оваа анализа обезбедува значителни податоци околу однесувањето на конструкциите во однос на достигнатиот степен на поместувања, сепак нелинеарната статичка анализа не дава директни показатели за тоа каков ќе биде степенот на достигнати поместувања за одредено ниво на земјотресно оптоварување. За таа цел, анализираните чисти рамки, и рамките со исполна и со отворен прв кат дополнително се анализирани преку серија на нелинеарни динамички анализи за дејство на земјотреси со различен интензитет и фреквентен состав.

4. ИНКРЕМЕНТАЛНА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА

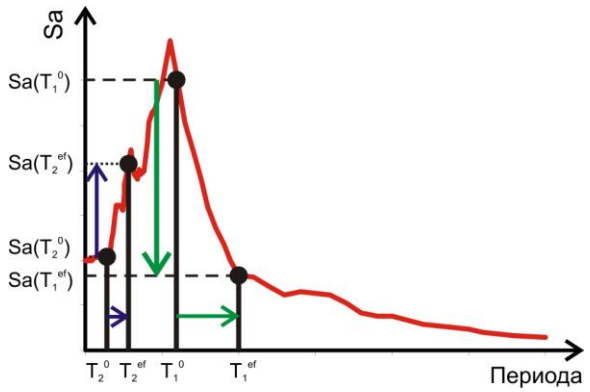
Инкременталната динамичка анализа (IDA) претставува еден вида на параметарска нелинеарна динамичка анализа која обезбедува континуален приказ, од еластично однесување преку состојбата на течење па се до состојба на колапс, на одговорот на разгледуваната конструкција изложена на сеизмичко влијание. Концептот на инкрементална динамичка анализа за првпат бил предложен од Bertero во 1977 год, меѓутоа детален опис на методата и развој на методологија за нејзина практична примена е даден од Vamvatsikos и Cornell (2002). Оваа анализа подразбира изложување на конструктивниот модел на еден или повеќе записи на забрзување на тлото, при што секој запис е скалиран на повеќе нивоа на интензитет. Инкременталната динамичка анализа е пандан на pushover анализата, со таа разлика што во pushover анализата се врши инкрементално зголемување на статички товар, додека во инкременталната динамичка анализа се зголемува интензитетот на влезната побуда.

Резултатите од инкрементална динамичка анализа се прикажуваат на т.н. IDA криви, кои ја даваат врската помеѓу одредена мерка на интензитет (intensity measure – IM) и однесувањето на конструкцијата изразено преку одредена мерка на оштетување (damage measure – DM). За спроведување на оваа анализа неопходно е дефинирање на доверливи податоци за однесувањето на конструктивните материјали и елементи изложени на циклично товарење и растоварување над границата на еластичност, дефинирање на стабилен алгоритам за решение на системот од диференцијални равенки на движење, како и правилен избор и скалирање на записите на забрзување на тлото, Bommer и Acevedo (2004).

4.1. Избор и скалирање на записи

Во пробабилистичкиот пристап на проценка на сеизмичките перформанси, анализата на одговорот на конструкцијата вообичаено се извршува за дејство на повеќе записи, при што евалуацијата на сеизмичкото однесување се врши преку статистичка обработка на добиените резултати. Ваквиот пристап на анализа на добиените резултати овозможува да се дефинира веројатноста да одреден очекуван земјотрес предизвика извесен степен на оштетувања на конструктивните и неконструктивните елементи. Исто така овој пристап овозможува и идентификација на записите кои имаат најголеми, односно најмали влијанија врз однесувањето на одредени конструкцијата, а преку анализа на тие записи може да се определат и нивните највлијателните карактеристики.

Секој запис на движење на тлото се карактеризира со низа на инженерски параметри, меѓу кои најзначајни се параметрите кои ги карактеризираат амплитудите и фреквентниот состав на земјотресот. За проценка на линеарното однесување на една конструкција, вообичено, доволно е да се знаат спектралните ординати на еластичниот спектар на одговор за доминантната тонова форма. Меѓутоа, при нелинеарно однесување, крутоста на конструкцијата перманентно деградира, а со тоа се менуваат и периодите на сопствени осцилаации. Со тоа може да се случи една конструкцијата, при еластичното подрачје на однесување, да се наоѓа во делот од спектарот со најголеми ординати, но после одреден степен на оштетувања, периодата на првата тонова форма да излезе од доминантното фреквентно подрачје на земјотресот, а со тоа да се зголеми и влијанието на повисоките тонови форми. На Сл. 10 прикажан е еластичниот спектар на забрзување за еден земјотрес и положбата на првите две тонови форми при еластично однесување и при однесување после појава на одреден степен на оштетувања.



Слика 10. Спектрални ординати на еластичниот спектар за почетни и ефективни периоди на осцилации

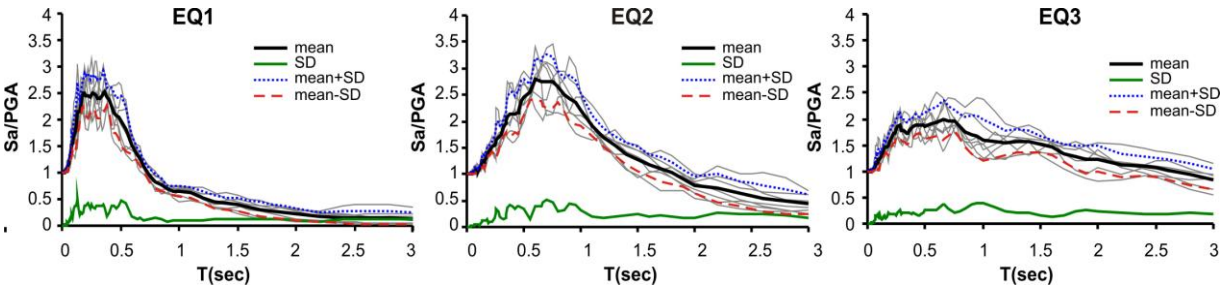
За директно согледување на влијанието на еден земјотрес врз нелинеарното однесување на една конструкција, не е доволно дефинирање само на предоминантната фреквенција на земјотресот, туку потребно е квантифицирање на рангот на фреквенции, односно периоди, во кој одреден земјотрес ќе има најголемо влијание врз однесувањето на конструкциите. Во рамките на ова истражување, а за потребите за избор на записи за нелинеарната динамичка анализа со дефинирано фреквентно подрачје, разработена е методологија за идентификација на

доминантното фреквентно подрачје во спектарот на забрзување базирана на примена на еквивалентен модифициран спектар, Todorov (2014).

Развиената методологија се базира на трансформација на спектарот на забрзување во дијаграм на модифициран кумулативен спектрален интензитет, со што се овозможува полесна идентификација на граничните периоди на доминантното фреквентно подрачје, средната доминантна периода и средната амлификација на спектарот на забрзување. Дефинираната постапка е применета на 910 регистрации од базата на PEER, (Chiou и др., 2008), од кои за понатамошна анализа се искористени 21 регистрација, групирани во три групи по 7 записи. Трите групи на записи се избрани врз база на претходно дефинирани критериуми во однос на местоположбата и ширината на доминантното фреквентно подрачје.

Прва група на земјотреси (EQ1) ја сочинуваат регистрации од земјотреси со доминантно фреквентно подрачје на ниски периоди. Граничните вредности на доминантното фреквентно подрачје за оваа група на земјотреси се движат во граници ($0.1<T_1<0.15$ sec.) и ($0.55<T_2<0.6$ sec.). Со тоа ширината на доминантното фреквентно подрачје, B_T, е ограничена да се наоѓа во граници ($0.4<B_T<0.5$ sec.), а средната периода T_{sr} е дефинирана во граници ($0.325<T_{sr}<0.375$ sec.). Оваа група на земјотреси треба да ги побуди покрутите конструкции да осцилираат доминантно во првата тонова форма, додека пофлексибилните конструкции да осцилираат во повисоките тонови форми. Втора група на земјотреси (EQ2) претставува група на земјотреси со доминантно фреквентно подрачје на средни до високи периоди, ($0.24<T_1<0.35$ sec.) и ($1.1<T_2<1.5$ sec.). Ширината на доминантното фреквентно подрачје кај оваа група може да се движи во граници од 0.75 до 1.26 sec., додека средната периода може да биде во граници од 0.725 до 0.91 sec. Трета група на земјотреси (EQ3) е дефинирана од услов да ширината на доминантното фреквентно подрачје биде во граници од 1.8 до 2.6 sec., без притоа да се зададат граници за граничните вредности на периодите од доминантното фреквентно подрачје. Оваа група на земјотреси се карактеризира со богат фреквентен состав кој може да побуди различни конструкции со различни периоди на осцилации во линеарно и нелинеарно подрачје.

Постапката за избор на записи е спроведена во два чекори. Во првиот чекор, според дефинираните гранични вредности на доминантните фреквентни подрачја, селектирани се 45 записи од група 1, 34 записи од група 2 и 55 записи од група 3, кои ги задоволуваат поставените критериуми. Во вториот чекор за секој запис е определено кумулативното отстапување од средниот спектар на забрзување. После извршеното подредување, од секоја група на земјотреси избрани се по седум записи кои имаат најмали кумулативни отстапувања, притоа водејќи сметка во секоја група да не се повторуваат регистрации од ист земјотрес. Спектрите на забрзување на седумте избрани записи од секоја група, нивниот среден спектар, стандардната девијација и средниот спектар ± една стандардна девијација, се прикажани на Сл.11.



Слика 11. Избрани спектри за седум земјотреси од трите групи на записи

4.2. Анализа на добиените резултати

Од спроведените нелинеарни динамички анализи добиени се голем број на излезни податоци кои го прикажуваат глобалниот одговор на анализираните конструкции во тек на време (истории на промена на катните поместувања, брзини и забрзувања во тек на време, историите

на промена на вкупната мобилизирана инерцијална сила и силата на пригушување), како и голем број на резултати кои го прикажуваат одговорот на конструкцијата на локално ниво (истории на промена на деформациите и иницираните статички големини во разгледуваните пресеци од моделираните конструктивни елементи).

Најголеми поместувања на врвот, изразени како процент од вкупната висина на рамките се забележуваат кај пониските рамки. Со зголемување на катноста максималните поместувања на врвот се намалуваат, што особено е изразено при случај на земјотреси со доминантно фреквентно подрачје на ниски периоди. Чистите рамки покажуваат поголеми поместувања на врвот во споредба со рамките со исполна, што е поизразено при помали нивоа на максималното забрзување на тлото. Рамките со појака исполна достигнуваат помали вредности на максималното поместување на врвот во споредба со рамките со послаба исполна, што особено е изразено при помали нивоа на максималното забрзување на тлото кај повисоките рамки. Фреквентниот состав на записите на забрзување на тлото претставува највлијателен фактор врз степенот на достигнати максимални поместувања на врвот. Максималните поместувања на врвот кај рамките со исполна од sидарија и со отворен прв кат, пресметани како средна вредност од резултатите добиени за максимално забрзување на тлото од 1g, за записите кои се карактеризираат со доминантно фреквентно подрачје на ниски периоди, се движат во граници од 0.5% до 2% од вкупната висина на рамките. Слични вредности на максималните поместувања на врвот, за дејство на записи со доминантно фреквентно подрачје на средни до високи периоди, како и на записите со широки фреквентни подрачја, се достигнуваат при максимални забрзувања на тлото кои се за 3 до 4 пати помали од максималното забрзување на тлото на записите со доминантно фреквентно подрачје на ниски периоди.

Освен врз степенот на достигнати максимални поместувања на врвот, исполната од sидарија има големо влијание и врз промената на формите на поместувања по висина, како и врз степенот на максималните достигнати релативни катни поместување и врз нивната распределба по висина.

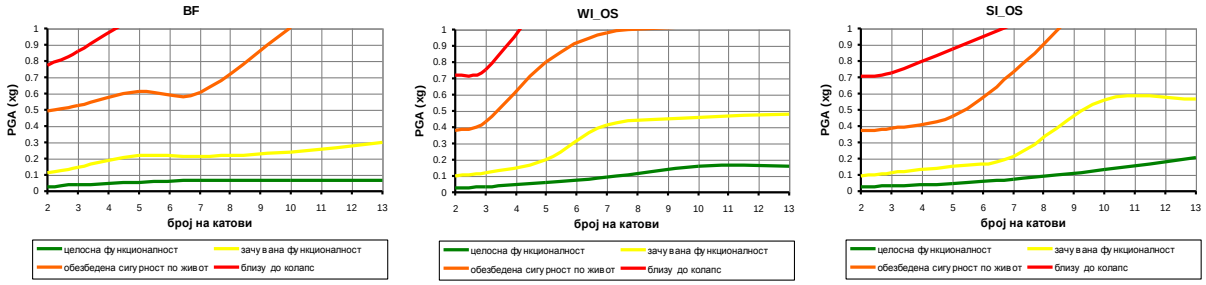
Исполната од sидарија, при помали нивоа на максимални забрзувања на тлото, кога истата се наоѓа во приближно еластично подрачје на работа, значително го вкрутува конструктивниот систем и ги редуцира максималните релативни катни поместувања. При повисоки нивоа на сеизмичко оптоварување, односно при појава на деградација на крутоста и јакоста на исполната, релативните катни поместувања кај рамките со исполна растат значително побргу во споредба со чистите рамки. Исполната со појаки јакостни и крутостни карактеристики поволно влијае врз степенот на достигнати максимални релативни катни поместувања, до одредено ниво на максимално забрзување на тлото. При поголеми максимално забрзувања на тлото, појаката исполна доведува го понепожелен механизам на лом, со што се зголемува и нивото на максимални релативни катни поместувања.

Чист катен механизам на лом, со формирање на пластични зглобови на краевите на столбовите на нивото на првиот кат, каде што отсуствува исполната од sидарија, се забележува кај ниските рамки со 2 и 3 ката, независно од квалитетот на исполната, како и кај петкатната рамка со јака исполна, независно од карактеристиките на разгледуваните записи. Кај повисоките рамки, механизмот на лом е претставен преку формирање на пластични зглобови во гредите и столбовите на првите неколку ката.

4.3. Дискретни нивоа на сеизмички перформанси

Дистрибуција на релативните катни поместувања по висина на рамките е директен показател и на степенот на вкупните оштетувања кои може да се јават кај рамките со исполна за различни земјотресни сценарија. Од определените инкременталните криви на кои е прикажана промената на максималните достигнати релативни катни поместувања во функција од максималното забрзување на тлото, можат да се определат дискретните нивоа на земјотресното дејство кои одговараат на одредено ниво на сеизмички перформанси. Во зависност од достигнатите дилатации во исполната, односно од достигнатите релативни катни поместувања, дефинирани се четири нивоа на сеизмички перформанси и тоа: подрачје на целосна функционалност

(δ_A=0.12%), подрачје на зачувана функционалност (δ_B=0.45%), подрачје на обезбедена сигурност по живот (δ_C=1.5%), и подрачје на "недоверливост", односно подрачје близу до колапс со максимално релативно катно поместување δ_D=2.5%. Треба да се напомене дека истите гранични вредности на релативните катни поместувања се искористени за сите катови кај рамките со исполна, без разлика дали екстремните вредности се јавуваат на ниво на првиот кат, или на некој од погорните катови. За споредба на резултатите истите гранични вредности на релативните катни поместувања се искористени и за дефинирање на граничните состојби и кај чистите рамки. Промената на максималното забрзување на тлото, при кое се достигнува одредено ниво на сеизмички перформанси, во зависност од катноста на разгледуваните рамки, за првата група на земјотреси е прикажано на Сл.12.



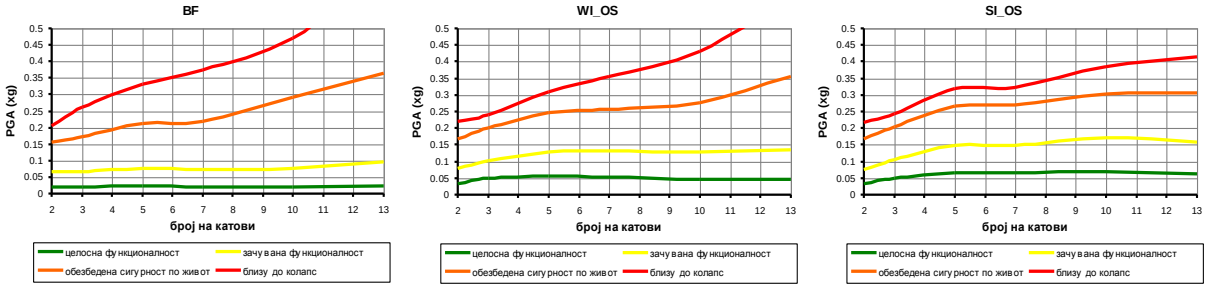
Слика 12. Гранични нивоа на сеизмички перформанси за разгледуваните рамки изложени на првата група на земјотреси

За дејство на записи од првата група на земјотреси најповредливи за сите нивоа на сеизмички перформанси се рамките со помала катност. Граничната состојба на целосна функционалност за оваа група на земјотреси се достигнува при максимални забрзувања на тлото од 0.03g за случај на рамката R2 до 0.16g за рамките R5 и R6 со слаба исполна, односно за 0.2g кај рамката R6 со јака исполна. Состојбата на зачувана функционалност, кај ниските рамки се достигнува при PGA од 0.1g до 0.12g, додека кај високите рамки, значително се зголемува и се движи околу 0.45g за случај на слаба исполна, односно 0.57g за случај на рамки со јака исполна. Состојбата на обезбедена сигурност по живот, кај ниските рамки се очекува да биде достигната при максимално забрзување на тлото од околу 0.4g, додека кај повисоките рамки оваа состојба не е достигната во разгледуваното подрачје на максимални забрзувања на тлото. Состојбата близу до колапс, кај рамките со јака исполна се очекува да се достигне при максимални забрзувања на тлото од 0.7g за рамките R1 и R2 до 1g за рамката R4. За случај на слаба исполна оваа состојба кај ниските рамки се достигнува за 2% до 4% поголеми максимални забрзувања на тлото во споредба со рамките со јака исполна, додека кај повисоките рамки достигнувањето на оваа состојба не е регистрирано.

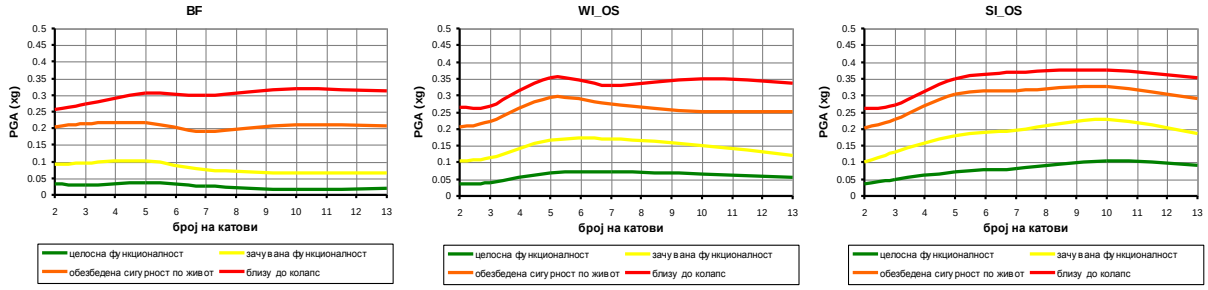
Достигнувањето на дефинираните гранични состојби кај разгледуваните рамки со исполна, за дејство на земјотреси од втората и третата група, значително се разликува во споредба со првата група, што особено е изразено кај повисоките гранични нивоа, Сл.13 и Сл.14. Состојбата на целосна функционалност се достигнува при PGA од 0.05g до 0.07g, за дејство на втората група на записи, односно до максимална вредност од 0.1g, за случај на рамката R5 изложена на третата група на записи. Состојбата на зачувана функционалност, за рамките до 5 ката изложени на втората група на земјотреси, се достигнува при PGA во граници од 0.08g до 0.15g, односно од 0.1g до 0.2g за случај на дејство на записи од третата група. За повисоките рамки со слаба, односно јака исполна оваа состојба се достигнува при просечни вредности на PGA од 0.13 до 0.16g за втората, односно од 0.15 до 0.2g за третата група на записи. Состојбата на обезбедена сигурност по живот се достигнува при максимални забрзувања на тлото од 0.17g до 0.35g. Пониските вредности, вообичаено се резервирани за пониските рамки, кај кои доаѓа до формирање на катни механизми на ниво на првиот кат.

Набргу после достигнувањето на состојбата на обезбедена сигурност по живот се достигнува и состојбата близу до колапс, при што максималните забрзувања на тлото при кои се достигнува

оваа состојба се движат во граници од 0.22g до 0.42g и е во зависност од бројот на катови и од карактеристиките на побудата.



Слика 13. Гранични нивоа на сеизмички перформанси за разгледуваните рамки изложени на втората група на земјотреси



Слика 14. Гранични нивоа на сеизмички перформанси за разгледуваните рамки изложени на третата група на земјотреси

Според дефинираните нивоа на достигнати сеизмички перформанси може да се заклучи дека за обезбедување на граничната состојба на функционалност, исполната од ѕидарија, преку крутоста и јакоста која ја поседува, вообичаено игра позитивна улога, односно го намалува сеизмичкото побарување. Поради можноста од појава на крт лом во исполната, што може да се рефлектира со појава на слаби делови во конструкцијата, може да се каже дека рамките со исполна од ѕидарија се недоверливи при обезбедување на повисоките гранични состојби за обезбедување на сигурност по живот и за заштита од колапс. Кај пониските рамки со отворен прв кат, поради присуството на исполната на погорните катови вообичаено се јавува непожелен механизам на лом преку формирање на пластични зглобови на двата краја од столбовите на првиот кат.

5. АПРОКСИМАТИВНА ИНКРЕМЕНТАЛНА МЕТОДА

Земјотресното инженерство базирано на перформанси, без исклучок, подразбира примена на нелинеарни методи за конструктивна анализа. Од една страна, инкременталната динамичка анализа, спроведена на модели со повеќе степени на слобода, без сомнение, претставува најсофистицираната и најдоверливата анализа која може да го прикаже однесувањето на една конструкција на одредено земјотресно сценарио. Меѓутоа, примената на ова метода бара големи човечки и материјални ресурси, како за поготовка и егзекуција на анализата, така и за селектирање, обработка и интерпретација на резултатите. Имајќи во предвид дека пробабилистичкиот приод во проценка на однесувањето на една конструкција, подразбира обработка на резултатите од повеќе записи, може да се каже дека примената на инкременталната динамичка анализа на комплексни математички модели за дејство на различни земјотресни сценарија во денешно време практично не е можна, или во најмала рака е ограничена на истражувачки цели.

Од тие причини, во последниве петнаесетина години, направени се значителни напори за развивање на поедноставни методи за анализа, кои ќе можат да го доловат нелинеарното однесување и ќе овозможат брз пристап до резултати, а без притоа да се наруши квалитетот и

степенот на точност на решението, Elnashai (2001), Vamvatisikos и Cornell (2005), Dolsek и Fajfar (2005), Han и Chopra (2006). Голем дел од овие методи, се базираат на обработка на резултатите кои се добиени од нелинеарната статичка анализа. Основните претпоставки кои се користат во дел од овие методи, како што се: константна форма на поместувањата, билинеарната идеализација (со или без оцврснување) на кривата на капацитет, како и користењето на нелинеарни спектри добиени со аналитичка зависност помеѓу факторот на редукција и дуктилноста, односно линеарни спектри со вештачки големо пригушување, се само неколку од факторите кои влијаат врз нивната универзалноста.

Поради особеностите со кои се карактеризираат кривите на капацитет добиени за рамките со исполна од ѕидарија, билинеарната идеализација на кривата на капацитет, која е карактеристична кај поголемиот број на нелинеарни статички методи, во рамките на ова истражување е заменета со повеќелинеарна идеализација, со што е овозможено вклучување на нелинеарностите кои се јавуваат и при мал степен на остварени деформации, а се резултат на појавата на пукнатини и достигнување на максималната јакост во исполната, појава на пукнатини во армиранобетонските елементи, појава на течење во арматурата, развој на пластични зглобови во конструктивните елементи и сл. Со промената на начинот на идеализација на кривата на капацитет, се оневозможува и примената на предложените релации за определување на нелинеарните спектри, кои се користат во оригиналната верзија на N2 методата, Fajfar (2000), односно за определување на процентот на ефективното пригушување кое се користи за редукција на еластичниот спектар на одговор во методата на спектрален капацитет, ATC-40 (1996). Наместо користењето на спектри за определување на целното поместување во предложената метода се користи директна интеграција на еквивалентниот систем со еден степен на слобода изложен на дефинирана историја на забрзување на тлото, Todorov (2014). Со тоа во одговорот на еквивалентниот систем, освен фреквентниот сосотав на побудата, се вклучува и времетраењето на историјата на движење на тлото, а преку избраниот хистерезисен модел се вклучува и влијанието на бројот на пластични екскурзии врз степенот на деградација на крутоста и јакоста.

На овој начин направен е компромис помеѓу точноста на решението кое го нуди инременталната динамичка анализа, извршена на системи со повеќе степени на слобода, и брзината на добиеното решение кое го нуди апроксимативната инкременталната динамичка анализа на систем со еден степен на слобода.

5.1. Чекори во апроксимативната метода

За спроведување на инкременталната динамичка анализа преку еквивалентен систем со еден степен на слобода неопходно е дефинирање на доверливи влезни податоци потребни за извршување на модална, нелинеарна статичка анализа на системот со повеќе степени на слобода и нелинеарна динамичка анализа на еквивалентниот систем со еден степен на слобода. Дефинирањето на податоците, спроведувањето на анализите и трансформацијата на добиените резултати, можат да се подредат во дваесет редоследни чекори кои се дадени во продолжение.

Чекор 1: Дефинирање на математички модел за системот со повеќе степени на слобода за линеарна и нелинеарна статичка анализа.

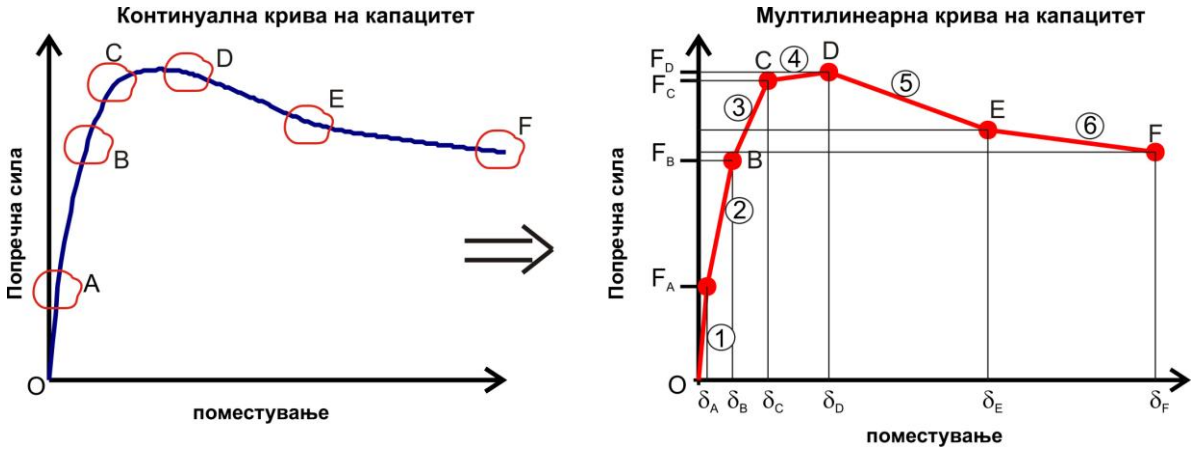
Чекор 2: Извршување на модална анализа и определување на нормиран вектор на катни поместувања во доминантната тонова форма за разгледуваниот правец.

Чекор 3: Генерирање на матрица на распределба на катните маси и нормирана матрица на катни маси.

Чекор 4: Дефинирање на нормиран вектор на распределба на хоризонталните сили неопходни за извршување на нелинеарната статичка анализа.

Чекор 5: Извршување на нелинеарна статичка анализа за дефинираниот вектор на распределба на попречниот товар и определување на кривата на капацитет во формат вкупна попречна сила (P) – поместување на врвот (δ).

Чекор 6: Идеализација на кривата на капацитет преку мултилинеарна крива, Сл.15.



Слика 15. Мултилинеарна идеализација на кривата на капацитет

Чекор 7: Определување на факторот на трансформација.

Чекор 8: Трансформација на идеализираната крива на капацитет во зависност сила – поместување на еквивалентниот систем со еден степен на слобода, преку делење на ординатите на вкупната попречна сила и соодветните поместувања со факторот на трансформација Γ.

Чекор 9: Дефинирање на соодветен хистерезисен модел кој треба да го претставува однесувањето на еквивалентниот систем со еден степен на слобода при состојба на циклично товарење и растоварување.

Чекор 10: Определување на масата на еквивалентниот систем со еден степен на слобода.

Чекор 11: Дефинирање на коефициентот на пригушување на еквивалентниот систем со еден степен на слобода.

Чекор 12: Избор на записи на забрзување на тлото со дефиниран фреквентен состав и нивно скалирање според амплитуди во одреден ранг на максимални забрзувања на тлото.

Чекор 13: Извршување на нелинеарна динамичка анализа на еквивалентниот систем со еден степен на слобода.

Чекор 14: Отчитување на историјата на одговор на еквивалентниот систем со еден степен на слобода и определување на екстремните вредности на достигнатите поместувања.

Чекор 15: Ре – трансформација на максималните поместувања на системот со еден степен на слобода на ниво на систем со повеќе степени на слобода.

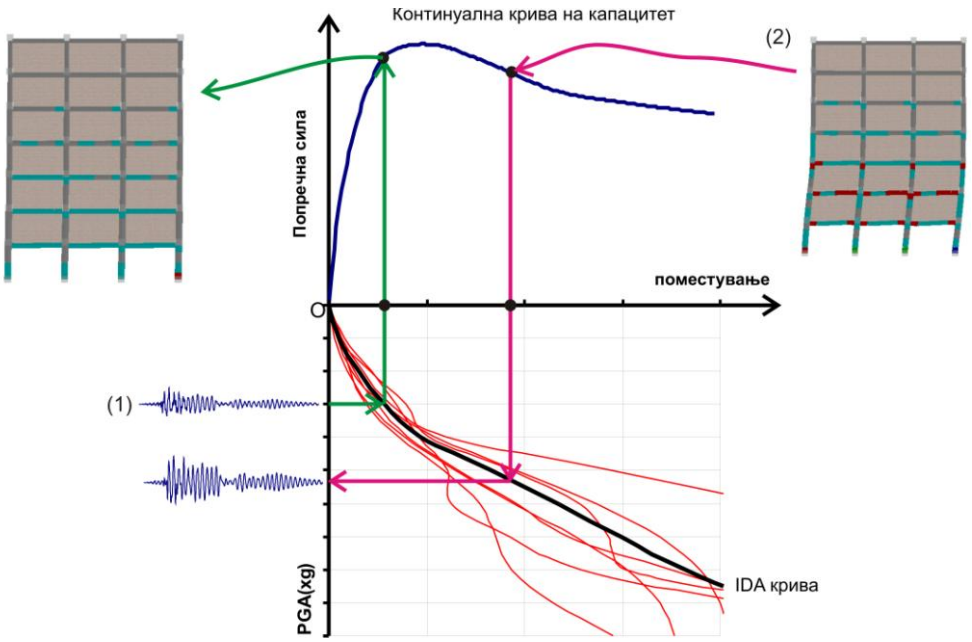
Чекор 16: Повторување на чекорите 13 до 15 за целиот ранг на дефинирани максимални забрзувања на тлото.

Чекор 17: Конструкција на инкременталните криви во формат: максимално забрзување на тлото – максимално поместување на врвот на системот со повеќе степени на слобода, добиено од чекор 15, за целиот ранг на максимални забрзувања на тлото.

Чекор 18: Повторување на чекорите 12 до 17 за одреден број на избрани записи и конструкција на средни инкрементални криви на однесување.

Чекор 19: Евалуација на достигнатите гранични нивоа на сеизмички перформанси според максималните поместувања на врвот добиени директно од средните инкременталните криви.

Чекор 20: Определување на локалните мерки на оштетувања преку трансформација на резултатите од инкременталната и нелинеарната статичка анализа, Сл.16 (достигнати максимални релативни катни поместувања, пластични ротации на поедините елементи, достигнати пластични дилатации во бетонот, арматурата и исполната од ѕидарија и сл.).

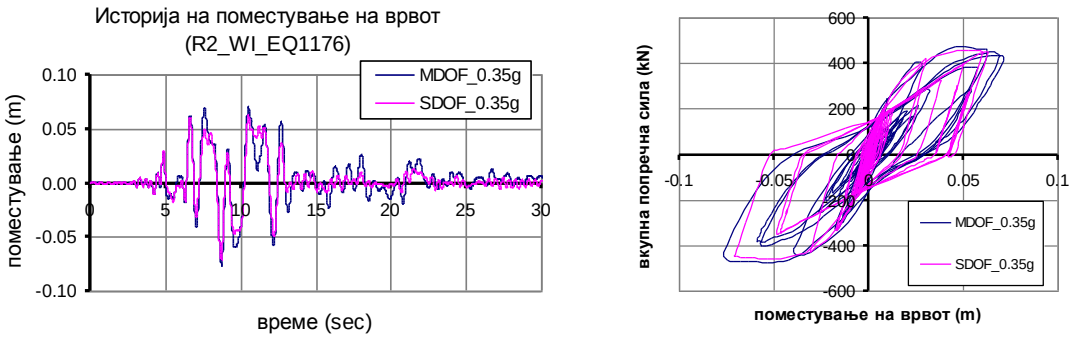


Слика 16. Трансформација на резултатите од инкременталната и нелинеарната статичка анализа

5.2. Интерпретација и споредба на резултатите

Резултатите од инкременталната динамичка анализа на разгледуваните рамки со исполна од ѕидарија и со отворен прв кат добиени преку анализа на системите со повеќе степени на слобода (MDOF), искористени се за споредба, односно контрола на резултатите добиени со апроксимативната инкрементална динамичка анализа на еквивалентните системи со еден степен на слобода (SDOF). Од големиот обем на добиени податоци, за споредба на резултатите издвоени се: историите на поместување на врвот од одредени поединечни записи, инкременталните криви кои ја прикажуваат промената на максималните поместувања на врвот во функција од максималното забрзување на тлото, хистерезисните дијаграми вкупна попречна сила – пометување на врвот, инкременталните криви на средните максимални релативни катни поместувања и одредени карактеристични профили на промена на релативните катни поместувања по висина на анализираните рамки.

На Сл.17 прикажана е споредба на историите на поместување на врвот и хистерезисните дијаграми вкупна попречна сила – поместување на врвот, за една анализирана рамка изложена на земјотрес од третата група на записи со максимално забрзување на тлото од 0.35g, добиени со помош на „точната“ и апроксимативната метода.



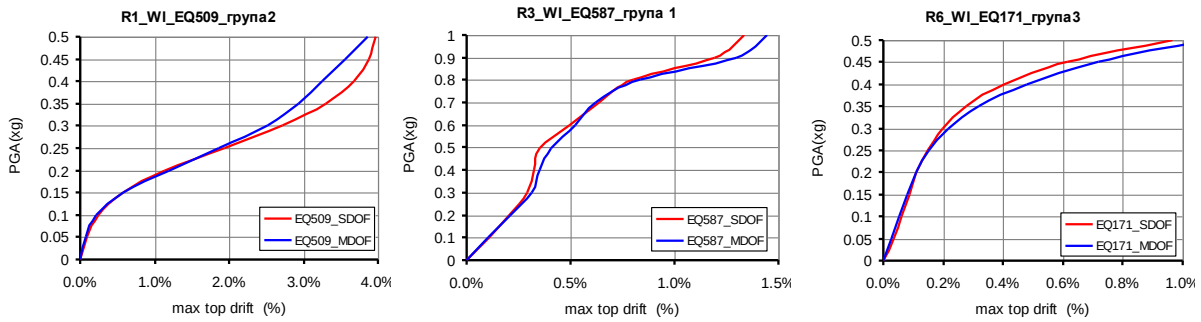
Слика 17. Споредба на историите на поместување и хистерезисниот дијаграм вкупна попречна сила – поместување на врвот

Од прикажаните резултати може да се забележи задоволително поклопување на историите на поместување по два контролни параметри, макимални амплитуди и фреквенција на осцилации.

Слични тенденции на поклопувања и отстапувања на добиените истории на поместувања на врвот се забележуваат и кај останатите анализирани записи на забрзување на тлото, како кај рамките со слаба исполна, така и кај рамките со јака исполна.

Од споредбата на инкременталните криви на поместување на врвот може да се забележи дека инкременталните криви добиени со апроксимативната анализа со задоволителен степен на точност ги пратат инкременталните криви добиени од анализата на системите со повеќе степени на слобода. Задоволително поклопување на резултатите се забележува кај сите анализирани рамки, во целиот разгледуван ранг на максимални забрзувања на тлото.

При споредба на поместувањата од поединечните записи неможе да се воспостави одредена корелација помеѓу отстапувањата на резултатите добиени од двете анализи. Во најголем број на случаи инкременталните криви добиени од двете анализи имаат идентични тенденции со задоволителни отстапувања на максималните добиени поместувања. Во одредени случаи максималните поместувања добиени од апроксимативната анализа се помали, а во одредени случаи поголеми од поместувањата добиени од MDOF анализата. На Сл. 18 прикажани се тенденциите на три различни инкрементални криви добиени со MDOF и SDOF анализата.

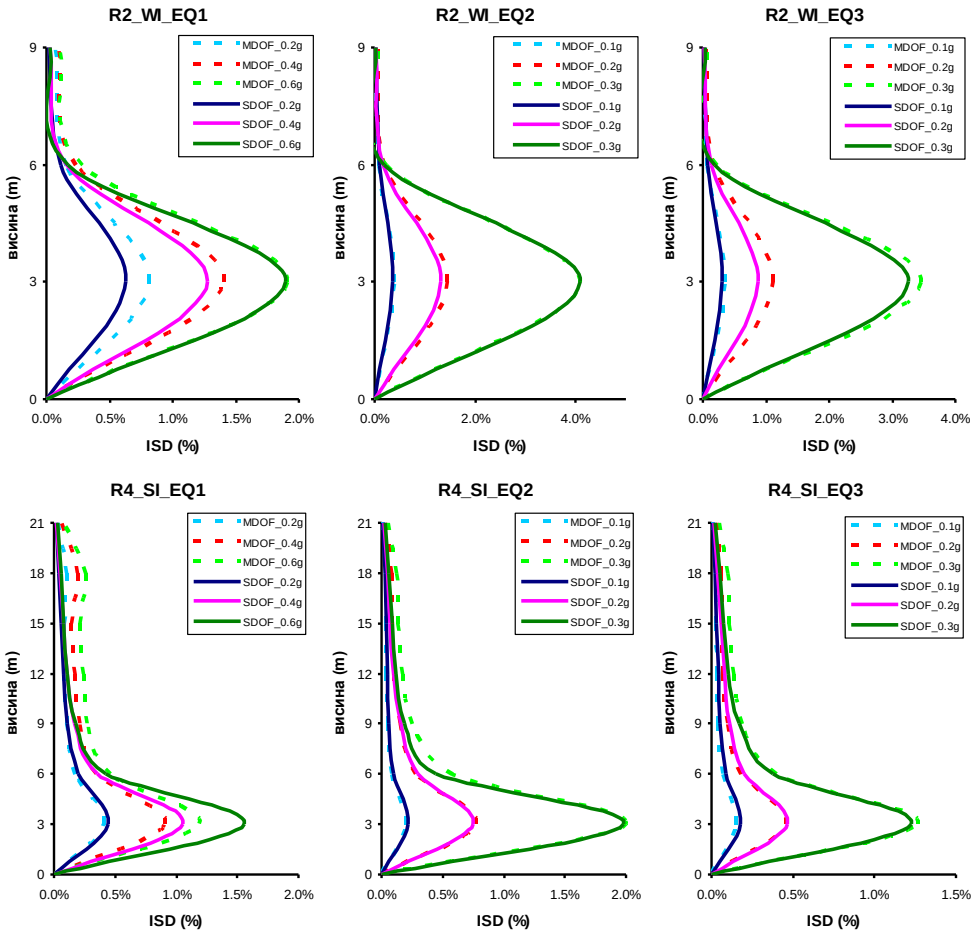


Слика 18. Споредба на тенденцијата на инкременталните криви за три различни случаи

При споредба на средните инкрементални криви, добиени за трите групи на записи, се забележуваат слични промени како и при споредба на индивидуалните инкрементални криви. Дел од отстапувањата добиени од поединечните записи се поништуваат, а дел се акумулираат, па кривите на средни отстапувања добиваат поуедначен изглед. Во најголемиот број на случаи отстапувањата помеѓу средните криви се движат во граници од ±10%, иако во одредени случаи отстапувањата можат да бидат и поголеми. При мали нивоа на побуди, вообичаено апроксимативната анализа дава поголеми поместувања, што вообичаено се должи на занемарувањето на хистерезисното пригушување при мали поместувања. При поголеми нивоа на максимални забрзувања на тлото, отстапувањата се намалуваат со што поместувањата добиени со апроксимативната анализа вообичаени се помали од поместувањата добиени преку анализа на системите со повеќе степени на слобода.

Од средните инкрементални криви за промена на максималното релативно катно поместување, може да се забележи слична тенденција на поклопување на резултатите од апроксимативната (SDOF) и „точната“ (MDOF) нелинеарна динамичка анализа како и при случајот на споредба на максималните поместувања на врвот. Најмали отстапувања на резултатите се забележува кај сите рамки изложени на третата група на записи, како и кај пониските рамки R1 до R3 изложени на сите групи на записи. Во одредени случаи, инкременталните криви на максималните релативни катни поместувања покажуваат помали отстапувања во споредба со инкременталните криви кои ја прикажуваат промената на поместувањето на врвот во функција од максималното забрзување на тлото.

На Сл. 19 прикажани се промените на релативните катни поместувања по висина за две анализирани рамки, определени преку анализа на системите со повеќе степени на слобода и со помош на апроксимативната метода преку еквивалентните системи со еден степен на слобода.



Слика 19. Дијаграми на релативни катни поместувања за две анализирани рамки

Изложената апроксимативна метода, на релативно брз начин, може да обезбеди доверливи резултати за евалуација на сеизмичките перформанси на исполнети армиранобетонски рамки со отворен прв кат со одреден степен на точност. Степенот на точност зависи од катноста и квалитетот на исполната, меѓутоа отстапувањата кои се јавуваат во однос на „точната“ метода се занемарливи, доколку истите се споредат со отстапувањата кои можат да се јават при анализа на два различни записи со слични карактеристики.

6. ЗАКЛУЧОК

Исполната од ѕидарија значително влијае врз нивото на попречниот товар кој предизвикува појава на прв пластичен зглоб, како и врз капацитетот на рамките со исполна и со отворен прв кат. Поради прекумерната јакост на столбовите, како и поради промената на механизмот на прифаќање на попречниот товар, рамките со исполна од ѕидарија и со отворен прв кат покажуваат поголема носивост на попречен оптоварувања во споредба со чистите рамки. За сметка на зголемениот капацитет за прифаќање на попречниот товар, рамките со исполна и отворен прв кат покажуваат значително помали поместувања при појава на прв пластичен зглоб, а поради промената на механизмот на лом и помала способност за развој на пластични деформации.

Од добиените резултати од спроведената инкрементална динамичка анализа, може да се забележи дека кај пониските конструкции, квалитетот на исполната не игра особена улога во сеизмичкиот одговор. Споредено со однесувањето на чистите рамки, присуството на исполната кај овие рамки е неповолно за сите нивоа на максимално забрзување на тлото, што редовно се рефлектира преку појава на катен механизам на ниво на првиот кат. Во случај на повисоки конструкции, присуството на исполната го редуцира одговорот до максимални забрзувања на

тлото од 0.3g. За повисоки нивоа на максималните забрзувања на тлото присутвото на исполната вообичаено води до поголеми сеизмички побарувања. Појаката исполна придонесува за помали сеизмички побарувања при помали нивоа на сеизмички хазард, споредено со исполната со послаб квалитет.

Изборот на записи на движење на тлото претставува еден од највлијателните фактори кој директно влијае врз квалитетот на добиените резултати од нелинеарната динамичка анализа. Дефинираната методологија за избор на записи на регистрирани земјотреси од базите на податоци, која е развиена во рамките на ова истражување, овозможува брза идентификација на граничните периоди од доминантното фреквентно подрачје на спектарот на забрзување. Врз база на поставени критериуми за ширината на фреквентното подрачје, средната доминантна периода, просечната спектрална амплитуда, односно спектрална амплификација на доминантното фреквентно подрачје, или преку дефинирање на вредности за граничните периоди на доминантното фреквентно подрачје, оваа методологија овозможува брзо пребарување и избор на регистрации на забрзувања на тлото од постоечките бази на податоци, кои ги задоволуваат поставените критериуми.

За намалување на потребното пресметковно време за извршување на инкрементална динамичка анализа на системите со повеќе степени на слобода, во рамките на ова истражување, предложена е апроксимативна метода, која се базира на одговорот на еквивалентни системи со еден степен на слобода. Имајќи ја во предвид неизвесноста во однос на појавата и карактеристиките на очекуваните побуди на одредена локација, и осетливоста на „точното“ решение на влезните податоци, предложената апроксимативната инкрементална метода, на брз начин, може да даде доверливи резултати за проценка на сеизмичките перформанси на армирано бетонски рамки со исполна од ѕидарија и со отворен прв кат.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Applied Technology Council – ATC (1996). “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.” Report No. ATC-40, Redwood City, CA

[2] Bommer, J. J., Acevedo, A. B. (2004). “The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis.” Journal of Earthquake Engineering 8, Special Issue, 1, pp. 43–91

[3] Chandler, A.M., Lam, N.T.K. (2001). “Performance-based design in earthquake engineering: A multi-disciplinary review.” Journal of Engineering Structures: Civil Zone Review. 23, 1525-1543

[4], B., Darragh, R., Gregor, N., and Silva, W. (2008). “NGA project strong-motion database.” Earthquake Spectra 24, 23–44

[5] Crisafulli, F.J. and Carr, A.J. (2007). “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures.” Bull. NZ Soc. Earthq. Eng., 40(2), 69–77

[6] Dolsek, M., Fajfar, P. (2005). “Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(1), 49-66

[7] Elnashai, A. S., (2001). “Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications.” Struct. Eng. Mech., 12(1), 51-69

[8] Fajfar, P. (2000). “A nonlinear analysis method for performance based design.” Earthquake Spectra 16(3), 573–592

[9] Han, S.W., Chopra, A.K., (2006). “Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35:1853–1873

[10] Todorov, K. (2014). “Seismic performance of masonry infilled reinforced concrete frames with open first storey.” PhD thesis, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, R. Macedonia.

[11] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). “Incremental dynamic analysis.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3):491-514

[12] Vamvatisikos D., Cornell C.A. (2005). “Direct estimation of seismic demand and capacity of multi-degree of freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation.” Journal of Structural Engineering (ASCE), 131(4):589–599

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 10

Goran TRAJANOVSKI[1], Aleksandar SPIROVSKI[2], Igor VELKOVSKI[3]

DETAILED DESIGN OF SEWA, WAANJE AND MOA RIVER BRIDGES IN SIERRA LEONE

SUMMARY

This technical paper presents a conceptual excerpt from the Tender dossier for the realization of the bridges component of the "Bandajuma - MRU Bridge Road and Bridges" project, which includes a construction of Sewa, Waanje and Moa rivers Bridges. Highlights from the Structural Condition Survey Methodology are given, including the description of the existing two major bridges on the Sewa and Waanje rivers and the recommendations for their further treatment. Excerpts from the detailed design for the three new major bridges are also given, the method of their construction and also the value asked from the Tender bidders back in 2014.

Keywords: Sierra Leone, Sewa, Waanje, Moa, bridge, composite bridge, condition survey, detailed design

Горан ТРАЈАНОВСКИ[1], Александар СПИРОВСКИ[2], Игор ВЕЛКОВСКИ[3],

ПРОЕКТИРАЊЕ НА МОСТОВИ НА РЕКИТЕ СЕВА, ВАНЏИ И МОА ВО СИЕРА ЛЕОНЕ

РЕЗИМЕ

Соопштението претставува концептуален извадок од делот за Тендерска документација за реализација на мостови од проектот „Пат и мостови наделницата Бандаџума - МРУ Мост“ во Сиера Леоне, кој во себе го опфаќа и проектирањето на три мостови на реките Сева, Ванџи и Моа. Во текстот се прикажани извадоци од методологијата за проценка на состојбата на постојнитеконструкции, опис на двата големи постојни мостовски конструкциина реките Сева и Ванџи,како и препораки за нивен понатамошен третман. Во продолжение се дадени извадоци од Проектот за тритенови големи мостови, начинот на изведување, како и нивната цена на чинење приложена од учесниците на Тендерот објавен претходно во 2014 година.

Клучни зборови: Сиера Леоне, Сева, Ванџи, Моа, мост, спрегнат мост, проценка, проектирање

[1] Senior Structural Engineer, DIWI Germany GmbH, Weserstraße 101, 45136 Essen, Germany, g.trajanovski@diwi.eu
[2] Structural Engineer, Serska 11, Skopje, Republic of Macedonia, alss1963@yahoo.com
[3] Structural Engineer, DIWI Makedonija DOOEL, N. Naumovski Borce 50/2/2, Skopje, Republic of Macedonia, i.velkovski@diwi.mk

1. INTRODUCTION

The National Indicative Programme, 2008-2013 (NIP), signed by the Government of Sierra Leone and the European Commission on 9th December 2007 reflected the willingness to support the transport sector in Sierra Leone.

Similarly, the Regional Indicative Programme 2008-2013 (RIP) and Regional Strategy Paper (RSP) signed by the European Commission and the ECOWAS[4] Commission and the WAEMU[5] Commission in Strasbourg in November 2008 support transport infrastructure.

Within the framework of this Indicative Programme, it has been foreseen to allocate indicative amount for the realization of the bridges component of the "Bandajuma - MRU Bridge Road and Bridges" project which includes a construction of Sewa, Waanje and Moa rivers Bridges.

The project road completes the main missing link within Sierra Leone of the Trans West African Coastal Highway from Nouakchott in Mauritania to Lagos in Nigeria. The immediate links are from Conakry in Guinea - Masiaka / Freetown - Bo– Bandajuma and the MRU Bridge at the border with Liberia on the way to Monrovia.

For the project road BCEOM in 2006 reviewed and updated the detailed design completed by DIWI Consultants (circa 1979 to 1984) for the section of road between Bandajuma to MRU Bridge including the Sewa river Bride near Bo. In May 2010 AL Anet Global Consortium carried out an Identification Study for the project road.

1.1. Project Objectives

The Terms of Reference called for the updating of the Feasibility Study completed by BCEOM taking into account the recommendations forwarded by the Identification Study, and prepare complete documentation including tender documents for works for the following project components (lots):

Component 1: Improvement/construction of 3 bridges over the Sewa, Waanje and Moa rivers along the road from Bandajuma to MRU Bridge;

Component 2: Roads work rehabilitation from Bandajuma to the Moa river bridge (39.8 km) upgrading the road class from Class II, un-asphalted, to Class I, all weather, and

Component 3: Roads work rehabilitation from the Moa river bridge to the border with Liberia (56.1 km) upgrading the class of the road from Class II, un-asphalted, to Class I, all weather.

1.2. Structural Aspects of the Project

The project involved the construction of seven (7) new bridges, of which three (3) major and four (4) minor river crossings, namely:

- the Sewa River Bridge comprises medium size spans with number of four measuring: 50m-58m-65m-50m. The overall deck length of bridge is 224.5m. The Bridge is located about 8.8 km south of Bo on the existing Trans-West Coastal Highway between Bo and Bandajuma;
- the Waanje River Bridge comprises two medium spans measuring 40m-40m. The overall deck length of bridge is 81.5m. The Bridge is located at the start of the project road section at Bandajuma;
- the Moa River Bridge comprises medium size spans with number of three measuring: 42.5m-75m-42.5m. The Bridge is located about 13.5 km west of Zimmi within the project road section;
- the Makemu, Masau, Mapui and Maseniarivers Bridges, ranging 16 and 22m in length.

The project also included construction of 35 cast-in place box culverts that range in standard sizes (W/H) from 2/1, 2/2, 3/2 and 3/3m and are arranged as either single or double cell.

[4] Economic Community of West African States
[5] The West African Economic and Monetary Union

2. STRUCTURAL CONDITION SURVEY

Within the framework of the Indicative Programme, it has been foreseen to allocate amount for the realization of the bridges component of the "Bandajuma - MRU Bridge Road and Bridges" project which includes a construction of Sewa, Waanje and Moa rivers Bridges. However, on the Workshop meeting held back in February 2013 in the Sierra Leone Roads Authority/National Authorizing Office premises, an option of rehabilitating the existing Sewa and Waanje bridges was discussed if the available funding is found to be insufficient.

The Bridge/Structural Engineer was therefore required to prepare a report on the inspection and condition assessment of the main structures along the roads, and carry out detail designs for the rehabilitation or replacement of the structures as required.

The key objectives of the structural condition survey were as follows:

a. Carry out comprehensive and verify the existing inventory and condition evaluation of all bridges and box culverts along the route and to complete the Bridge Condition Forms for the major crossings, in order to prepare data for the engineering design purposes. The Structural/Bridge Engineer has referred to the DMRB[6] guidelines in this regard.

b. Carry out an inventory of existing bridges and all box culverts to ascertain the requirements for any required widening, if found to be viable.

c. To evaluate the structural capacity of existing bridges in terms of the traffic and environmental conditions.

d. To determine the need of conducting diagnostic testing where required.

e. Prepare data for evaluating existing structure replacements, and/or necessary repair works.

f. In cooperation with the Hydrological Engineer to evaluate the adequacy of the waterway openings of the existing bridges and box culverts, etc.

2.1. Highlights from the Structural Condition Survey Methodology

The condition survey was carried out generally in accordance with the guidelines contained within Overseas Road Note 7 (ORN 7)[7], Volume 1: A Guide to Bridge Inspection and Data Systems for District Engineers. The standard form contained within this Road Note was used to record the condition of all bridges.

A detailed inventory and condition survey was carried out for all existing bridges and box culverts in order to determine the assessment of the:

a. Condition of existing bridges and box culverts,

b. Upgrading of the structures by widening, reconstruction or replacement, and

c. Identification of additional required/recommended structures, etc.

The Structural/Bridge Engineer has identified in total 2 nos major bridges, 11 nos minor bridges, 13 nos box culverts and the crossing over Moa River where a new bridge is to be constructed.

The results of the inspection for each bridge structure were summarized on the 'Bridge Inspection Report Form' contained within ORN 7, with additional one to four pages of detailed notes, sketches and related record photographs attached.

2.2. Description of the Existing Major Structures

Two existing major bridges at Sewa and Waanje rivers comprise units of simply supported composite bridge decks, and central spans arranged as simply supported modified Warren type trusses with RC deck

[6] Design Manual for Roads and Bridges, former Highways Agency UK, now Highways England
[7] Published by the Transport Road Research Laboratory, UK in 1988

placed on stringers attached at truss joints. Composite bridge decks comprise steel girders and RC deck slab connected by shear studs and acting compositely.

Sewa Bridge consists of two composite units 10.5 metres long at Bo side followed up by eight 13m composite units as an NE approach to the central span of 36m. Additional 4 units of 13m in length bridge the remaining gap to the Bandajuma side. Waanje Bridge is a lengthwise symmetrical structure utilizing two identical central spans of 36m that are equal as the central span of Sewa Bridge. Links from the abutting parts to the two central spans are made of single supported 10.5m composite units on both sides of the bridge.

Figure 1. An overview of the existing Sewa Bridge deck with left hand side sidewalk

Figure 2. Side view of the existing Sewa Bridge central and approach spans

The two major bridges on the existing alignment are built over Sewa and Waanje rivers presumably in 1961, some 52 years ago. Sewa Bridge is 214.0m long in total and is the longest bridge in use in Sierra Leone. Waanje Bridge has an overall length of 91.2m.

A ferry provides the pedestrian and lightweight vehicular traffic a means for crossing the Moa River. The topographical and hydrological conditions on the site where a ferry currently operates crossing the Moa River dictate construction of a new bridge in total length of around 160m. Currently this river can only be crossed by a five tonnes raft-type ferry which is hand pulled across the river. However, the ferry service is unreliable and cannot be crossed during the peak rainfall season due to strong water currents in the Moa River.

Figure 3. Overview of the existing Waanje bridge from its upstream river side

Figure 4. General view of the ferry operating at the Moa river crossing

2.3. Observations and Condition Appraisal

The main problem areas assumed to be prevailing in undertaking the inspections of bridges and box culverts are as follows:

Vegetation, debris, dirt; Insufficient bridge drainage, water runs and staining, damaged and blocked bridge movement joints; Cracking, insufficient cover to reinforcement, reinforcement corrosion, spalling or rust; Deterioration in structural steel elements; Poor concrete quality, carbonation, chloride content, alkali-silica reaction, sulphate content, ageing; Impact and other physical damage; Pitting, deteriorated pointing in masonry; Potholes on approaches or in the deck fill causing vibration in the structure; Scour damage to riverbed around foundation or approach embankments; Insufficient or non-existing safety features (bridge parapets and guard rails on approaches, for an example), etc.

To quantify the extent and severity of defects or shortcomings the following scale was used:

Severity: Minor defects of a non-urgent nature, Defects of unacceptable nature, but which should be attended to at a time of a road rehabilitation contract, and Defects for which urgent action is required.

Extent: Slight, not more than 10% of the area or length affected; Moderate, 10-30% affected, and Extensive, more than 30% affected.

In addition, the following issues were also addressed in ample detail: Remaining life, Deck width and Hydrology/hydraulics considerations, Structural considerations such as the used design codes, determination of the safety factors for live loads according to Eurocodes (incremental increase of the live load intensities to the occurrence of member failures, taking into consideration the current damages to the structural members), etc.

2.4. Recommendations for the existing Sewa and Waanje River Bridges

In considering the measures to be taken two aspects must be addressed. First the measures required bringing the existing structures in to a state of serviceability adequate to provide an anticipated life in excess of the life of the associated road, e.g. 50+ years. Secondly consideration must be given to the improvement of features of the bridge that are functionally inadequate for the envisaged use of the road during the design period e.g. expansion joints, inadequate width and hydraulic capacity.

It was considered unlikely that, given the category of the project road, significant upgrading of most of the structures to the Project Road standard status would bring any benefits compared to their complete replacement.

3. DESIGN REPORT FOR THE THREE MAJOR BRIDGES

3.1. Options for the Structural System of the New Bridges

DIWI within its original design back in 1981 proposed replacement structures to existing bridges at Sewa and Waanje rivers. Proposal was in all cases to use simple supported bridge segments between piers i.e. so called 'isostatic bridges'.

The new Sewa Bridge was designed to have 10 simple supported RC segments 16m long and one central span of 53m utilizing 'Modified Warren' truss arrangement. The existing Sewa Bridge has 4 spans of 10.5m, 10 spans of 13m and one central span of 35.1m as per 'Pratt' truss scheme.

Waanje Bridge was articulated with 2 central spans of 48m using Modified Warren truss arrangement, and 2 short spans of 11m as approaches. The existing Waanje Bridge has almost identical arrangement, using two spans of 10.5m and 2 central spans of 35.1m.

Moa Bridge was foreseen to have a central span of 104m arranged as steel truss and 2 RC segments of 16m at both bridge ends as approaches.

The subsequent BCEOM conceptual design from February 2008 called for continuous composite bridge superstructures with steel girder span arrangements of 50+58+65+50m for Sewa, 40+40 for Waanje and 45+65+50m for Moa Bridge respectively. Continuality means 'hyperstatic' type of bridge.

ALANET Identification Study dated May 2010 for the Sewa and Moa bridges recommended that "... *Once geotechnical data is to hand every effort should be made to produce a symmetrical layout, albeit that a central span longer than the side spans may be required. Additional pier foundation costs may be offset by reduced costs for standardized superstructure*".

Given the rivers cross sections, maximum water levels attained and span arrangements, DIWI was in full agreement with the BCEOM Conceptual design stage related to bridges, for the reasons stated below:

a. Continuous bridges are significantly cheaper as the moment/deformation distribution pattern calls for notably smaller superstructure dimensions. It also minimizes the number of expansion joints, which undoubtedly are weak points.

b. Composite bridges are made of factory prefabricated steel girders and fine tuning of steel girders during the detailed design stage is an advantage. Therefore, as the bridge is continuous, each span is designed to have its required cross section properties.

c. The proposed structure has constant depth main girders (although thickness of steel flanges vary along the spans as required), which allows the use of common construction techniques as incremental launching over its supports, using a launching nose.

d. Box girders are likely to be more economic where spans exceed 100m than plate girders with which flange sizes would be excessive. Fabrication costs are higher because the assembly/welding processes take longer and more shop space is needed. However, erection work is often reduced because box girders require little or no external bracing.

Open-topped trapezoidal and rectangular shaped box girders have been used efficiently, but provisions are needed to preserve stability during erection and for routine maintenance through their lifetime.

The most efficient system is therefore the one using steel plate girders. The design proceeded on a bridge composite superstructure system using two steel girders although the previous proposal called for a triple girder setup. Only the Moa bridge span arrangement was changed enlarging the central span from 65 to 75m, based on the accurate river cross section along the alignment obtained by the updated topographical survey. The overall bridge length however remained the same.

3.2. Design Criteria

Earlier studies of the project road foreseen use of limit state design according to BS 5400, a British Standard for design and construction of steel, concrete and composite bridges use in highway and railway. The proposed design live load was HA Loading, and HB 37.5 loading.

For bridges, the major clients are public bodies and under European law they require designers to use Eurocodes from March 2010 for new contracts. Therefore the subsequent designs were carried out using Eurocodes. The Eurocodes are more comprehensive but there is no indication that the structure needs to be any heavier than if designed to BS 5400. This also has no implication on materials except for the reinforcement, where generally S500B was used.

In preliminary stages, to eliminate the need for painting weathering steel to BS EN 10025-5: 2004 was considered. Its use has spread worldwide, in Europe it is available as “structural steel with improved atmospheric corrosion resistance” and is a non-proprietary product. There are certain limitations for its use, where as an example a clearance of 2.5m above waters is required.

For the prevailing atmospheric conditions in the Project area and the cost induced, it was therefore considered economically more viable to use ordinary steel for manufacturing of bridge steel girders.

3.3. Design Live Loads

The different components of each structure have been designed to withstand the wheel live loads as per the EN 1991-2:2003, Chapter 4.3: Vertical loads - Characteristic values.

3.4. Characteristic Strength of Materials

Reinforcement mild and high tensile steel bars are of type 250 and 500MPa characteristic strength respectively, with Young's Modulus of 200 GPa.

Concrete for mass and blinding is of C12/15 Class type as per BS EN 1992-1-1. All other parts of the: Substructure (foundations, abutments, retaining walls and concrete pads); Superstructure; Diaphragm cross beams & in-situ and/or precast RC beams; In-situ RC deck slab, and Fittings (kerbs, concrete

slab at sidewalks, parapets etc.)are of C25/30 Class type. The Young's Modulus for short and long terms is taken as 28 and 14 GPa correspondingly.

Structural steels are taken to be: for Flanges Grade S355-355 (MPa) as per BS EN ISO 10113, for webs Grade 355 and for shear connectors S355 quality J2G3 as per BS EN 10025.

3.5. Alignments and Span Arrangements

The horizontal alignments are straight and the bridges cross the Sewa, Waanje and Moa rivers under angle of 100 grades. The longitudinal sections represent a 0.5% sloped straight line. This very simple profile accommodates conventional techniques of launching steel girders and constructing cast in-situ reinforced concrete deck slabs. Both traffic lanes 2 x 3.6m wide have outward cross fall of 3.0%.The overall bridges width is 10.8m.

The three bridges to be built over the Sewa, Waanje and Moa rivers are of two girders continuous composite superstructure and have medium size spans, supported on abutments and piers on shallow foundations.

The bridge over the Sewa River comprises four medium size spans measuring: 50m-58m-65m-50m. The bridge deck has an overall length of 224.5 meters. The Waanje Bridge has two spans of 40mand has an overall length of 81.5 meters. The Moa Bridge includes three medium size spans measuring: 42.5m-75m-42.5m. The overall length of bridge deck is 161.5 meters.

3.6. Superstructure Details

The bridge deck is 10.8 meters wide. The slab has variable thickness of 0.25m at the cantilever ends, 0.45m approaching the girder-borne gusset and 0.35m halfway across the span width.

The overall height of steel girders is taken equal to 3.2m (1/23.4 slenderness ratio) for the Moa, 2.8m(1/23.2 slenderness ratio) for the Sewa and 2.2m (1/18.2 slenderness ratio) for the Waanje river bridges respectively. The girders centre distance is fixed at 7.0 meters with cantilevers measuring 1.9m each. The girder bracing is formed by crossbeams spaced out at 6.2 to 6.5m on average.

Composite action is developed by the transfer of horizontal shear forces between the concrete deck and the steel girders via shear studs welded to the steel girders.

The water from the bridge deck is drained away through gullies and drain pipes.

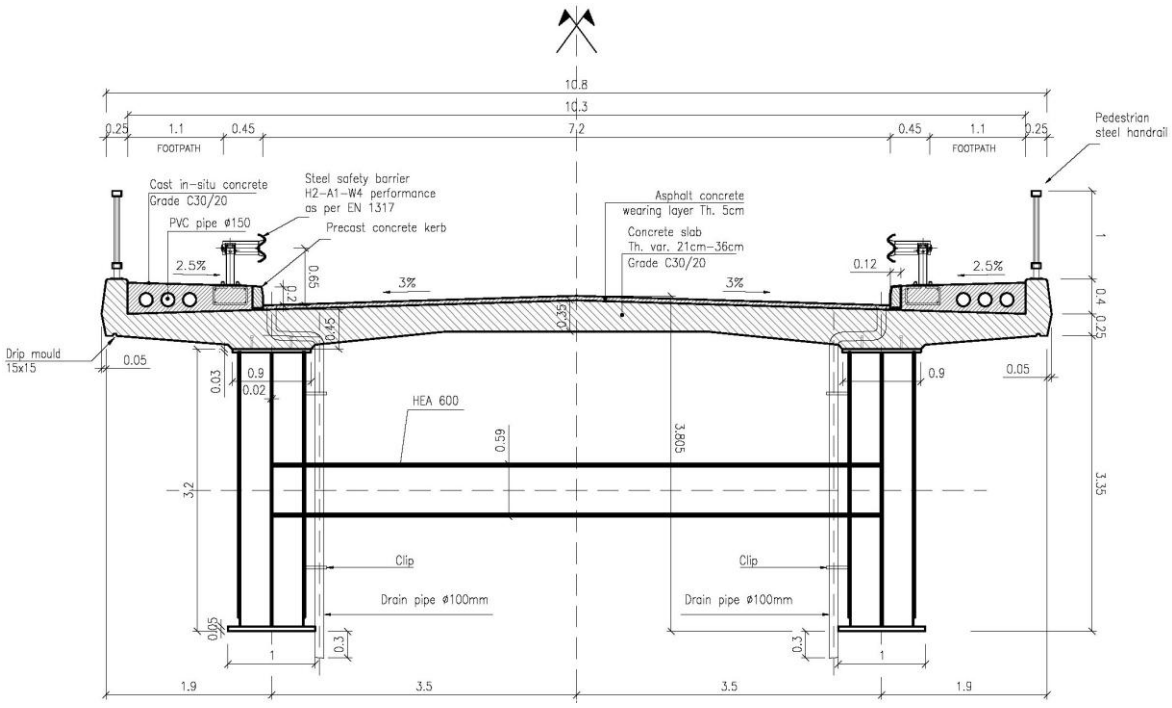


Figure 5. Cross Section of the Moa River Bridge

3.7. Substructure Details

Spread footings embedded in bedrock were considered for the piers. Most of the foundations will be carried out on dry, during the dry season. Only one pier at Waanje and one at Moa bridges will require cofferdams during the construction as their foundations lay some 6 and 7.2m below the dry season river water levels.

A hard stratum on 2.45m below Abutment 1 of the Moa Bridge and massive strong rock found on 3m under Abutment 2 allow use of abutments designed on shallow spread foundations. The Abutment 2 of Sewa and both abutments of Waanje bridges are of same type to those adopted for the Moa Bridge. Only Abutment 1 at the Sewa Bridge is foreseen as spread footing founded on some 4.5m above the bedrock.

Abutments are positioned straight and perpendicular to the streamline and have 100 grades skew angle to minimise the water flow disturbance and occurrence of scour. The wing walls at all abutments are carried out as straight return walls with variable height and are monolithic with the abutting part. Approach slabs of 5m in length are provided at each end of the structures to prevent the differential settlement of fill. Approach slabs are supported on the bracket taken out from the ballast wall.

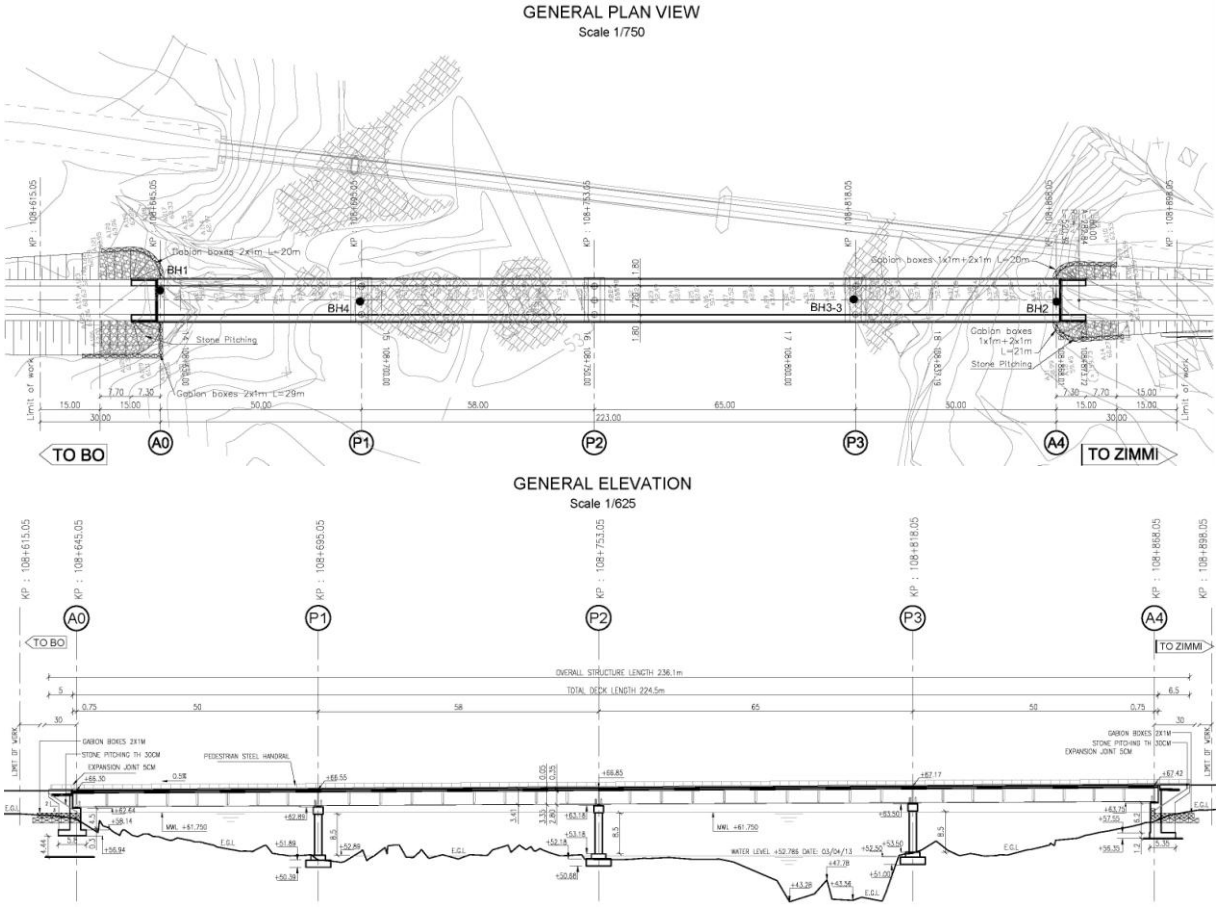


Figure 6. Plan View and Longitudinal Section of the Sewa River Bridge

3.8. Miscellaneous Details

Medium roadway expansion joints allowing 80mm movement for the Sewa and Moa bridges and 60mm type for the Waanje River Bridge (including sections extending over sidewalks) are provided on each bridge superstructure end to allow the bridge to dilate freely.

In order to transfer the reactions from the bridge superstructure to the piers and abutments, pot bearings with different dimensions and capacities based on the vertical reactions determined by calculation are used. The pot bearings are placed over reinforced concrete pads. In order to be able to replace the pot bearings in the future, the heads of abutments have also been equipped with additional reinforced concrete pads for jacking.

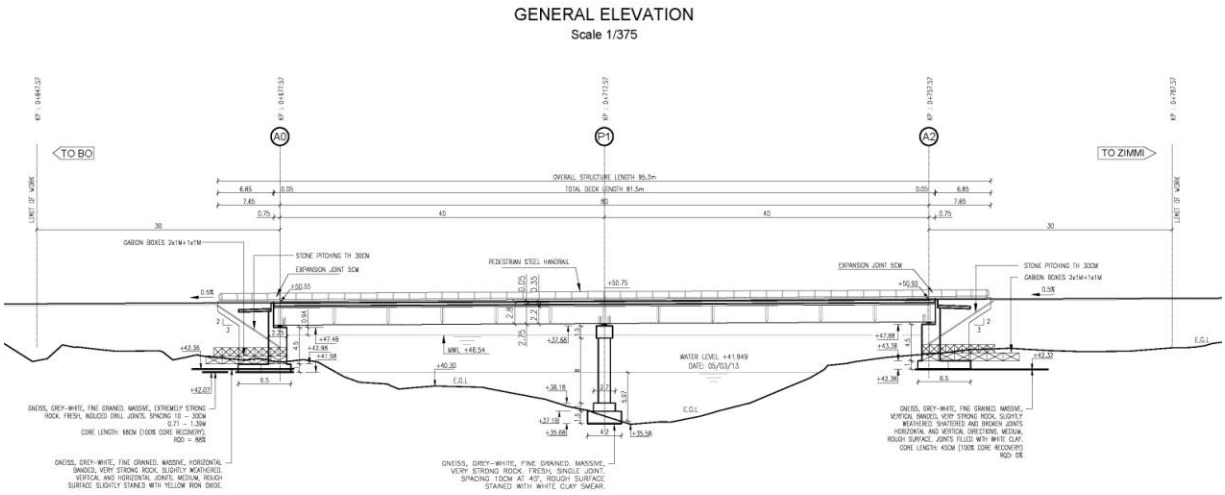


Figure 7. Longitudinal Section of the Waanje River Bridge

4. METHOD OF CONSTRUCTION FOR THE NEW MAJOR RIVER BRIDGES

The proposed method of construction for the three major river bridges is given as follows:

- Construction of piers foundations by embedding into the bedrock under shallow water by means of building cofferdams for piers in deep waters, including: - Sealing of the cofferdams in contact with bedrock with mass concrete poured from outside. Sealing by concrete can be dealt with by divers; - Pumping dry the cofferdams for subsequent excavation in rock and placing the structural concrete and reinforcement (PVC foil 1mm thick may be used to wrap the cofferdam in order to reduce to minimum the ingress of water); - Construction of pier foundations, columns and capping beams in a conventional manner (when a pier is completed, the steel cofferdam is removed).
- Construction of piers and abutments on dry;
- Preparation of a platform on the construction site for reassembling and launching of steel girders. The area of land, made available to the Contractor for building the platform, is intended to ease management, handling and reassembling operations;
- Reassembling the steel girders on the construction site. The length of the reconstituted girder will depends on the capacity of the lifting crane to be used by the Contractor on site;
- Launching the steel girder with either an appropriate lifting crane having sufficient capacity or by using a launching nose;
- Connecting the crossbeams to main girders on site by bolts or welding;
- Placing the assembled steel deck on temporary bearings;
- Cast in situ or placing of pre-cast deck slab on steel girders and keying;
- Placing the pot bearings on piers and abutments;
- Lowering the composite bridge deck onto piers by values as shown on the drawings and placing the bridge deck in its final position on the pot bearings;
- Construction of sidewalk and placing of fittings and expansion joints;
- Removal, transportation of debris and dump storing.

5. FINAL REMARKS

Comprehensive General and Particular specifications following the Bills of Quantities were prepared to allow the bidding contractors for fair pricing. Approval for issuing the tender documents was granted to the Consultant in April 2014. Three bidders in total, from Portugal, Italy and France have tendered for

the Project Component 1. The bids were in range of 22.5 to 26.8 million euros. Three more bidders from Portugal, Korea and Ghana have entered the bidding process for the roads part only, positioning their bids in the range from 53.3 to 80.0 million euros. The Client cancelled the tender in August 2015 due to certain administrative disagreements and it will soon be re-advertised and republished. The Consultant DIWI Germany will also supervise the execution of the works.

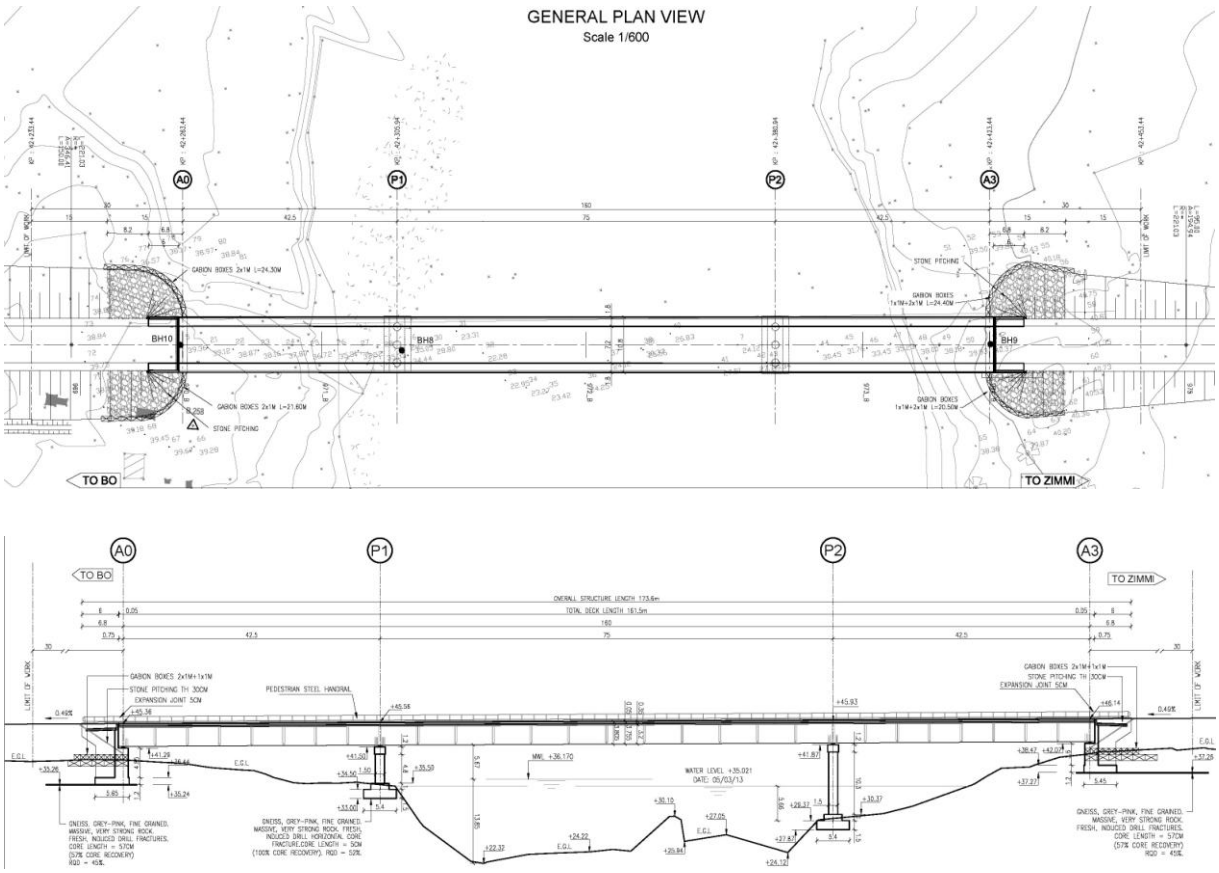


Figure 8. Plan View and Longitudinal Section of the Moa River Bridge

The remoteness of the project location and its surroundings where facilities as access to drinkable water, electricity, basic accommodation or telecommunications were not available at all caused great logistical exertion to the design team while being on site.

REFERENCES

[1] American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO], (1980), Guide for Bridge Maintenance Management, Washington, D.C.

[2] European Committee for Standardization, (1990 - 2014), Eurocodes EN 1990 – 1999, CEN, Brussels

[3] Great Britain Department for Transport, Highways Agency [1992-2014], Design Manual for Roads and Bridges [DMRB], Her Majesty's Stationary Office, UK

[4] Overseas Road Note 7 [ORN 7], (1988), Volume 1: A Guide to Bridge Inspection and Data Systems for District Engineers, Transport Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK

[5] Overseas Road Note 9 [ORN 9], (1992), A design manual for small bridges, 2nd Ed., Transport Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK

[6] Raina, V. K. (1996). Concrete Bridges: Inspection, Repair, Strengthening, Testing and Load Capacity Evaluation, 2nd Ed., Mc-Graw Hill

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

MA - 11

Zlatko ZAFIROVSKI[1]

PROBABILISTIC APPROACH FOR DEFINING ROCK MASS PROPERTIES IN STRESS – STRAIN ANALYSIS IN TUNNELING

SUMMARY

Predicting the mechanical behavior of rock masses due to their complex properties and conditions is an extremely complex task. So, when defining their physical-mechanical properties a comprehensive approach is required, using the appropriate scientific methods. The principle of the method "interaction of rock and tunnel lining support", widely used for designing tunnel constructions is presented in this paper. The reaction curve of the rock which shows the connection between the pressure of the tunnel lining support and the tunnel convergence, as the tunnel deformation versus the strength ratio of the rock mass and the local exerting is being considered. These analyses for the reaction curves of the tunnel lining support and the rock are made for a tunnel in Macedonia, using the software package ROCSUPPORT.

Keywords: tunnels, analysis, rock mass, RocSupport, tunnel lining support

Златко ЗАФИРОВСКИ[1]

ПРОБАБИЛИСТИЧКИ ПРИСТАП ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА КАРАКТЕРИСТИКИ НА КАРПЕСТИ МАСИ ПРИ СТАТИЧКА АНАЛИЗА НА ТУНЕЛИ

РЕЗИМЕ

Предвидувањето на механичкото однесување на карпестите маси, поради нивните сложени својства и состојби е исклучително комплексна задача. При дефинирање на нивните физичко - механички карактеристики потребен е сеопфатен пристап, користејќи соодветени научни методи. Во трудот се презентирани принципите на методот при анализа на интеракција кај системот карпеста маса – подградба на тунелска конструкција. Разгледувана е крива на реакција на карпата која го прикажува односот помеѓу притисокот од подградбата и тунелската конвергенција, како и тунелска деформација наспроти односот на јакост на карпеста маса и локалното напрегање. Сите анализи за криви на реакција на подградбата и карпата се направени за објекти во Р. Македонија, користејќи го програмскиот пакет ROCSUPPORT.

Клучни зборови: тунели, анализи, карпеста маса, RocSupport, тунелска подградба

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, zafirovski@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Although there are no clearly defined rules for tunnel support and lining design at the present time, three general methods have emerged over recent years. These can be described as:

1) Closed form solution methods that are based upon the calculation of the extent of plastic failure in the rock mass surrounding an advancing tunnel and the support pressures required to control the extent of the plastic zone and the resulting tunnel deformation.
2) Numerical analysis of the progressive failure of the rock mass surrounding an advancing tunnel and of the interaction of temporary support and final lining with this failing rock mass.
3) Empirical methods based upon observations of tunnel deformation and the control of this deformation by installation of various support measures.

Each of these methods has advantages and disadvantages, and the optimum solution for the given tunnel design, may involve a combination of different methods, at different stages of the design. For example, a preliminary analysis of temporary support requirements could be carried out with RocSupport, and detailed final design, including plastic failure of the rock mass, and yielding support, can be carried out with Phase2.

2. THE USE OF THE SOFTWARE ROCSUPPORT IN ESTIMATING SUPPORTS IN WEAK ROCK MASSES

The analysis method used in RocSupport is often referred to as “rock support interaction” or “convergence-confinement” analysis. This analysis method is based on the concept of a “ground reaction curve” or “characteristic line”, obtained from the analytical solution for a circular tunnel in an elasto-plastic rock mass under a hydrostatic stress field.

2. 1 Applicability of Method

The main assumptions in the analysis method are as follows:

- tunnel is circular
- in-situ stress field is hydrostatic (i.e. equal stress in all directions)
- rock mass is isotropic and homogeneous. Failure is not controlled by major structural discontinuities.
- support response is elastic-perfectly plastic
- support is modeled as an equivalent uniform internal pressure around the entire circumference of the circular tunnel.

This last assumption in particular (that support is uniform around the entire circumference of the tunnel), should be carefully considered by the user, when comparing actual tunnel behavior, and calculated results using RocSupport.

The assumption of uniform support pressure implies that:

- shotcrete and concrete linings are closed rings
- steel sets are complete circles
- mechanically anchored rock bolts are installed in a regular pattern which completely surrounds the tunnel.

Because this will not usually be the case, actual support capacities will be lower, and deformations larger, than those assumed in RocSupport.

2. 2 Ground Reaction Curve

At the heart of the "rock support interaction" analysis method used in RocSupport, is the "ground reaction curve" or "characteristic line", which relates internal support pressure to tunnel wall convergence.

Assume that a circular tunnel of radius r_o is subjected to hydrostatic in-situ stress p_0 and a uniform internal support pressure p_i, as illustrated in the margin figure.

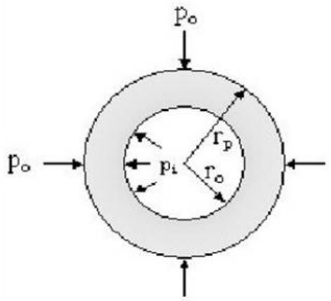


Figure 1. Plastic zone around the tunnel

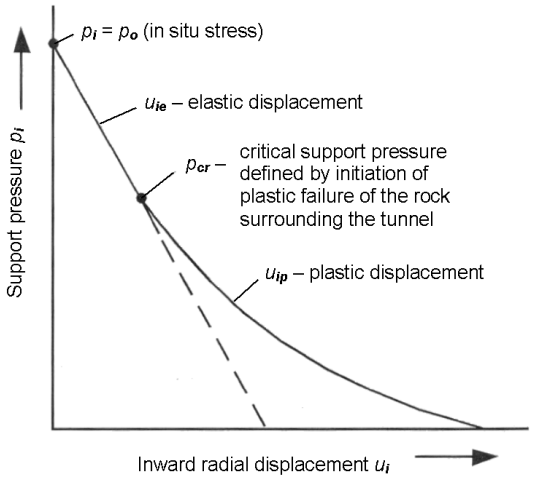


Figure 2. A typical ground reaction curve

Failure of the rock mass surrounding the tunnel occurs when the internal pressure provided by the tunnel lining is less than a critical support pressure p_{cr}. If the internal support pressure p_i is greater than the critical support pressure p_{cr}, no failure occurs, and the behavior of the rock mass surrounding the tunnel is elastic.

When the internal support pressure pi is less than the critical support pressure p_{cr}, failure occurs and a plastic zone of radius r_p is formed around the tunnel. A typical ground reaction curve is shown in Figure2.This plot shows:

- zero displacement when the support pressure equals the hydrostatic stress ($p_i = p_o$)
- elastic displacement u_{ie} for $p_o > p_i > p_{cr}$
- plastic displacement u_{ip} for $p_i < p_{cr}$

2. 3 Support Reaction

The support reaction is a function of three components:

1. The tunnel wall displacement that has occurred before the support is installed.
2. The stiffness of the support system.
3. The capacity of the support system.

Once the support has been installed and is in full and effective contact with the rock, the support starts to deform elastically as shown in Figure 3. The maximum elastic displacement which can be accommodated by the support system is u_{sm} and the maximum support pressure p_{sm} is defined by the yield of the support system.

Equilibrium is achieved if the support reaction curve intersects the rock mass displacement curve before either of these curves have progressed too far. If the support is installed too late (i.e. u_{so} is large in Figure3), the rock mass may have already deformed to the extent that loosening of the failed material is irreversible. On the other hand, if the capacity of the support is inadequate (i.e. p_{sm} is low in Figure3), then yield of the support may occur before the rock mass deformation

curve is intersected. In either of these cases the support system will be ineffective, since the equilibrium condition, illustrated in Figure3, will not have been achieved.

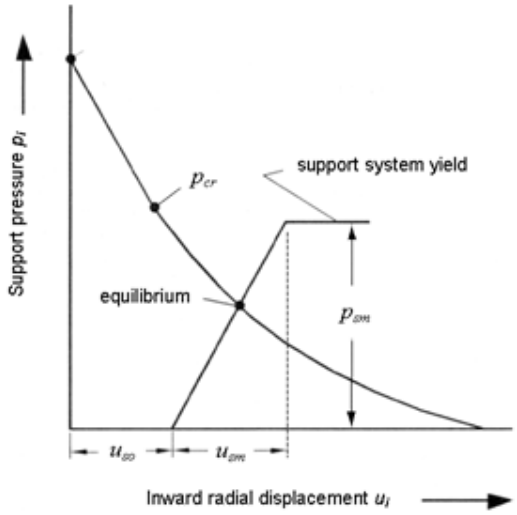


Figure 3. Response of support system to tunnel wall displacement, resulting in establishment of equilibrium

2. 4 Factor of safety for the support

The definition of the Factor of Safety in RocSupport is as follows:

- A Factor of Safety GREATER THAN 1 is calculated as shown in Figure4. In this case the Factor of Safety is simply the ratio of the Maximum Support Pressure psm to the Equilibrium Pressure peq (the pressure at the intersection point of the Ground Reaction and Support Reaction curves). Figure4-a.
- A Factor of Safety LESS THAN 1(Fs<1) is calculated as shown in Figure4-b. This occurs when the Ground Reaction curve intersects the Support Reaction curve after the elastic limit of the support has been exceeded. A "projected" equilibrium pressure p'eq is calculated by projecting the elastic support reaction curve until it intersects the Ground Reaction curve, and this value is used in the denominator of the Factor of Safety equation.

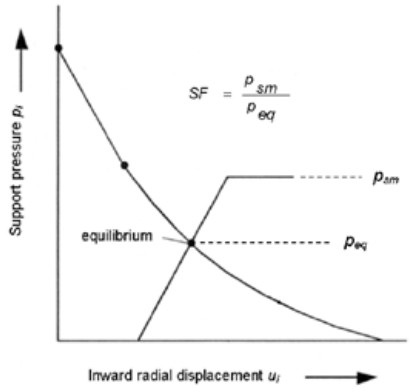


Figure 4-a Factor of safety Fs>1

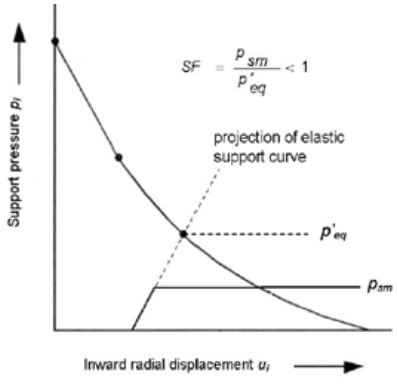


Figure 4-b Factor of safety Fs<1

3. ANALYSIS OF INTERACTION FOR ROAD TUNNEL

The deterministic technique is shown by the example of the express road tunnel Raec-Drenovo for two distinctive zones of rock masses. In the zones are present limestone whose thickness is 1-5 meters, and in some places more. The RMR parameter in this area is about 40 points.

If primary support is used:

– shotcrete d=20cm, concrete grade -25;

– Steel sets Pantex, h=130cm, 2 ∅26+1 ∅34mm, G=17.5kg/m';

– SN Rockbolts ∅25mm, L=4.0m, al/ac=2.0/1.5m.

As can be seen, the picture shows the following data:

– The radius of the plastic zone (without support) is 5.5m;

– The final tunnel convergence is 0.19%.

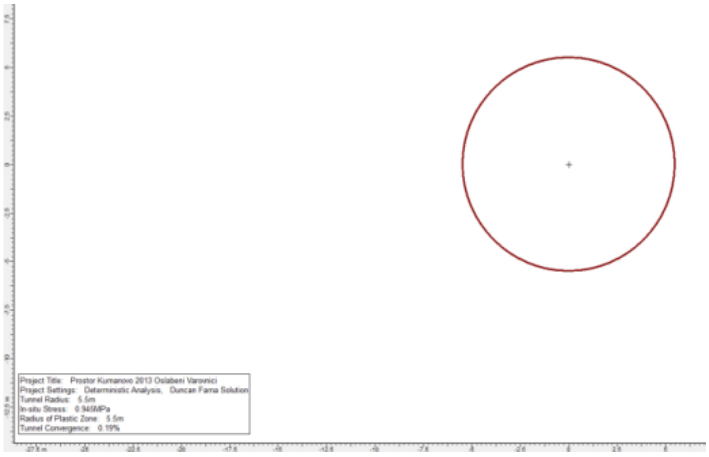


Figure 5. There is plasticity of the rock mass (original results from software)

Unsupported tunnel convergence of 0.19%, shows us the necessity of using shotcrete and rock bolts support.

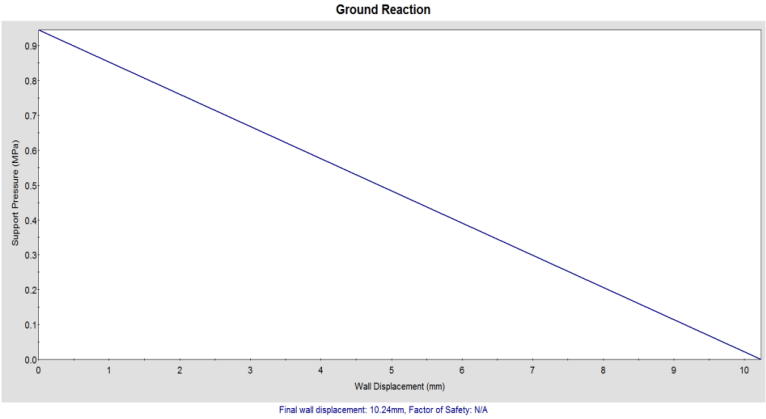


Figure 6. Rock reaction curve (original results from the software)

The image shows that we have a linear relationship deformation/bearing of the support, which means that the tunnel is in a state of elastic stresses and no problems are expected in its emergence. The possibility of relegation of potential unstable blocks which could be formed by cutting in the systematic cracks in the area of excavation will be stabilized with primary support of shotcrete, rock bolts and steel sets.

The following should be noted for the reaction curve of the support:

– Origin of the support reaction curve on the horizontal axis (tunnel convergence) is determined by the distance of the tunnel face depending on the longitudinal deformation profile;

– Slope of the elastic part of the support reaction curve is equal to the maximum pressure on the support;

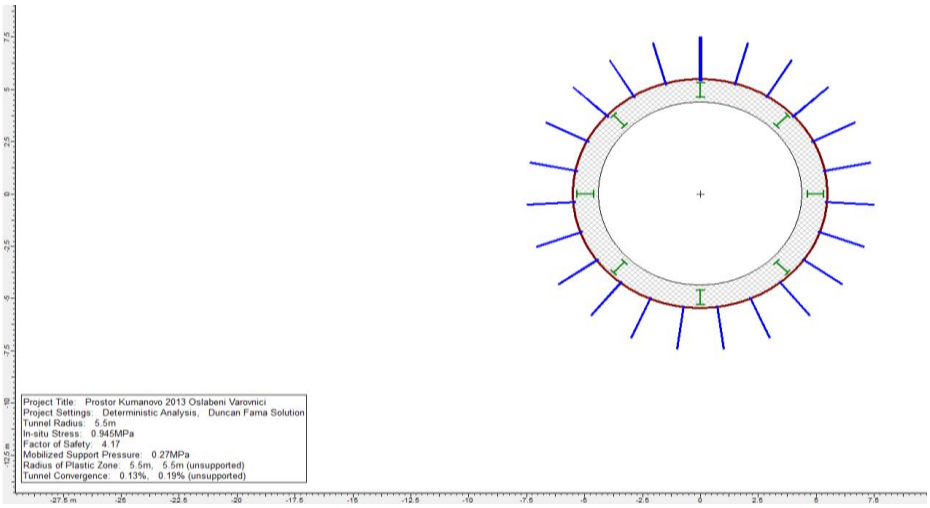


Figure 7. Analysis of the tunnel with support (original results from software)

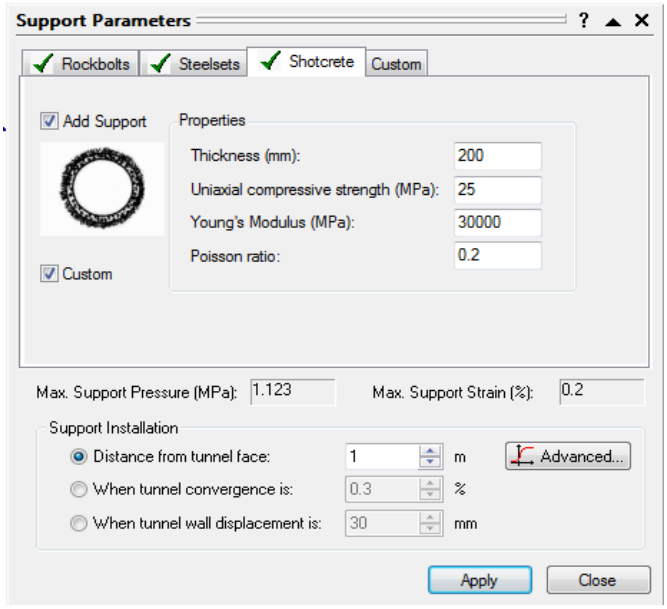


Figure 8. Input parameters of the rock (window where we input the parameters for the tunnel)

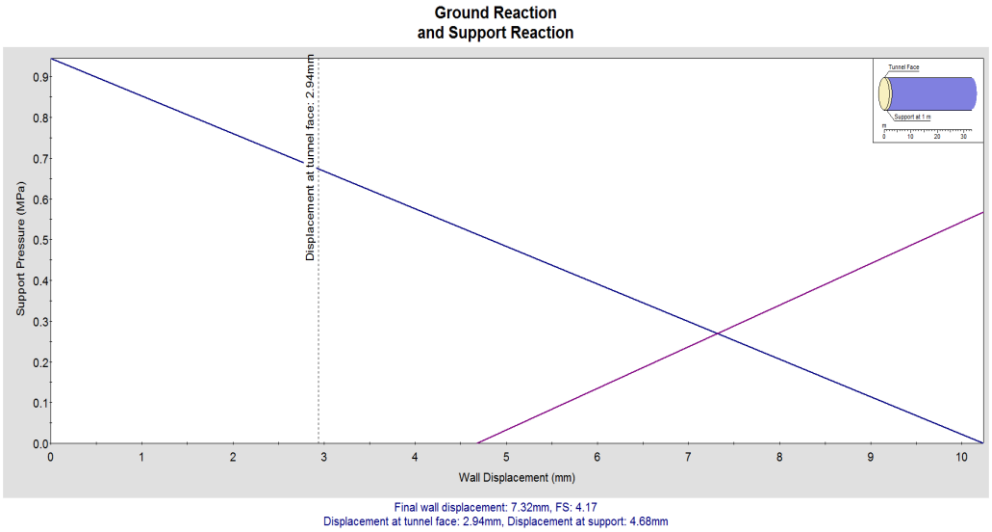


Figure 9. Reaction curves for the rock and support (original results from the software)

The intersection of the two curves determines the portable pressure of the support, the final tunnel convergence and the radius of the plastic zone.

It may be noted that the support of shotcrete has little effect on the radius of the plastic zone, the tunnel convergence and the mobilized pressure on the support, and great effect on the safety factor.

This is because the capacity of the shotcrete support moves the intersection point between the curves from the two reactions from the rock and the support, where this values are obtained.

It should be noted that the strength used is for 28 days old concrete. The strength of the shotcrete in the beginning is significantly lower than the one after 28 days and it must be noted that the actual combined factor of safety changes during the hardening (aging) of the concrete.

The rock bolt support does not reduce the radius of the plastic zone. Although the length of the rock bolts is not included in the RocSupport calculations (because the support is calculated as the equivalent of the internal pressure), the radius of the plastic zone gives an indication of the rock bolts length for effective support. For the rock bolts to be effective, they must be anchored in the uninterrupted rock. That means they should extend behind the plastic zone.

4. CONCLUSIONS

The RocSupport software package in which the method "rock support interaction" is implemented, represents a very effective and simple tool to assess tunnel convergence and the size of the plastic zone. These indicators on the other side are very important to assess the stability of the tunnel and the type of the support to be applied to ensure the necessary safety of the staff and tunnel machines. Certainly, the theoretical assumptions should be taken into account when using the software, and if they are not fully satisfied the results should be carefully analyzed and approved.

REFERENCES

[1] RocSupport - Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock - Tutorial Manual, (2000–2009) Rocscience Inc

[2] Carranza-Torres, C. (2004). Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek–Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium, edited by J.A. Hudson and Xia-Ting Feng, Volume 41, Issue 3

[3] Carranza-Torres C., Fairhurst C. (1999). The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36, pp.777-809

[4] Hoek, E. (1998). Tunnel support in weak rock. Proc. Regional Symp. on Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan, Nov 20-22, pp 1-12

[5] Hoek, E. (1999a). Personal Communication

[6] Hoek, E. (1999b). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. Proc. International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia, 14-19 March

[7] Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering, an ongoing set of notes, 1998-2007.Available from the Rocscience web site: www.rocscience.com

[8] Hoek, E. and Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing. Tunnels and Tunnelling International. Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000

[9] Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 2002. pp. 267-271

[10] Zafirovski Z. Probabilistic approach for defining rock mass properties in stress – strain analysis in tunneling, Doctoral dissertation 2014

[11] Jovanovski M., Krvavac-spago A., Peshevski I., Range of Engineering-geological properties for some carbonate rock complexes from Balkan Peninsula, Geologica Macedonica, Vol.24, No.1, pp.23-30, ISSN 0352-1206, 2010

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 1

Dubravka BJEGOVIĆ[1]

MATERIALS FOR NEW TYPES AND TECHNOLOGIES OF CONCRETE

SUMMARY

Concrete as the most used material in the construction industry can be with proper preparation, construction and use say that will meet the requirements of sustainable construction. Concrete is product, which produce locally and with short transport routes, which means acceptable to extract the CO_2 and energy consumption and in its composition can be used alternative materials to replace cement, mostly by-products of industry because development of concrete technology brings new alternative solutions from production to installation and curing of concrete. This paper presents an overview of the use of alternative materials as cement replacement and / or concrete additive.

Keywords: concrete, alternative materials

Дубравка БЈЕГОВИЌ[1]

МАТЕРИЈАЛИ ЗА НОВИ ВИДОВИ И ТЕХНОЛОГИИ НА БЕТОН

РЕЗИМЕ

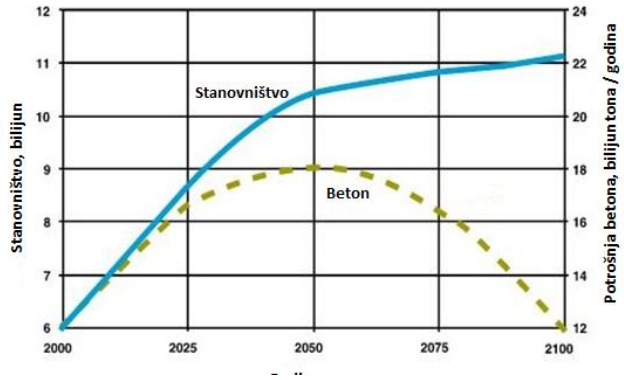
Бетонот како најчесто користен материјал во градежништвото со соодветна подготовка, вградување и нега може да го продолжи векот на конструкцијата. Бетон се произведува локално и се транспортира до блиски локации, што значи прифатливо испуштање на CO_2 и потрошувачка на енергија. Во неговиот состав може да се користат и алтернативни материјали како замена за цемент, главно индустриски нуспроизводи, бидејќи развојот на технологијата на бетонот носи нови алтернативни решенија, од производство до вградување и нега на бетонот. Овој труд претставува преглед на алтернативни материјали за замена на цемент и/или бетонски адитиви.

Клучни зборови: бетон, алтернативни материјали

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, Department of Materials, University of Zagreb, Croatia, dubravka@grad.hr

1. UVOD

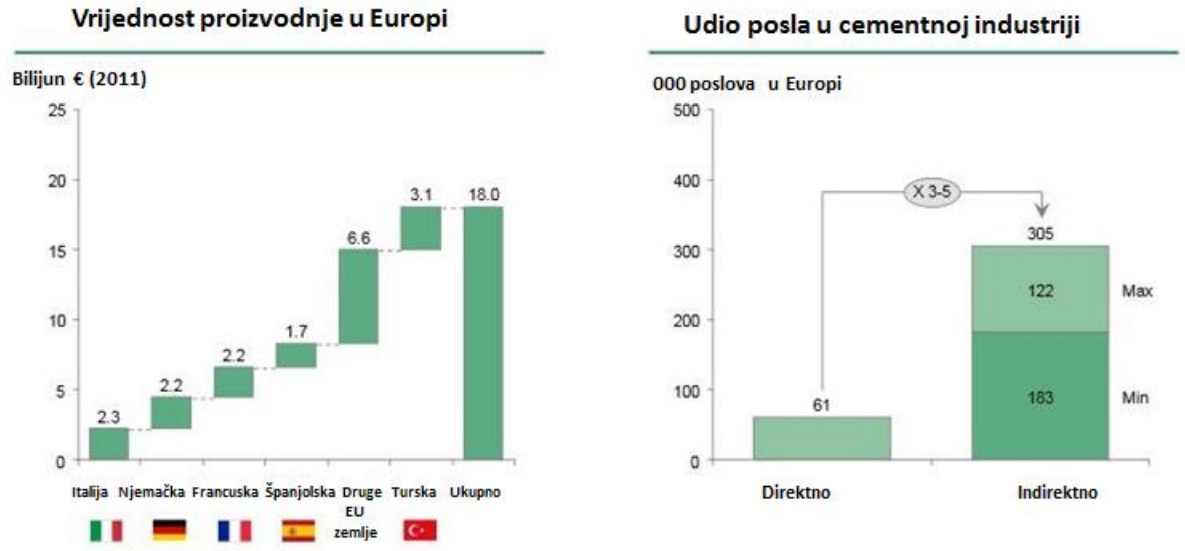
Beton kao najviše upotrebljavani materijal na svijetu i industrija betona moraju biti sposobne odgovoriti izazovima rasta populacije (150.000 novih stanovnika na dan/globalno) i shodno tome potrebama za građevinama i građevnim materijalima, Slika 1., (1), što ima utjecaja na globalno zatopljenje tako da zahtjevi održivog razvoja, Slika 2., (2), kako na nivou samog materijala i proizvodnje tako i njegovih svojstava u konstrukciji postaju primarni zahtjevi.



Slika 1.Predviđanja rasta populacije i primjena betona u svijetu (1)

Slika 2. Zahtjevi održivog razvoja

Beton kao materijal zahtjevima održive gradnje i izazovima klimatskih promjena udovoljava već danas i to sva tri zahtjeva iz Slike 2. Ekonomski nivo udovoljava kroz to što je beton jedini materijal sposoban odgovoriti izazovima demografskog rasta. On također predstavlja 10% svjetskog BND i 28% ukupnog svjetskog platnog prometa. U Europi npr. proizvodnja cementa zapošljava oko 61 000 obrazovanog kadra (3) i oko 3-5 puta indirektnih zaposlenika, što ukupno čini od 245000 – 365 000 uposlenih. Nadalje, procjenjuje se da više od 305 000 ljudi radi u proizvodnji betona, Slika 3.



Slika 3. Doprinos proizvodnji i uspostavi radnih mjesta u industriji cementa Europe (3)

Socijalnoj komponenti, standardu življenja i sigurnosti također udovoljava jer je prema reakciji na požar beton nezapaljiv i negoriv materijal, dobre otpornosti u potresu, te dobrih trajnosnih, akustičnih i termalnih izolacijskih svojstava, te ne emitira toksične komponente u okoliš, što ga sve svrstava u kategoriju održivih materijala s niskom cijenom održavanja. Beton se proizvodi lokalno uz kratke transportne putove što znači prihvatljivo izdvajanje CO_2 i potrošnju energije, u njegovom sastavu mogu se koristiti alternativni materijali, većinom nusproizvodi industrije, kao zamjena cementu, a

razvoj tehnologije donosi nova alternativna rješenja od proizvodnje do ugradbe i njege betona (4). U RH prema Zakonu o održivom gospodarenju otpadom (NN94/13), Člankom 14. nusproizvod (sekundarni materijali) je materijal za koji je osigurana daljnja uporaba materijala, te da se materijal može upotrijebiti izravno bez dodatne obrade. Određeni otpad prestaje biti otpad u smislu ovoga Zakona i članka 15. ako je prošao postupak oporabe, uključujući recikliranje i ako udovoljava posebnim kriterijima, a to su da se materijal uobičajeno koristi u posebne svrhe, da postoji tržište te da ispunjava tehničke zahtjeve za posebne svrhe i zadovoljava postojeće zakonodavstvo i norme koje važe za proizvode.

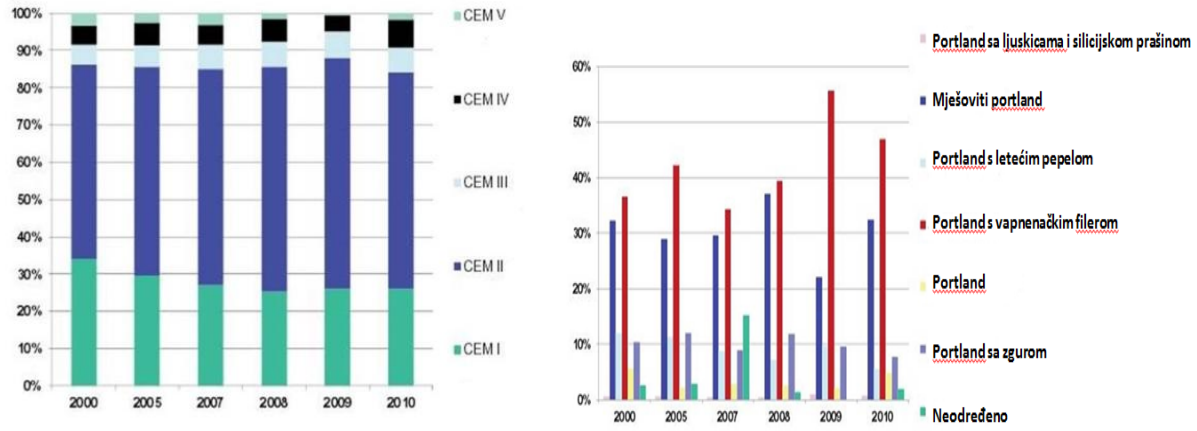
U ovom radu dan je pregled primjene alternativnih materijala kao zamjena cementu i/ili dodatak betonu.

2. ALTERNATIVNI MATERIJALI U BETONU

Alternativni materijali u betonu su pretežito industrijski nusprodukti u obliku fino usitnjenog materijala koji se dodaju kao djelomična zamjena cementu i/ili radi poboljšanja određenih svojstava i/ili za dobivanje nekih posebnih svojstava betona. Na Slici 4. su prikazani neki od alternativnih materijala koji se već naveliko upotrebljavaju u proizvodnji cementa.

Razvoj u području proizvodnje cementa ide u pravcu udovoljavanja zahtjeva održivog razvoja i to naročito ekološke komponente razvoja, znatno smanjujući sadržaj klinkera u cementu, nadomještavajući ga s dodatkom alternativnih materijala u procesu proizvodnje cementa. Najzastupljeniji alternativni materijal za sada je mljeveni vapnenac, Slika 4b.

a) b)



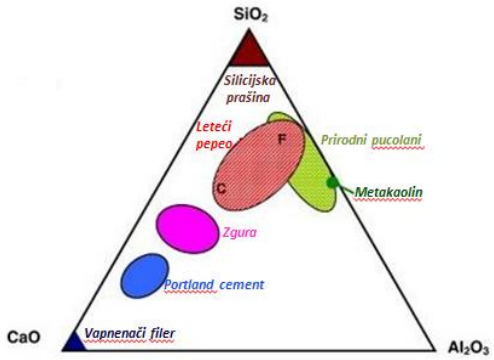
Slika 4. Proizvodnja cementa prema vrstama a) prema CEMBUREAU 2000 – 2010, b) podvrste za CEM II (5)

Alternativni materijali u betonu mogu djelovati učinkom punila, učinkom nukleusa i pucolanskom reakcijom. Kao punilo uglavnom djeluju oni materijali koji imaju veličine čestica manje nego čestice cementa. Efekt nukleacije očituje se u djelovanju na povećanje stupnja hidratacije, a pucolanska reakcija se odlikuje povećanjem CSH gela.

Alternativni materijali koji aktivno sudjeluju u procesu hidratacije cementa su granulirana zgura visokih peći i pucolani (4) od kojih se najviše primjenjuju industrijski nusproizvodi kao leteći pepeli, zgure, silicijska prašina i metakaolin, Slika 5., koji imaju u svom mineraloškom sastavu komponente koje ima i portland cement ali u drugim omjerima, Slika 6.

Dodavanje finih čestica poboljšava obradljivost betona smanjujući veličinu i količinu šupljina. Uporabom alternativnih materijala poboljšava se zona sučeljka u betonu čime se poboljšavaju i trajnosna svojstva betona.

Slika 5. Alternativni materijali, (od lijeva na desno) leteći pepeo-C, metakaolin, silicijska prašina, leteći pepeo-F, zgura i kalcinirane školjke (6)



Slika 6. $CaO–Al_2O_3–SiO_2$ dijagram (7)

2.1. Leteći pepeo

Leteći pepeo je fini prah dobiven izgaranjem ugljene prašine u termoelektranama, Slika 7. loženim na ugljen, koji je pomoću elektrostatskih filtarskih uređaja separiran iz otpadnih plinova. Leteći pepeo kao takav predstavlja materijal kojeg je potrebno zbrinuti.

a) b)

Slika 7. Termoelektrane a)TE Plomin, RH, b) Deponij termoelektrane „Nikola Tesla", RS

Ono što je Termoelektrani Plomin otpad, u Holcimu to koriste kao sirovinu u proizvodnji cementa. Holcim je od TE Plomin u proteklih deset godina preuzeo čak milijun tona otpada, odnosno leteći pepeo i gips, a što im je koristilo da poboljšaju svojstva cementa u procesu proizvodnje u cementari u Koromačnom u RH. Prema (8) cilj TE Plomin je nula deponiranih nusproizvoda. Recesija i pad tržišta građevinske industrije ne pridonose dostizanju toga cilja te je potrebno pokrenuti nove kanale za plasiranje i uporabu predmetnih materijala. Uz dobro definiranu zakonsku regulativu, kvalitetan proizvod, implementiranje sustave kontrole kvalitete u proizvodnji i transparentnim odnosima s kupcima moguće je u bliskoj budućnosti pronaći nove načine za zbrinjavanje ovih vrijednih materijala.

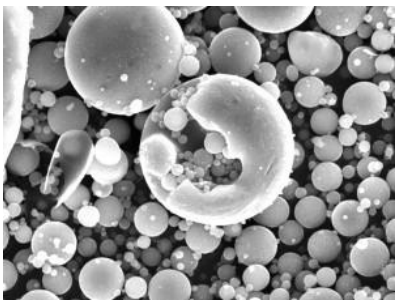
Proizvodnja pepela i šljake iz pepela u Srbiji iznosi oko 5,5 mili-ona tona godišnje, od čega se najviše proizvede u termoelektrani „Nikola Tesla A" u kojoj se koristi kolubarski lignit (9).

No, sagledavajući ukupne ekološke zahtjeve Europske unije pitanje je hoće li se danas raspoloživog materijala imati i u budućnosti? Prema istraživanju Fondacije "Mreža za promijene jugoistočne Evrope" (10) u zemljama Balkanske regije trebalo bi, zbog zastarjelosti i nezadovoljavanja standarda Evropske unije, da se obnovi ili zatvori 13 termoelektrana. U Hrvatskoj bi do 2020. trebalo zatvoriti samo jednu termoelektranu, Plomin, u Makedoniji dve - Oslomej i "Bitolj" i to u periodu između 2025. do 2030. godine, a isti rok ima i TE "Pljevlja" u Crnoj Gori. U periodu od 2025. do 2030. također treba obnoviti i/ili zatvoriti TE "Morava", "Kostolac|", "Nikola Tesla" i "Kolubara", dok je u TE "Kosovo" rok za zatvaranje tri bloka 2020. godina, a za preostala dva 2025. godina. U Bosni i Hercegovini u periodu od 2020. do 2025. godine to isto treba uraditi na četiri bloka TE "Tuzla", a do 2030. godine TE "Gacko", Ugljevik i "Kakanj". Energija je tema s kojom se svaka zemlja na putu eurointegracija

mora suočiti a ono o čemu trebaju zemlje regije svakako imati strategiju vezano je za emisiju štetnih plinova koje bi trebalo do 2050. smanjiti za 80%.

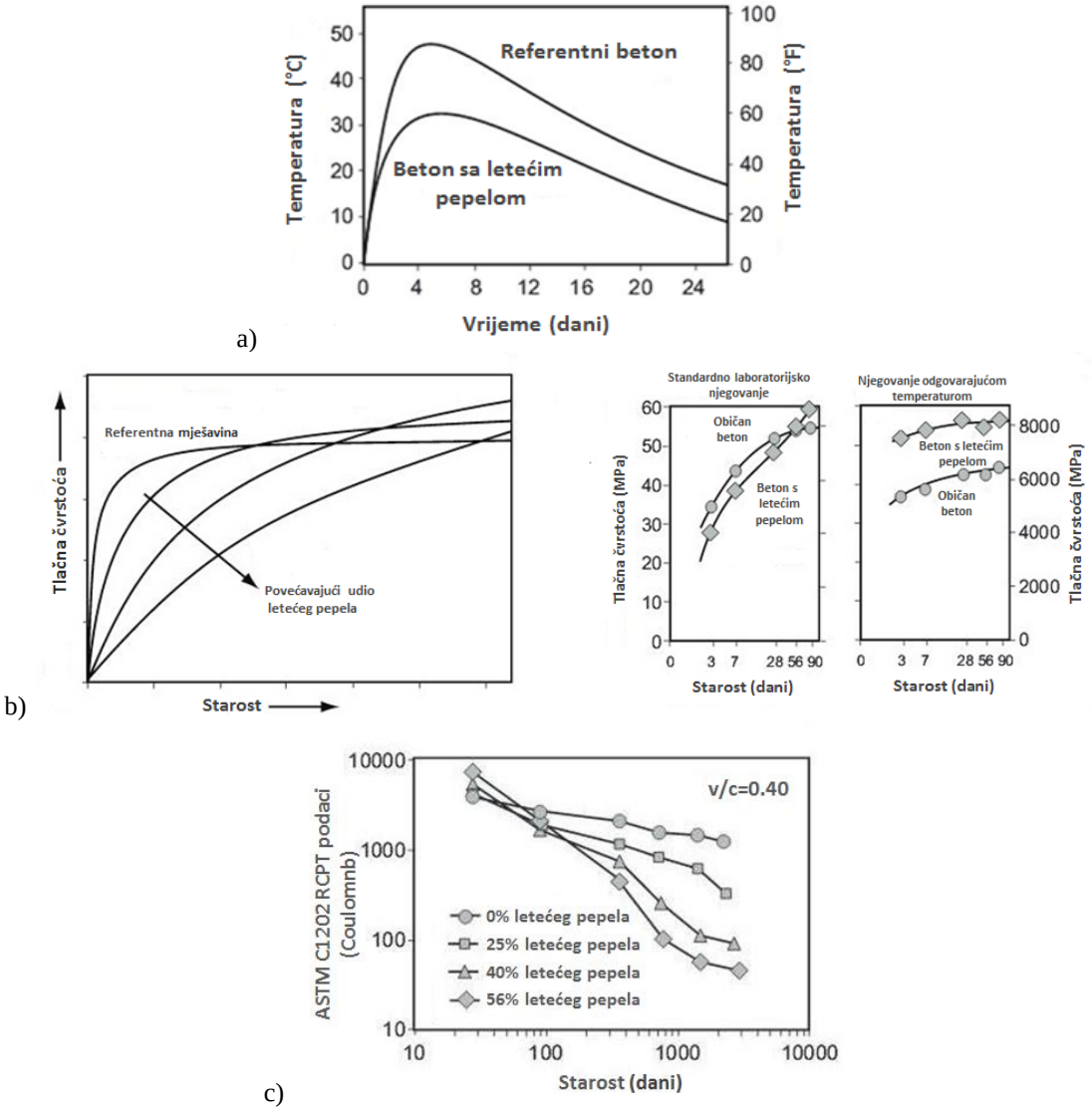
Čestice letećeg pepela mogu biti promjera manjeg od 1μm do približno 100 μm, Slika 8 i 9.

Slika 8. Izgled letećeg pepela (11)



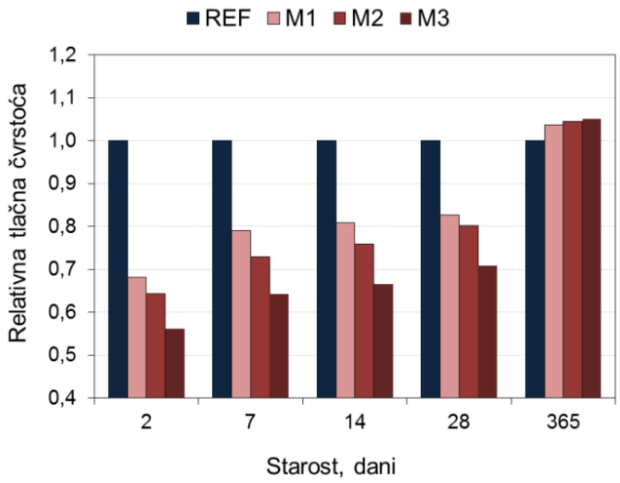
Slika 9. SEM snimka čestica letećeg pepela (12)

Leteći pepeo smanjuje potrebu za vodom u betonu i izdvajanje vode, poboljšava obradljivost, smanjuje propusnost betona i usporava oslobađanje topline hidratacije pa je povoljno korištenje ovog mineralnog dodatka kod masivnih betona (4, 13, 14).



Slika 10. Utjecaj letećeg pepela na svojstva betona (13)

Samozbijajući beton je vrsta betona koji tečenjem u potpunosti popunjava oplatu bez upotrebe vibracijskih uređaja. Leteći pepeo je vrlo učinkovit za povećanje kohezivnosti i smanjenje osjetljivosti na promjenu količine vode pa se mnogo upotrebljava pri izradi samozbijajućeg betona (14).



Slika 11. Tlačne čvrstoće samozbijajućeg betona s dodatkom letećeg pepela (15)

Pri tome treba naglasiti da zbog usporenog prirasta čvrstoće betona ne treba brinuti zbog smanjena početne čvrstoće, jer se već nakon 90 dana one izjednačavaju s referentnim betonom, a nakon godinu dana su i veće (15). Prednosti korištenja letećeg pepela u betonu su mala cijena i mala potrošnja energije, jer leteći pepeo nastaje kao nusproizvod.

2.2. Leteći pepeo elektrana na bio masu

Prema članku 3. Zakona o energiji (NN 68/2011, 177/2004, 152/2008 i 127/2010) biomasa je određena kao biorazgradivi dio proizvoda, ostataka i otpadaka od poljoprivrede (uključivo s biljnim i životinjskim tvarima), šumarstva i drvne industrije, kao i biorazgradivi dijelovi komunalnog i industrijskog otpada čije je energetsko korištenje dopušteno. Kao gorivo biomasa danas spada u obnovljive izvore energije koji imaju široku primjenu i pridonose zaštiti našega okoliša.

Strizivojna Hrast d.o.o. je slavonska tvrtka sa sjedištem u Strizivojni, Slika 12., koja se bavi proizvodnjom parketa, a ujedno je i prva tvrtka vlasnik privatne bioelektrane u Hrvatskoj. Elektrana vrijedna 15 milijuna eura je postrojenje na biomasu koja se sastoji uglavnom od ostataka drveta koje se koristi za proizvodnju parketa.

Slika 12 Prva privatna bioenergana u RH (16)

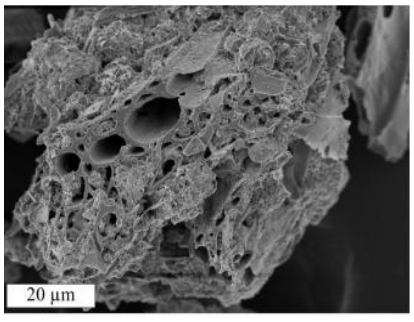
a) b) c)

Slika 13 Šumske bio mase, a) ostaci iz šuma, b) ostaci iz drvoprerađivačke industrije, c) drveni briketi

Šumske bio mase su većinom osnovna sirovina za termoelektranu na biomasu, Slika 13. Najčešći izvori šumske biomase (17) koja se pretvara u energetski iskoristive oblik

- ostaci iz šuma (grane, krošnje, panjevina, ostaci od sječe stabala itd.)
- ostaci iz drvoprerađivačke industrije (kora, piljevina, blanjevina, sječka, briketi)
- energetski nasadi (brzorastući)
- drvni ostaci s odlagališta otpada.

Prednosti veće uporabe potencijala šumske biomase kao energenta su na prvom mjestu ekološke prednosti. Ekološka prednost biomase u odnosu na fosilna goriva je njena obnovljivost. Kod izgaranja drva emisija ugljičnog dioksida je neutralna jer drvo pri rastu potroši onoliko CO_2 koliko ga emitira pri izgaranju pa nema emisije sumpora. Gospodarske prednosti biomase iz šumarstva jesu smanjenje uvoza fosilnih energenata i platnog deficita, povećanje energetske neovisnosti i sigurnosti opskrbe energijom; Socijalne prednosti korištenja biomase mogućnost su otvaranja većeg broja novih radnih mjesta, što pridonosi ruralnom i lokalnom razvoju. Elektrane koje koriste šumsku biomasu kao gorivo su potencijalno važna opcija ne samo zbog zadovoljavanja potreba za energijom, već i zbog činjenice da pod određenim okolnostima uporaba šumske biomase povoljno djeluje na okoliš. Korištenjem šumske biomase u proizvodnji električne energije kao zamjena za fosilna goriva, znatno se smanjuje udio CO_2 u atmosferi jer šumska biomasa nastaje vezujući ugljik iz atmosfere za vrijeme procesa fotosinteze pri čemu nastaju drvo i kisik. Kvarcni pijesak je inertan materijal i koristi se za formiranje fluidizirajućeg sloja i kao nosač sječke u lebdećem sloju pri čemu dio kvarcnog pijeska pada na dno kotla ili kao fina prašina odlazi s dimnim plinovima. Pepeo je osnovni kruti otpad koji zaostaje nakon sagorijevanja drvene sječke, Slika 14. Pojavljuje se kao pepeo na dnu ložišta i leteći pepeo-prašina koja se odvaja na filtrima tijekom obrade dimnih plinova. Pepeo se kamion cisternama odvozi na zbrinjavanje.

a) b) 

Slika 14. Pepeo biomase, a) odlagalište pepla (18), b) SEM snimaka pepela biomase (19)

Veoma je malo istraživanja o utjecaju pepela iz bio mase na svojstva betona i treba naglasiti da su se intenzivirala tek u 21 stoljeću. *Rezultati u objavljenim radovima* (20-22) *ukazuju da je moguće postići i bolji pozitivan učinak primjenom ove vrste alternativnog materijala nego primjenom letećeg pepela iz ugljena*.

2.3. Zgura

Granulirana zgura visokih peći je otpadni produkt iz proizvodnje sirovog željeza, Slika 15.

a) b)

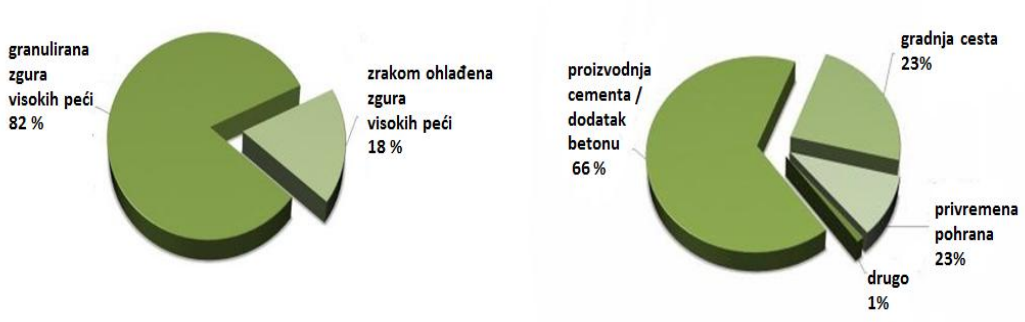
Slika 15 Zgura, a) fino mljevena zgura (23), b) sitna i krupna frakcija zgure kao agregata (24)

Uporaba granulirane fino mljevene zgure u proizvodnji cementa poznata je već više od 100 godina, a zgura kao zamjenska frakcija agregata za beton se istražuje i primjenjuje zadnjih nekoliko desetljeća. Razlog tome je ponovno u održivom razvoju gospodarstva. Naime iz industrije čelika se u svijetu godišnje treba odložiti cca 500 milijuna tona zgure (25, 26).

Prema podacima za 2008 godinu (27) u Europi se proizvede 46,9 milijuna tona zgure godišnje, a od toga se 87% ponovno upotrebi u građevinarstvu.

Prema podacima do 2009 godine (28, 29) zgura odložena blizu Siska u RH rasprostranjena je na ukupno 25 ha i mješovitog je sastava – kombinacija visokopećne zgure i zgure iz elektrolučnih peći. Količina odlaganog materijala na tom području procjenjuje se na 1,5 milijuna tona. Trenutačnu primjenu ova zgura nalazi u cestogradnji (kao stabilizacijski sloj) i u poljoprivredi (sitnije se frakcije rabe za poboljšavanje tla). Navedenoj količini zgure s odlagališta u Sisku treba pribrojiti i novonastalu količinu od 300.000 tona iz bivše proizvodnje bešavnih cijevi u Željezari Sisak koja se nalazi u krugu pogona. Zgura s odlagališta u Splitu podrijetlom je iz elektrolučnih peći i do sada nije pronašla područje primjene. Trenutačna količina te zgure procjenjuje se na 30.000 tona. Visoka cijena odlaganja ovog otpadnog materijala nameće potrebu za iznalaženjem uvijek novih područja primjene.

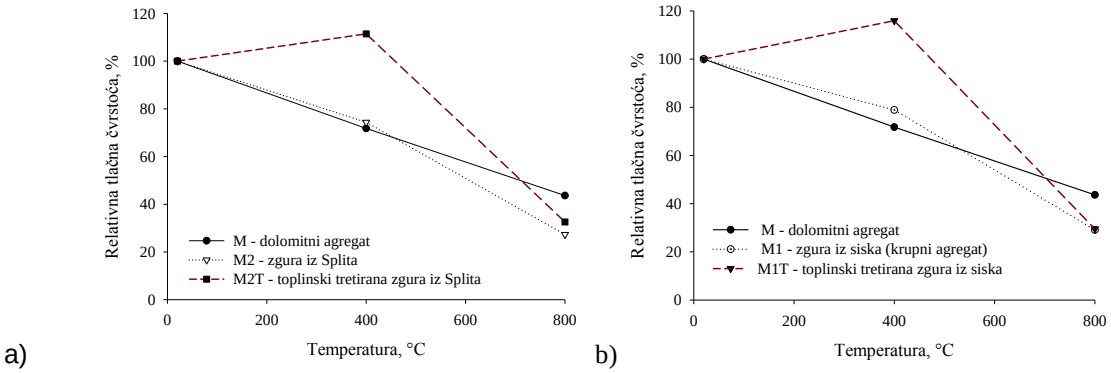
No, zgura ima široku primjenu u gospodarstvu razvijenih zemalja, kako je to prikazano na Slici 16. (30). Prema (30) u Europi je 2010. godine proizvedeno 23.5 milijuna tona visokopećne zgure, a primijenjeno 25.6 milijuna tona, što znači da je upotrijebljen i dio odložene zgure. Oko 66% upotrijebljeno je kao komponenta cementa i/ili betona, a cca 23 % kao agregat u cestogradnji.



Slika 16. Proizvodnja i primjena visokopećne zgure u Europi u 2010. godini (30)

Djelovanje granulirane zgure ovisi o količini s kojom je zamijenjen cement kako u pogledu svojstava u svježem stanju**,** tako i u pogledu svojstava očvrslog betona. Granulirana ***zgura u betonu poboljšava obradljivost i pumpabilnost betona, povećava čvrstoće, smanjuje toplinu hidratacije i propusnost, produljuje trajnost, povoljno utječe na čimbenike održivosti*** (4). Kao zamjena sitne frakcije agregata moguće je primijeniti i do 50 % zgure (31). Na području zamjene agregata visokopećnom zgurom u

betonu provode se opsežna istraživanja u svijetu. Na Slici 17. u radu (32) je pokazan pozitivan efekt zamjene dijela krupnog agregata zgurom na ponašanje betona u požaru.



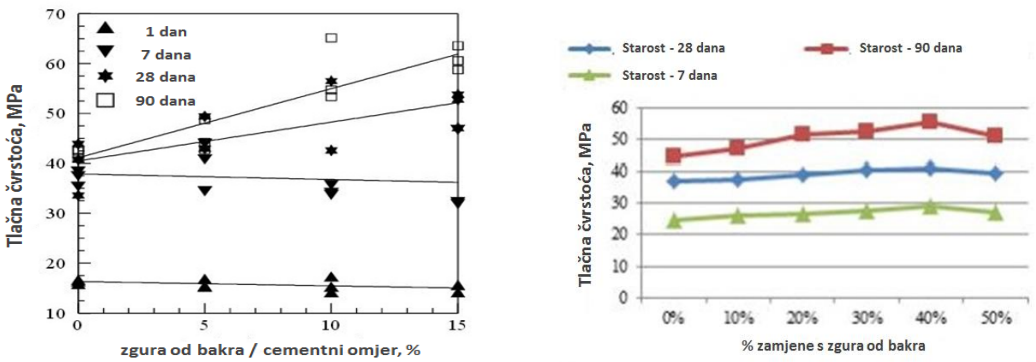
Slika 17. Ponašanje betona u požaru, a) dio agregata zamijenjen sa zgurom iz Splita, b) dio agregata zamijenjen sa zgurom iz Siska (32)

2.4. Zgura iz proizvodnje bakra

U užem okruženju države koje imaju eksploataciju bakra su Rumunjska, Srbija, Makedonija i nešto malo Albanija, dok u svijetu najveću proizvodnju imaju Čile, SAD, Peru i Kina. Najznačajnija nalazišta bakra u Srbiji su u okolini Bora i Majdanpeka. U okolici Bora odloženo je cca 23 000 000 t topioničke šljake (33). Izgled jednog odlagališta zgure od bakra prikazano je na Slici 18.

Slika 18 Odlagalište zgure od bakra, (33)

Prema istraživanjima u zadnja dva desetljeća zgura iz proizvodnje bakra mogla bi se upotrebljavati kao zamjena sitnog agregata pri čemu kod zamjene do 20% dolazi i do poboljšanja svojstava očvrslog morta i betona (35-43), a prema Slici 19 (44) moglo bi se ići sa zamjenama i do 40% sitne frakcije.



Slika 19. Utjecaj zamjene sitne frakcije agregata zgurom od bakra na tlačnu čvrstoću betona (43, 44)

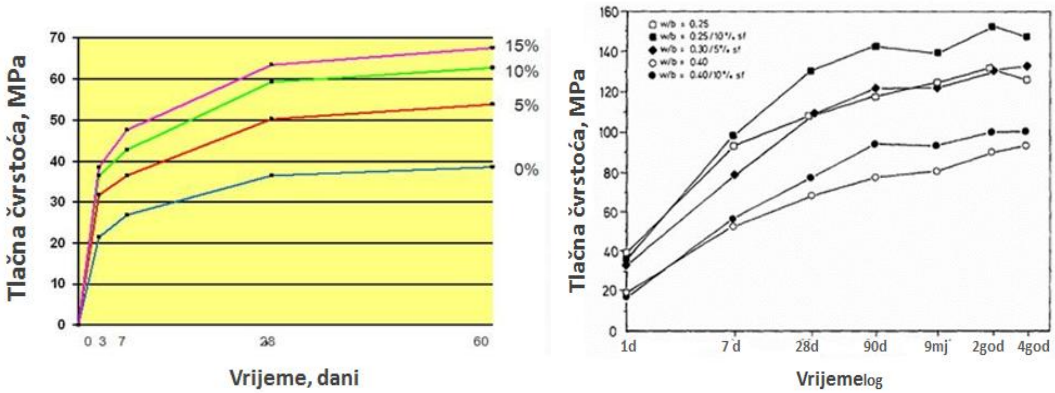
2.5. Silicijska prašina

Silicijska prašina je nusproizvod koji nastaje pri proizvodnji silicijskih i ferosilicijskih legura u elektrolučnim pećima, vrlo fine granulacije, od svjetlo do tamno sive boje, Slika 20.

Slika 20. Silicijska prašina (45)

Pojedinačne čestice silicijske prašine su vrlo male, 50–100 puta manje nego čestice cementa (4). Pri proizvodnji jedne tone ferosilicija nastaje 400-600 kg SiO_2 prašine tako da se u svijetu javlja godišnje oko 1.200.000 tona ovog otpadnog materijala (46). Veoma mnogo istraživanja se provodilo krajem prošlog stoljeća u području primijene silicijske prašine, pa su tako i istraživači iz Hrvatske bili među prvima koji su istraživali mogućnosti primijene silicijske prašine od proizvodnje tvornice ferolegura u Jajcu, BiH (47).

Silicijska prašina utječe na svojstva betona preko dva mehanizma: pucolanskim reakcijama i učinkom sitnih čestica. Pucolanskim reakcijama povećava se količina C-S-H gela, a sitne čestice doprinose poboljšanju obradljivosti i povećanju kohezivnosti te zapunjavaju unutrašnju strukturu, jer su znatno sitnije od čestica cementa. *Silicijska prašina utječe na povećanje čvrstoće,* Slika 21., *i smanjenje propusnosti betona. Obzirom na veliku specifičnu površinu, silicijska prašina utječe na povećanje potrebe za vodom pa se stoga preporučuje uvijek ju upotrebljavati u kombinaciji sa superplastifikatorom* (4, 47-49).



Slika 21. Utjecaj dodatka silicijske prašine na tlačnu čvrstoću betona (48, 49)

Doziranje silicijske prašine treba optimizirati, jer SiO_2 ulazi u vezu s kalcij hidroksidom $Ca(OH)_2$ što može utjecati na znatno smanjenje pH., Kako je upravo kalcij hidroksid bitan za bazičnost betona to njegovo prekomjerno vezivanje sa silicijskom prašinom može imati negativan efekt odnosno prouzročiti koroziju ugrađene armature u betonu. Upravo zbor tog efekta za armirani beton upotrebljavati max. do 10% silicijske prašine u beton na težinu cementa.

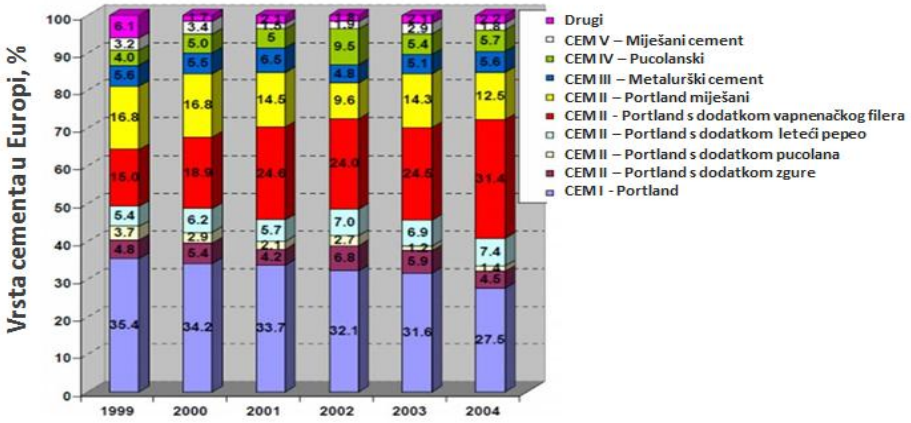
2.6. Vapnenački filer

Vapnenac je stijena koja sadrži najmanje 50% minerala kalcita (kalcijev karbonat, $CaCO_3$). U Hrvatskoj su mnoge planine (Kapela, Risnjak, Velebit, Dinara), priobalne dalmatinske planine i otoci građeni od vapnenca, što znači da sirovine ima koliko treba, Slika 22.

a) b)

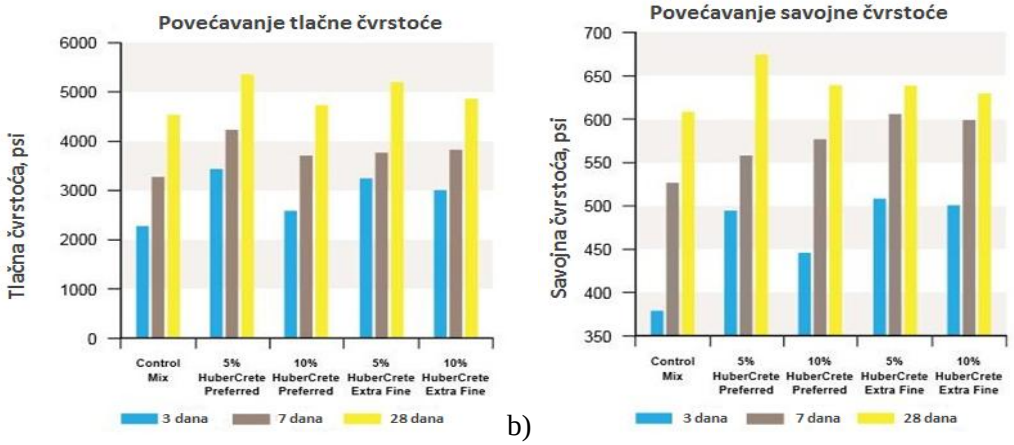
Slika 22. Vapnenac, a) vapnenački planinski masiv, b) mljeveni vapnenac

Primjena mljevenog vapnenca u proizvodnji cementa potječe iz Francuske prije cca tri desetljeća. Razlozi za to su uglavnom nedostatna količina raspoloživog letećeg pepela u Francuskoj koja se je u to vrijeme orijentirala na dobivanje električne energije iz nuklearnih energana. U Hrvatskoj su istraživači ponovno kao i u slučaju silicijske prašine, slijedili taj tren (50, 51). Zadnjih godina dolazi do intenziviranja primjene vapnenca kao dodatku samozbijajućem betonu u proizvodnji predgotovljenih elemenata u Nizozemskoj, a zemlje Belgija, Kanada, Njemačka, Italija, Poljska, Švedska i UK ga upotrebljavaju za spravljanje tzv. lako ugradljivog betona (52). Prema podacima (53) u Europi se u razdoblju od pet godina uporaba vapnenačkog filera udvostručila, Slika 23.



Slika 23. Prikaz proizvodnje cementa u Europi po vrstama cementa za razdoblje 1999 – 2004 godina (53)

Pozitivan utjecaj vapnenca kao alternativnog dodatka betonu na čvrstoće betona prikazan je na Slici 24. (54).



a) b)

Slika 24. Utjecaj vapnenca kao alternativnog materijala dodanog betonu, a) tlačna čvrstoća, b) čvrstoća na savijanje (54)

2.7. Crveni mulj

Craven mulj nastaje kao nusprodukt, ostatak u tehnološkom procesu prerade boksita Bayerovim postupkom proizvodnje glinice. Oko 77 milijuna opasnog crvenog mulja nastaje godišnje te ga navedeno čini jednog od najvećih problema odlaganja u rudarskoj industriji. U Europi, ali i u okruženju postoji nekoliko tvornica za preradu aluminija, pa shodno tome i njihova odlagališta, Slika 25 - 28. Lužina je glavna onečišćujuća tvar u tekućoj fazi zbog prisutnosti NaOH i KOH koje imaju svojstva opasnih tvari.

Slika 25. Odlagališta crvenog mulja, a) Kolantar, Mađarska, b) Dobro selo kod Mostara, BiH, c) Podgorica u Crnoj Gori

U Bosni i Hercegovini su dva odlagališta crvenog mulja. Jedno u Biraču kod Zvornika i drugo kod Mostara u Dobrom selu. Procjene su da se oko 10 miliona tona crvenog mulja nalazi uskladišteno na području Dobrog sela. Na dvije deponije Kombinata aluminija u Podgorici (KAP), Crna Gora, akumulirano je sedam miliona tona crvenog mulja.

Slika 26. Odlagalište crvenog mulja u Stade-u Njemačkoj

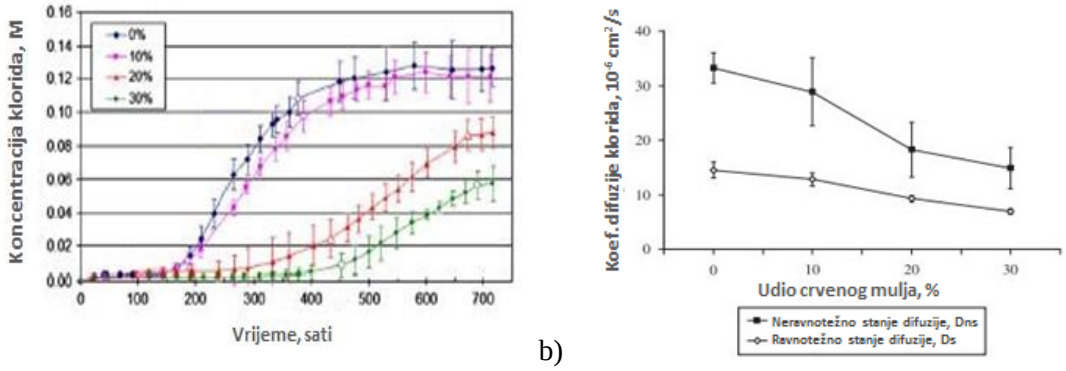
Slika 27. Odlagalište crvenog mulja u Grčkoj

Slika 28. Bazeni otpadnog mulja u Obrovcu

U Hrvatskoj više nema proizvodnje aluminija, a po prestanku proizvodnje u TGO na odlagalištu je ostalo 750 000 m3 crvenog mulja i 1 000 000 m3 otpadne lužine. Sada su bazeni s crvenim muljem u fazi sanacije. U malom bazenu je ostalo oko 35 tisuća prostornih metara crvenog mulja koji će se prekriti slojem nepropusne gline kamenom debljine dva metra. U velikom bazenu crveni je mulj

prekriven kamenom već oko dvije godine, u tijeku je samo još postupak isparavanja oko 300 tisuća prostornih metara lužine, što zavisi od količine kiša.

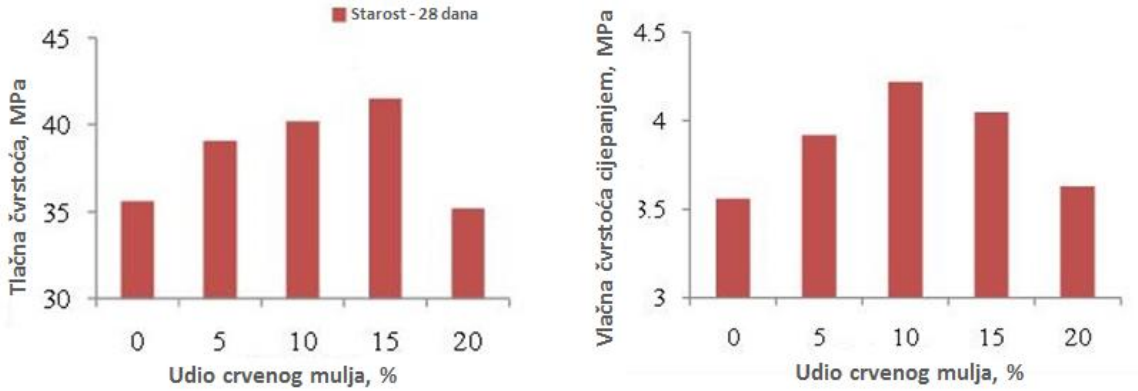
Crveni mulj nastaje prilikom proizvodnje aluminija i to u količini od oko 0,5 – 2,5 tone za proizvodnju 1 tone Al_2O_3. Oko 70% čestica crvenog mulja su veličine od 20 µm, mulj je uobičajeno bogat aluminijevim i željezovim oksidima te sama otopina ima izrazito veliku pH vrijednost. Istraživanja do sada provedena i dostupna iz literature pokazuju da dodavanje više od 20% crvenog mulja cementu značajno smanjuje toplinu hidratacije i u konačnici tlačnu čvrstoću [55, 56], ali istovremeno pozitivno djeluje na trajnosna svojstva betona, Slika 29. (57).



a) b)

Slika 29. Utjecaj crvenog mulja na prodor klorida u beton, a) koncentracija klorida u vremenu, b) koeficijent difuzije za različite količine crvenog mulja u betonu (57)

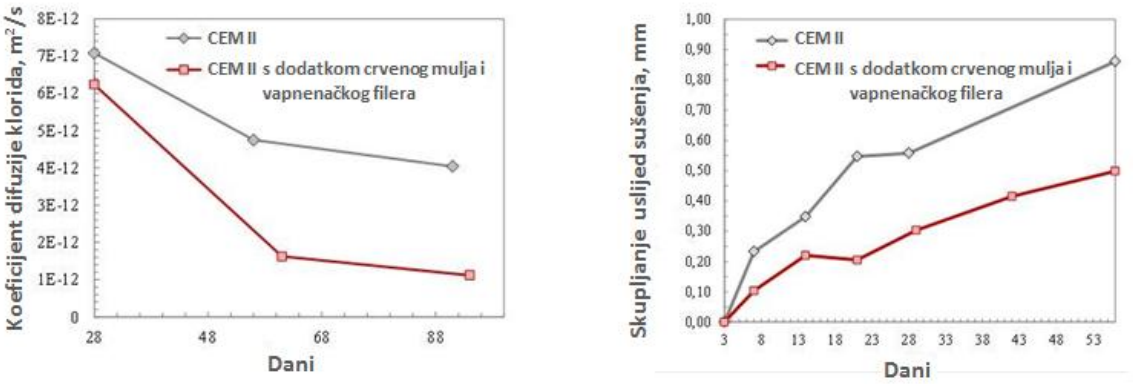
Dodavanjem crvenog mulja do 15% u beton djeluje pozitivno na mehanička svojstva betona, Slika 30. (58).



Slika 30. Utjecaj crvenog mulja na mehanička svojstva betona (58)

U istraživanju provedenom na Građevinskom fakultetu u Zagrebu, crveni mulj, zajedno s letećim pepelom i vapnencem aktiviran je s malom količinom cementa CEM II, kako bi se pripremili betoni visokih uporabnih svojstava (59) u kojima je također potvrđen pozitivan utjecaj crvenog mulja na trajnosna svojstva betona, Slika 30.

S obzirom na poboljšanje svojstava propusnosti betona te smanjenog rizika pojave pukotina uslijed sušenja betona, navedene mješavine mogle bi se koristiti za pripremu betonskih predgotovljenih elemenata (60). Također treba naglasiti da korištenjem predložene mješavine veziva (59) mogle bi se ostvariti ekološke uštede, s obzirom da se koristi manje Portland cementa smanjena je i emisija CO_2, a korištenjem otpadnih materijala smanjeno korištenje neobnovljivih prirodnih materijala. Istovremeno, primjena crvenog mulja u industriji predgotovljenih elemenata imala bi tehnološke prednosti, s obzirom na povoljnija svojstva betona, te moguće ekonomske prednosti, s obzirom na cijenu otpadnih materijala i veći uporabni vijek betonskih proizvoda.



Slika 31. Koeficijent difuzije kloridnih iona betona pripremljenog s cementom CEM II i betona u kojem je značajan dio cementa zamijenjen crvenim muljem, letećim pepelom i vapnencem (59)

2.8. Mulj iz obrade otpadnih voda

Prilikom pročišćavanja otpadnih voda u sustavima za pročišćavanje nastaje otpadni mulj i to u količinama od oko 0,5 kg za svaki 1 m^3 otpadne vode. Pod pravilnim gospodarenjem otpadnim vodama smatra se prikupljanje, dopremanje do sustava te tretiranje otpadne vode i ispuštanje čiste, te pravilno zbrinjavanje otpada nastalog postupkom pročišćavanja. Spaljivanje mulja pročišćivaća otpadnih voda uvelike olakšava zbrinjavanje novonastalog proizvoda, pepela dobivenog iz mulja otpadnih voda. Znanstvena istraživanja iz literature prikazuju da bi se spaljeni mulj, s obzirom na kemijski sastav i svojstva, mogao koristiti u građevinskoj industriji, u proizvodnji betona, cementa, opeke, asfalta i ostaloga (61,62). Na plohama pored postrojenja za pročišćavanje otpadnih voda grada Zagreba je pohranjeno 270.000 tona mulja, a svake naredne godine će se odložena količina povećavati za 50 - 80 000 t/god.

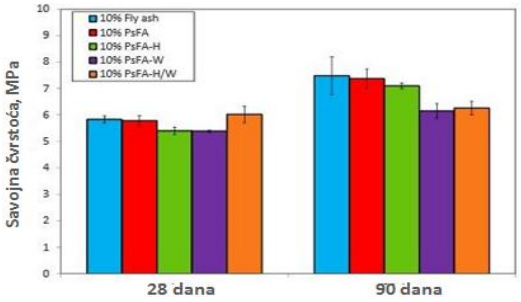
Trenutno se na Građevinskom fakultetu u Zagrebu provode opsežna ispitivanja mogućnosti korištenja pepela dobivenog spaljivanjem mulja otpadnih voda sustava za pročišćavanje otpadnih voda u zagrebu, Slika 32., kao zamijene dijela cementa u betonu. Dosadašnja saznanja ukazuju na određenu pucolansku aktivnost pepela mulja otpadnih voda. Također, značajne količine SiO_2 i Al_2O_3 koje se nalaze u zagrebačkom pepelu ukazuju da postoji realna mogućnost ovakve primjene pepela. No nužno je pronaći najoptimalniju metodu aktivacije pepela, kroz miješanje komplementarnim mineralni dodatcima te pronaći specifična područja primjene u kojima bi betoni pripremljeni s pepelom mulja otpadnih voda, s obzirom na svojstva, bili zanimljiva alternativa klasičnom betonu.

Slika 32. Sustav za pročišćavanje otpadnih voda u Zagrebu i pepeo nastao spaljivanjem mulja otpadnih voda

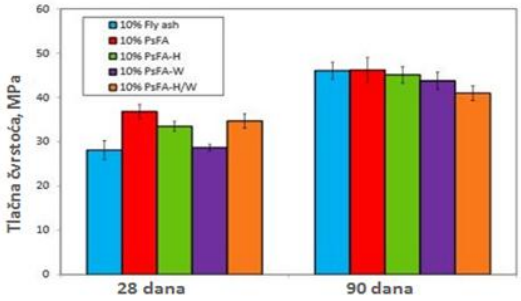
2.9. Mulj iz industrije papira

Mulj iz industrije papira je čvrsti ostatak procesa pročišćavanja otpadnih voda industrije celuloze i papira. U EU se godišnje proizvede 90 mil. tona papira, od čega ostane 11 mil t/god otpada i 4 mil t mulja. Kada se taj otpad upotrebi kao gorivo dobije se pepeo koji se može koristiti u industriji cementa i betona (20, 63-65) do optimalne količine od 10% na količinu cementa, Slike 33, 34.

a)

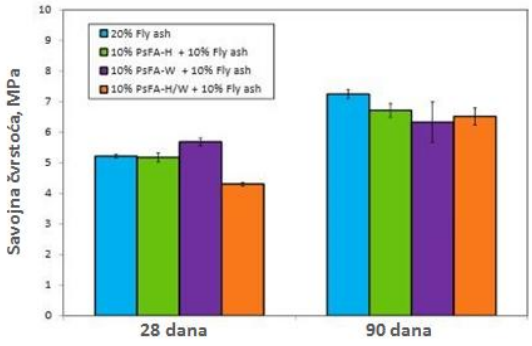


b)

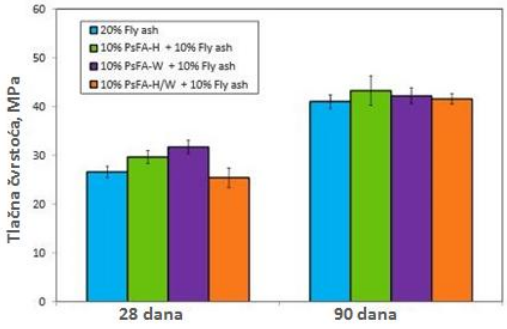


Slika 33. Mehanička svojstva morta kada je 10% cementa zamijenjeno s muljem iz industrije papira a) čvrstoća na savijanje, b) čvrstoće na tlak (20)

a)



b)



Slika 34. Mehanička svojstva morta kada je 20% cementa zamijenjeno s muljem iz industrije papira a) čvrstoća na savijanje, b) čvrstoće na tlak (20)

Istraživači na Sveučilištu u Jaenu u Španjolskoj (66) pomiješali su mješoviti otpad iz industrije papira s keramičkim materijalom koji se koristi u građevinskoj industriji. Rezultat je cigla koja ima nisku toplinsku vodljivost, što znači da djeluje kao dobar izolator. Međutim, njezina mehanička otpornost i dalje zahtijeva poboljšanje.

2.10. Fosfo gips

U procesu proizvodnje fosforne kiseline nastaje fosfogips kao sporedni produkt reakcije sirovog fosfata i sumporne kiseline. On se kao neopasni otpad trajno odlaže na posebno uređenom odlagalištu. Uz svaku tonu proizvedene fosforne kiseline dihidratnim postupkom nastaje oko pet tona fosfogipsa, koji se trajno odlaže na posebno uređeno odlagalište, Slika 35.

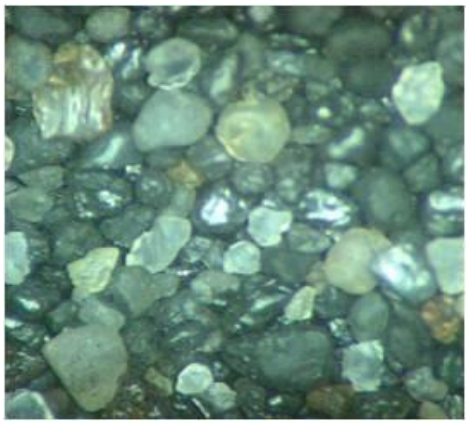
Slika 35. Odlagalište fosfo gipsa Tvornice umjetnih gnojiva iz Kutine

U novije vrijeme se provode ispitivanja uporabe otpadnog gipsa kao sirovine za dobivanje specijalne vrste cementa, kalcijevog sulfoaluminatnog cementa (CSAC), (67). Ta vrsta cementa je interesantna jer se u pripravi može koristiti velika količina industrijskog otpadnog gipsa kao i drugih otpadnih

materijala (ložišnog pepela, troske iz elektropeći, fosfogipsa), a kako se sinteriranje provodi na temperaturi nižoj od 1500 °C zahtijeva manji utrošak energije nego je to slučaj pri proizvodnji cementa opće namjene tj. Portland cementa. U literaturi se kalcijev sulfoaluminatni cement - CSAC ubraja u cemente 21 stoljeća (68-70). Na temelju bilance tvari i energije procesa proizvodnje CSAC i portland cementa, ustanovljeno je da se proizvodnjom CSAC mogu postići značajne uštede sirovina i energenata. Proizvodnja niskoenergetskog CSA cementa (uz manju emisiju CO_2) na održivi način doprinosi sektorskom cilju smanjenja emisije stakleničkih plinova, odnosno niskougljičnom razvoju u industriji betona. No treba naglasiti da je daljnjim istraživanjima, betonu proizvedenom s kalcijev sulfoaluminatnim cementom potrebno odrediti dugoročnu postojanost i otpornost na utjecaje agresivnih djelovanja, na cikluse smrzavanja i odmrzavanja, te na djelovanje visokih i niskih temperatura.

2.11. Ljevaonički pijesak

Ljevački pijesak je visokovrijedni pijesak različitog mineralnog porijekla koji se koristi za izradu kalupa i jezgri u ljevarskoj industriji, Slika 36. Ljevaonice koriste pijesak visoke kvalitete i čistoće, najčešće najdostupnijeg kvarcnog pijeska.

a) b) 

Slika 36. Prikaz ljevačkog pijesak, a) korišteni ljevacki pijesak, b), uvecano 45× (71)

Kako bi bilo moguće dobiti proizvod s novom vrijednosti prije odlaganja, potrebno je nastaviti proizvodnju korištenog ljevačkog pijeska kao industrijski proizvedenog agregata. Naime, poslije procesa lijevanja kaluparska mješavina je nakon istresanja u hrpama i nakupinama. Iz tog razloga agregat za primjenu u graditeljstvu potrebno je dalje mehanički obraditi, usitnjavanjem i homogenizacijom, te odvojiti sitne metalne cestice (71). Karakterizacija novonastalog materijala, korištenog ljevačkog pijeska, u vidu modificiranih svojstava u odnosu na sirovinski materijal ovisi o specifičnostima i vrsti ljevarske proizvodnje. Osim u izradi nasipa i/ili kolničke konstrukcije ugradnjom korištenog ljevačkog pijeska kao nevezane mješavine, moguća je primjene u kompozitnim materijalima u mješavinama kontrolirane niske čvrstoće za podložne mase (Controlled Low-Strength Materials – CLSM) i mortovima. (71). Dosadašnja istraživanja ukazuju na malo smanjenje mehaničkih svojstava kako morta tako i betona uz zamjenu sitnog agregata ljevaoničkim pijeskom, stoga svakako treba provesti još dodatnih istraživanja (72).

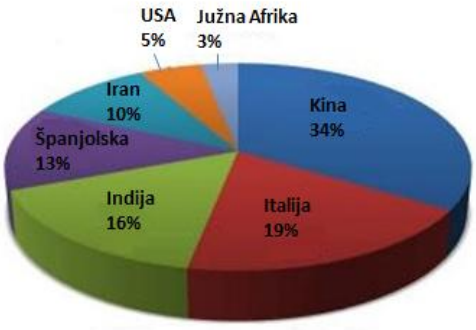
2.12. Mulj od rezanja kamena

Industrija kamena u svijetu odlaže velike količine mulja koji zaostaje pri rezanju kamena, Slika 37. Europa i Kina pokrivaju najveći dio svjetske proizvodnje proizvoda od kamena, Slika 38., pri čemu samo u Europi nastaje 346 – 500 tona mulja godišnje, koji se uglavnom zbrinjava na odlagalištima (73 - 75). Kako se u budućnosti očekuje porast u proizvodnji kamena to je potrebno iznaći rješenja za primjenu toga mulja.

Dosadašnja istraživanja usmjerila su se na proizvodnju novog umjetnog kamena koristeći otpadni mulj od rezanja kamena (77), a u (75) se predlaže primjena kako je prikazano na Slici 39.

a) b)

Slika 37. Rezanje kamena, a) u velikom kamenolomu, b) u malom proizvodnom pogonu



Slika 38. Prikaz proizvodnje kamena po državama u % (75)

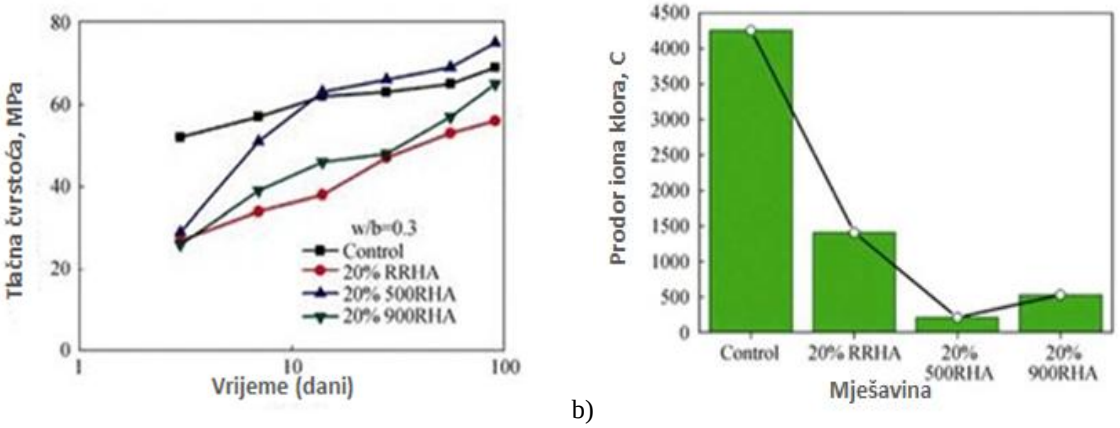
Slika 39. Kameni prah (76)

Slika 39. Primjena otpada pri rezanju kamena (75)

2.13. Pepeo rižinih ljuskica

Prema (78) Indija je druga na svijetu i po proizvodnji riže, odmah nakon Kine, sa 104 milijuna tona proizvedene riže godišnje. Godišnje se proizvede gotovo 3,7 milijuna tona rižinih ljuski. Dodavanjem pepela rižinih ljuski poboljšava se viskoznost betona što utječe na poboljšanje svojstva samozbijanja. Pepeo rižinih ljuski s visokim udjelom nanočestica sicilijevog oksida, SiO_2, uvelike pridonosi smanjenju skupljanja samozbijajućeg betona uslijed sušenja. Zamjena za cement s količinom od 12 do 15 % pepela rižinih ljuski može biti dovoljna za smanjenje štetnog širenja agregata uzrokovanog alkalnosilikatnom reakcijom u betonu, ovisno o prirodi agregata.

Istraživanja prikazana u (79) u kojem su ispitivane tri vrste pepela rižinih ljuskica navode da se zamjenom određene količine cementa papelom rižinih ljuskica ne narušavaju mehanička svojstva betona, Slika 40 a), ali se zato jako poboljšavaju trajnosna svojstva, Slika 40 b).



a) b)

Slika 40. Utjecaj papela rižinih ljuskica, a) na tlačnu čvrstoću, b) na prodor klor iona (79)

Jedno od najvećih bogatstava Makedonije i njezin pravi ponos, nadaleko su poznata kočanska rižina polja. Slikovita Kočanska dolina smještena je u istočnom dijelu Makedonije uz rijeku Bregalnica. Najvažnija poljoprivredna kultura s višestoljetnom tradicijom, visokm prinosima i izvrsnom kvalitetom, a po kojoj je Kočanska dolina nadaleko poznata i u Makedoniji i na Balkanu, je riža. Stoga bi bilo veoma pozitivno da se u ovom području intenzivira istraživanje kako se upotrebljava pepeo rižinih ljuskica u Makedoniji.

2.14. Pepeo šećerne trske

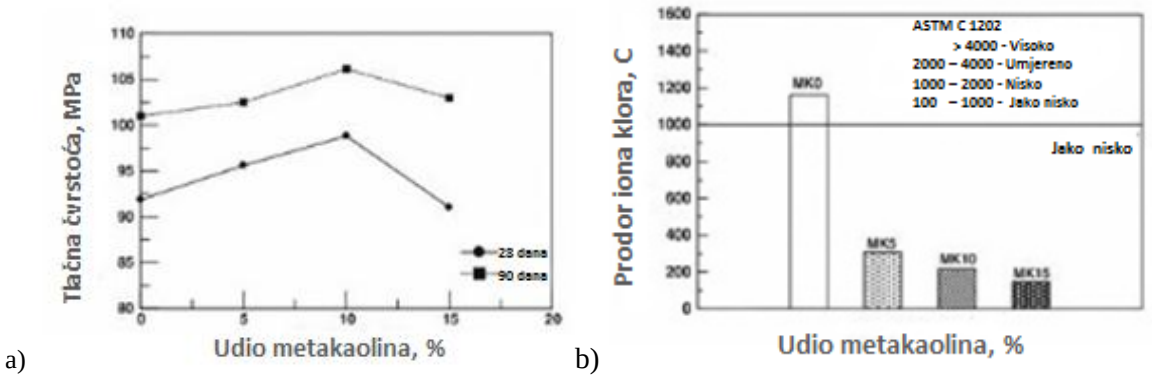
Indija je, uz Brazil, najveći proizvođač šećerne trske na svijetu prema (78). Godišnje se u Indiji proizvede oko 380 milijuna tona šećerne trske što znači da se proizvede i velika količina otpada, odnosno pepela. Dosadašnja istraživanja su pokazala da je moguća primjena pepela šećerne trske u proizvodnji samozbijajućeg betona čime se postiže sigurno skladištenje pepela te sprječava zagađenje okoliša. Zbog svojih pucolanskih svojstava, stupanj hidratacije takvoga betona je niži u usporedbi s običnim betonom. Visoku ranu čvrstoću bez ikakvih negativnih utjecaja na ostala svojstva betona moguće je postići ako se do 20 % cementa zamijeni pepelom koji nastaje izgaranjem šećerne trske. Leteći pepeo koji sadrži prosijani pepeo šećerne trske ima pozitivan utjecaj na granicu tečenja i viskoznost, što rezultira manjim potrebnim udjelom superplastifikatora nego u običnom mortu. Finoća pepela šećerne trske doprinosi stvaranju finije strukture pora u betonu, što za posljedicu ima smanjenje propusnosti i difuzije klorida.

2.15. Metakaolin

Metakaolin nije nus-produkt ili otpad, to je proizvod, rafinirana kaolinska glina, Slika 41a) (80). koja je kalcinirana (zagrijavana na 700 - 900 ºC) pod kontroliranim uvjetima u različitim trajanjima ovisno o procesu, s ciljem proizvodnje amorfnog aluminijevog silikata koji je reaktivan u betonu Slika 40.b) (81). Ponaša se kao i drugi pucolani, u betonu reagira s produktima kalcij hidroksida (vapnom) nastalima tijekom hidratacije cementa. Obično se koristi u količini od 10 - 25 % zamjene portland cementa, ovisno o svojstvima koja treba zadovoljiti. Veličina čestica metakaolina je 1 - 2 µm i općenito je velike reaktivnost (4). Ekološka prihvatljivost toga dodatka očituje se u činjenici da pri proizvodnji metakaolina dolazi do znatno manje emisije CO2 nego pri proizvodnji cementa (14). Srbija ima visoko kvalitetnu kaolin glinu u deponijama Aranđelovc i Kolubari koja ima dobar potencijal za proizvodnju metakaolina (82).

Kao zamjena dijela cementa i/ili kao dodatak betonu, metakaolin poboljšava prirast čvratoća, olakšava završnu obradu, smanjuje vodoupojnost, smanjuje deformacije skupljanja, olakšava zadržavanje boje betona, posebno kod bijelih betona, smanjuje eflorescenciju i smanjenuje mogućnost pojave alkalno silikatne reakcije, Slika 42. (83).

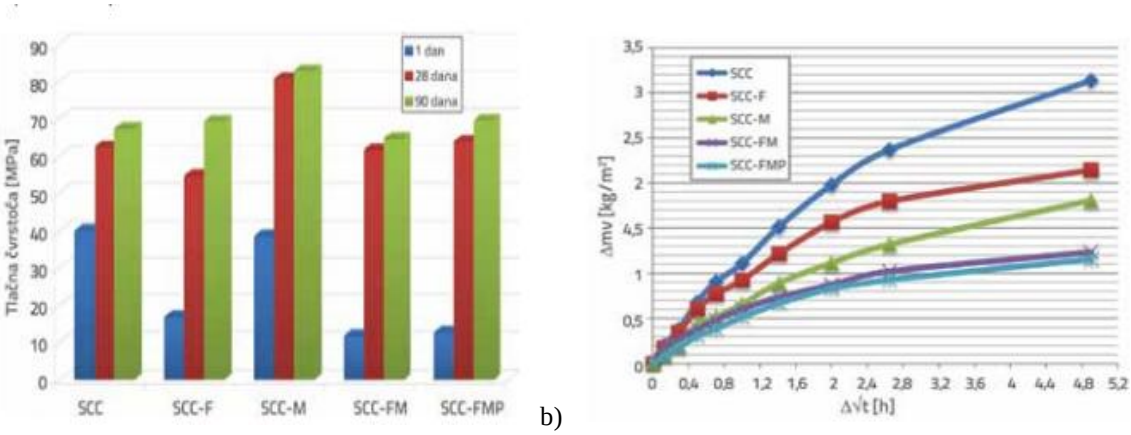
Slika 41. Metakaolin



a) b)

Slika 42. Djelovanje metakaolina kao zamjena cementu u betonu, a) tlačna čvrstoća, b) prodiranje klor iona u beton (84)

Provedena istraživanja (14) potvrdila su da metakaolin u samozbijajućem betonu poboljšava rane tlačne čvrstoće te određena svojstva trajnosti (otpornost na mraz i sol, vodoupojnost), Slika 43. (14).

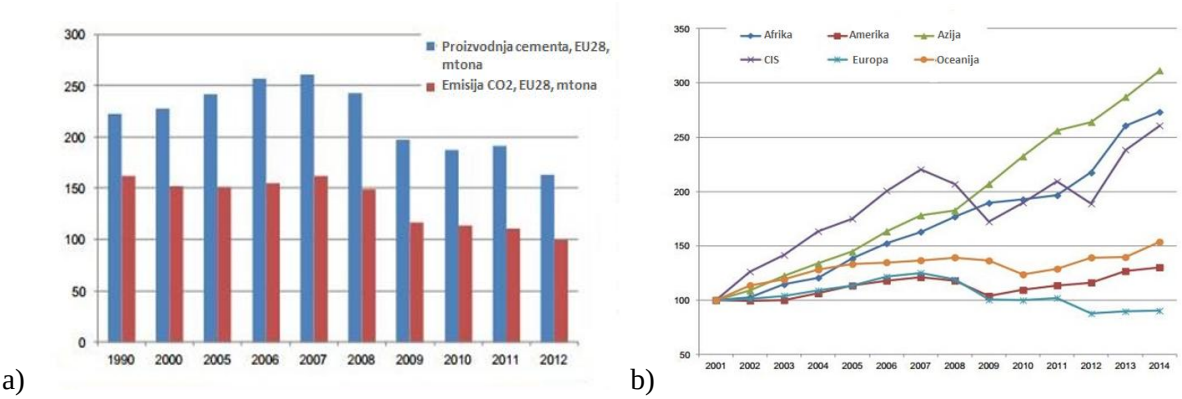


a) b)

Slika 43. Djelovanje metakaolina kao zamjena cementu u samozbijajućem betonu, a) tlačna čvrstoća, b) prodiranje klor iona u beton (14)

3. ZAKLJUČAK

Kako su nove vrste i tehnologije betona uglavnom oslonjene na primjenu alternativnih materijala bilo u cementu i/ili betonu potrebno je dati osvrt na kojim dijelovima svijeta je to trenutno najbitnije. Analizirajući proizvodnju cementa, Slika 44. (84), to su zemlje azijskog kontinenta, koje su u usponu po proizvodnji cementa, a shodno tome su i potencijalni zagađivači.



a) b)

Slika 44. Proizvodnja cementa, a) proizvodnja cementa i zagađenje okoliša, b) proizvodnja cementa u 2014 godini (84)

Sretna okolnost je da upravo veliki dio istraživanja u području građevinskih materijala se odvija vrlo intenzivno u tom dijelu svijeta. Razlog tome je jer upravo to područje svijeta i raspolaže s velikim količinama alternativnih materijala koji se mogu upotrijebiti u industriji betona. Za nadati se da će budući prikaz proizvodnje cementa i zagađenja zraka biti optimističan, odnosno unatoč povećanoj proizvodnji cementa, uz pridržavanje zahtjeva održivosti na dijagramu bi trebalo biti smanjenje zagađenja.

LITERATURA

[1] Mehta, P.K.: Greening of the Concrete Industry for Sustainable Development, Concrete International 24 (2002), 7, pp. 23-28

[2] Mock, T., Wernke, T.: Like Life Itself, Sustainable Development is Fractal, Part 2 in the Fractal Sustainable Development, http://www.triplepundit.com/2011/01/like-life-sustainable-development-fractal/?doing_wp_cron=1410178769.3286809921264648437500

[3] The Cement Sector: A Strategic Contributor to Europe's Future, Value for EU - 27 and Turkey. Source: CEMBUREAU, Annual Report 2011

[4] Bjegović, D., Štirmer, N.: Teorija i tehnologija betona, Zagreb, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, 2015, 999 str

[5] Cements for a low-carbon Europe, Published by CEMBUREAU, The European Cement Association, pp 24, N° Editeur: D/2012/5457/November, http://www.cembureau.be/sites/default/files/documents/Cement%20for%20low-carbon%20Europe%20through%20clinker%20substitution.pdf

[6] The use of pozzolans in concrete, Portland Cement Association. http://www.ce.memphis.edu/1101/notes/concrete/PCA_manual/Chap03.pdf

[7] Lothenbach, B., Scrivener, K., Hooton, R.D.: Supplementary cementitious materials, Cement and Concrete Research 40 (2011), 12, pp. 1244–1256

[8] Mirković, M.: Potencijali korištenja nusproizvoda iz termoelektrana Plomin 1 i 2, 11. međunarodno znanstveno-stručno savjetovanje, Energetska i procesna postrojenja i 6. međunarodni forum o obnovljivim izvorima energije, Rovinj, 2014

[9] Životić, M. M., Stojiljković, D. D., Jović, A. M., Čudić, V. V.: Mogućnost korišćenja pepela i šljake sa deponije termoelektrane „Nikola Tesla“ kao otpada sa upotrebnom vrednošću, Hemijska industrija 66 (2012), 3, pp. 403-412

[10] Energetika-net, http://www.energetika-net.com/vijesti/energetsko-gospodarstvo/na-balkanu-treba-zatvoriti-13-termoelektrana-20986

[11] Fly Ash, http://www.arthaminerals.com/fly-ash.htm

[12] McCraven, S.: The Future of Fly Ash Use in Concrete, Precast Inc. Magazine, 2013, http://precast.org/2013/11/the-future-of-fly-sh-use-concrete/

[13] Thomas, M: Optimizing the Use of Fly Ash in Concrete, http://www.cement.org/docs/default-source/fc_concrete_technology/is548-optimizing- the-use-of-fly-ash-concrete.pdf?sfvrsn=4

[14] Skazlić, M., Vujica, M.: Samozbijajući ekološki prihvatljivi betoni, GRAĐEVINAR 64 (2012) 9, pp. 905-913

[15] Jelčić Rukavina, M., Gabrijel, I.; Bjegović, D.: Modifications of dolomite-based self-compacting concrete properties using mineral additives, Technical Gazzette, 2014

[16] Ravlić Janković, M., Kogeneracijsko postrojenje na bazi izgaranja drvne biomase u Strizivojni Hrast d.o.o., Prezentacija projekta kogeneracije na biomasu u Strizivojni Hrast, Našice, 2011

[17] Krhen, P.: Energetsko iskorištavanje šumske biomase u Hrvatskoj, Diplomski rad, Sveučilište u Zagrebu Rudarsko-Geološko-Naftni Fakultet: Diplomski studij naftnog rudarstva, Zagreb, 2012

[18] REENERGY-ASHLAND, MAINE, Going to bat for wood ash recycling, http://casellaorganics.com/business/commercial/reenergy-ashland-maine

[19] Shearer, C. R.: The productive reuse of coal, biomass and co-fired fly ash, Ph.D. Thesis, School of Civil & Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2014

[20] Florea, M. V. A.: Secondary materials in cement-based products, Treatment, modelling and environmental interaction, Ph.D. Thesis, Eindhoven University of Technology, the Netherlands, 2014

[21] Wang, S., Baxter, L.: Comprehensive study of biomass fly ash in concrete: Strength, microscopy, kinetics and durability, Fuel Processing Technology 88 (2007), 11–12, pp.1165–1170

[22] Wang, S., Llamazos, E., Baxter, L.: Durability of biomass fly ash concrete: Freezing and thawing and rapid chloride permeability tests, Fuel 87 (2008), 3, pp. 359–364

[23] Low CO2 Concrete, http://us-concrete.com/sustainability/ef-technology/

[24] Materials recycling, http://www.chesnerengineering.com/12.html

[25] Ramachandra Rao, S.: Resource Recavery and Recycling from Metallurgical Wastes, Elsevier, Waste Management Series, 2006

[26] Jones, N.: Slag product applications,2011, http://www.globalslag.com/magazine/articles

[27] Motz. H., Bialucha, R., Merkel, Th.: European environmental policy and its influence on the use of slag products, Second International Slag Valorisation Symposium, The Transition to Sustainable Materials Management, Leuven, Belgium, 2011

[28] Netinger, I., Jelčić Rukavina, M., Bjegović, D.: Mogućnost primjene domaće zgure kao agregat u betonu, GRAĐEVINAR 62 (2010), 1, pp. 35-43

[29] Sofilić, T., Sofilić, U., Brnardić, I.: The significance of iron and steel slag as by- product for utilization in road construction,12th International Foundrymen Conference Sustainable Development in Foundry Materials and Technologies, Opatija, Croatia, 2012

[30] Euroslag, http://www.euroslag.com/fileadmin/_media/images/Status_of_slag/Position_Paper_April_2012.pdf

[31] P.S.Kothai, P.S., Malathy, R. Dr.: Utilization Of Steel Slag In Concrete As A Partial Replacement Material for Fine Aggregates, International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology 3 (2014), 4, pp. 11585-11592

[32] Netinger, I., Jelčić Rukavina, M., Mladenovič, A.: Improvement of Post-fire Properties of Concrete with Steel Slag Aggregate, Procedia Engineering. 62 (2013), pp.745-753.

[33] Lokalni ekološki akcioni plan opštine Bor, Izvod (nacrt izvestaja), Bor, 2003., http://www.mibor.rs/projekti/leap/pdf/leap_dok.pdf

[34] Copper Slags, http://www.bharattrading.in/copper-slags.htm

[35] Nazer, A. S., Pavez, O., Rojas, F.: Use of cooper slag in cement mortar, REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto 65 (2012), 1, pp. 87-91

[36] Shi, C., Meyer, C., Behnood, A.: Utilization of cooper slag in cement and concrete, Resources, Conservation and Recycling 52 (2008), 10, pp. 1115-1120

[37] Alnuaimi, A.: Effects of Copper Slag as a Replacement for Fine Aggregate on the Behavior and Ultimate Strength of Reinforced Concrete Slender Columns, TJER 9 (2012), 2,pp. 90-102

[38] Madheswaran, C. K. , Ambily, P. S., Dattatreya, J. K. , Rajamane, N. P.: Studies on use of Copper Slag as Replacement Material for River Sand in Building Constructions,

[39] Onuaguluchi, O., Eren,O.: Cement mixtures containing copper tailings as an additive: durability properties, Materials Research 15 (2012), 6, pp. 1029-1036

[40] Chavan, R R., Kulkarni, D B.: Performance of Copper Slag on Strength Properties as Partial Replace of Fine Aggregate in Concrete Mix Design, International Journal of Advanced Engineering Research and Studies, 2013., pp.95-98

[41] Nazer, A., Pavez, O., Toledo, I.: Effect of type cement on the mechanical strength of copper slag mortars, Revista Escola de Minas 66 (2013), 1, pp. 479 -484

[42] Tixier, R., Devaguptapu, R., Mobasher B.: The effect of copper slag on the hydration and mechanical properties of cementitious mixtures, Cement and Concrete Research 27 (1997), 10, pp. 1569-1580

[43] Mobasher, B., Devaguptapu, V., Arino, A.M.: Effect of Copper Slag on the Hydration of Blended Cementitious Mixtures, ASCE, Materials Engineering Conference, Materials for the New Millennium, Washington, pp. 1677-86, 1996

[44] Patnaik, B., Sekhar.T, S., Rao, S.: An Experimental Investigation on Optimum Usage of Copper Slag as Fine Aggregate in Copper Slag Admixed Concrete, International Journal of Current Engineering and Technology 4 (2014), 5, pp. 3646-3648

[45] Concrete Admixture Silica Fume, http://www.marginup.com/Products/55433/Concrete-Admixture-Silica-Fume-85909295-SF85-SF97.html

[46] Goletić, Š., Imamović, N., Schwarczová, H.: The Dust Emission Control in Production of Ferroalloys by Application of Best Available Technics, Acta Technica Corviniensis–Bulletin Of Engineering, Tome VI (2013), 3, pp. 21-24

[47] Popović, K., Ukrainčik, V., Đureković,A.: SiO_2 prašina iz proizvodnje ferolegura kao pucolanski dodatak cementu, Kemija u industriji 34 (1985), 9, pp. 575-581

[48] Silica fume concrete, http://theconstructor.org/concrete/silica-fume-concrete/1038/

[49] Kjellsen, K. O.,Wallevik, O. H., Hallgren, M.:On the compressive strength development of high-performance concrete and paste effect of silica fume, Materials and Structures 32 (1999), 1, pp 63-69

[50] Kamenić, N., Popović, K.: Utjecaj vapnenca na svojstva cementa i betona, XIV Savjetovanje o suvremenim dostignućima u proizvodnji cementa i azbest cementa, Sarajevo, pp- 66-70, 1990

[51] Krstulović, P., Kamenić, N., Popović, K.: A New Approach in Evaluation of Filler Effect in Cement I. Effect on Strength and Workability on Mortar and Concrete, Cement and Concrete Research 24 (1994), 4, pp. 721-727

[52] Cement distribution, http://www.cementdistribution.com/industryinfo/articles/calcium_carbonate_fines_for_sustainable_concrete.pdf

[53] Tennis, P. D., Thomas, M. D. A., Weiss, W. J. : State-of-the-Art Report on Use of Limestone in Cements at Levels of up to 15%, Portland Cement Association, 2011 http://www.cptechcenter.org/ncc/documents/SN3148_Use%20of%20Limestone%20in%20Cements.pdf

[54] Let HuberCrete™Calcium, Carbonate Help You Manufacture Superior Concrete, http://www.hubermaterials.com

[55] Liu, X., Zhang, N., Sun, H., Zhang, J., Li, L.: Structural investigation relating to the cementitious activity of bauxite residue — Red mud, Cement and Concrete Research 41 (2011), pp. 847–853

[56] He, J., Jie, Y., Zhang, J., Yu, Y., Zhang, G.: Synthesis and characterization of red mud and rice husk ash-based geopolymer composites, Cement and Concrete Composites 37 (2013), pp. 108–118

[57] *Ribeiro*a, *D.V., Labrincha*b, *J. A., Morelli*a, M. R.: Chloride Diffusivity in Red Mud-Ordinary Portland Cement Concrete Determined by Migration Tests, *Materials Research* 14 (2011), 2, pp. 227-234

[58] Ashok , P., Sureshkumar, M. P.: Experimental Studies On Concrete Utilising Red Mud As A Partial Replacement Of Cement With Hydrated Lime, International Conference on RECENT TRENDS IN ENGINEERING AND MANAGEMENT, IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, pp. 1-10

[59] Biljecki, I.: Experimental determination and model prediction of durability and deformation parameters of concrete with blended cements, Master thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, 2013. (in Croatian)

[60] Mikić, J., Lazić, D., Penavin-Škundrić, J., Perušić, M., Kešelj, D., Blagojević, D., Ostojić, G.: Crveni Mulj kao Pigment u Proizvodnji Betonskih Elemenata, Reciklaža i održivi razvoj 6 (2013), pp. 18-25

[61] Cheeseman, C.R., Virdi, G.S.:Properties and microstructure of lightweight aggregate produced from sintered sewage sludge ash. Resources, Conservation and Recycling 45 (2005, 1. pp 18-30

[62] Chen, M., Blanc, D., Gautier, M., Mehu, J., Gourdon, R.: Environmental and technical assessments of the potential utilization of sewage sludge ashes (SSAs) as secondary raw materials in construction, Waste Management 33 (2015), pp 1268-1275

[63] Fava, G., Ruello, M., Corinaldesi, V.: Paper Mill Sludge Ash as Supplementary Cementitious Material, Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE) 23 (2011). 6, pp. 772–776

[64] Corinaldesi, V., Fava, G., Ruello, M. L.: Paper Mill Sludge Ash as Supplementary Cementitious Material, Second International Conference on Sustainable Construction materials and Technologies, Ancona, Italy, 2010

[65] Naik, T.R., Friberg, T., Chun, Y.-m.: Use of pulp and paper mill residual solids in production of cellucrete, Cement and Concrete Research 34 (2004), 7, pp.1229-1234

[66] Cigle od otpadnog papira, http://znanost.geek.hr/clanak/cigle-od-otpadnog-papira/#ixzz3iPQo0JCq

[67] Franković Mihelj, N., Horvat, D.: Oporaba otpada u niskougljičnom razvoju, HRVATSKA KOMORA INŽENJERA GRAĐEVINARSTVA, Dani ovlaštenih inženjera građevinarstva, Opatija, 2014

[68] Franković Mihelj, N., Oporaba otpadnog gipsa u pripravi specijalnih cemenata, disertacija, Fakultet kemijskog inženjerstva i tehnologije, 2012

[69] Franković-Mihelj, N., Ukrainczyk, N., Leaković, S., Šipušić, J.: Waste Phosphogypsum – Toward Sustainable Reuse in Calcium Sulfoaluminate Cement Based BuildingMaterials, Chemical and biochemical engeenering quartely 27 (2013), 2, pp. 219-226

[70] Ukrainczyk, N., Franković Mihelj, N., Šipušić, J.: Calcium Sulfoaluminate Eco-Cement from Industrial Waste, Chemical and biochemical engeenering quartely 27 (2013), 1, pp.83-93

[71] Pavlic, V., Stipanovic Oslakovic, I., Bjegovic, D.: Mogucnosti Primjene Korištenog Ljevackog Pijeska u Gradevinarstvu, Gospodarenje otpadom, Varaždin, 2012

[72] Monosi, S., Sani, D., Tittarelli, F.: Used Foundry Sand in Cement Mortars and Concrete Production, The Open Waste Management Journal 3 (2010),pp.18-25

[73] Al Zboon, K., Tahat, M.: Recycling of Stone Cutting Waste in Floor Tiles Production, International Journal of Theoretical & Applied Sciences, 1 (2009), 1, pp. 64-71

[74] SASIES-Sludges from agglomerated stones industry for environmental sustainability, http://ec.europa.eu/environment/life/project/Projects/index.cfm

[75] Lakhani, R., Kumar, R., Tomar, P.: Utilization of Stone Waste in the Development of Value Added Products: A State of the Art Review, IJISET - International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology 1 (2014), 7, pp. 180-187

[76] Patel, A. N., Jayeshkumar, P.: Stone Waste: Effective Replacement Of Cement For Establishing Green Concret, International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE) 2 (2013), 5, pp. 24-27

[77] Al-Joulani, N.: Utilization of Stone Slurry Powder in Productiono Artificial Stones, Research Journal in Engineering and Applied Sciences 3 (2014), 4,pp. 245-249

[78] Krishnasamy, T. R., Palanisamy, M.: Pepeo od šećerne trske i rižinih ljuski kao zamjena za cement u samozbijajućem betonu, GRAĐEVINAR 67 (2015) 1, pp. 23-31

[79] Bui, L. A., Chen,C., Hwang, C., Wu, W.: Effect of silica forms in rice husk ash on the properties of concrete, International Journal of Minerals, Metallurgy, and Materials 19 (2012),3, pp.252-258

[80] Kaolin Clay, http://shreeramminerals.com/portfolio/kaolin-clay/

[81] Metakaolin, http://www.jeetmullwiremeshes.com/metakaolin.html

[82] Ilić, B. R, Mitrović, A. A., Miličić, Lj. R.: Thermal Treatment of Kaolin Clay to Obtain Metakaolin, Hemijska industrija 64 (2010), 4, pp. 351–356

[83] Dinakar, P., Sahoo, P. K., Sriram, G.: Effect of Metakaolin Content on the Properties of High Strength Concrete, International Journal of Concrete Structures and Materials 7 (2013), 3, pp 215-223

[84] Activity Report 2014, Cembureau, http://www.cembureau.eu/sites/default/files/Activity%20Report%202014_website_1.pdf

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 2

Helena CRUZ[1]

SUSTAINABLE USE OF TIMBER IN CONSTRUCTION – SPECIFICATION, DETAILING, MAINTENANCE AND REPAIR FOR EXTENDED LIFE

SUMMARY

Timber is highly interesting from the point of view of sustainable construction and, besides most traditional uses it has received increasing attention in modern building industry. However, both the timber material and timber structures require particular attention, care and adequate strategies concern in materials specification, design, detailing, maintenance and repair for extended life.

Specific to timber as a raw material are its great variability, anisotropy, hygroscopic nature and the risk of biological degradation in adverse exposure conditions. Highly important or the performance and safety of timber structures are also the detailing of timber joints, dimensional variations and tensile stresses perpendicular to the wood grain, that often converge to cause malfunctions.

Keywords: timber structures, specification, detailing, problems, defects, degradation

Хелена КРУЗ[1]

ОДРЖЛИВА УПОТРЕБА НА ДРВОТО ВО ГРАДЕЖНИШТВОТО – СПЕЦИФИКАЦИЈА, ОДРЖУВАЊЕ И ПОПРАВКА ЗА ПРОДОЛЖУВАЊЕ НА ВЕКОТ НА КОНСТРУКЦИЈАТА

РЕЗИМЕ

Дрвото претставува интересен материјал од аспект на одржлива градба, кое и покрај повеќето традиционални намени денес сè почесто наоѓа примена во модерната градежна индустрија. Сепак, и дрвото како материјал и дрвените конструкции бараат особено внимание, грижа, соодветен дизајн, одржување и поправка за подолг живот.

Карактеристично за дрвото како суров материјал се неговата анизотропност, хигроскопна природата и ризикот од биолошко разложување при изложеност на неповолни услови. Многу важно за ефикасноста и безбедноста на дрвените конструкции се деталите на врските, димензионалните варијации како и напрегањето на затегнување нормално на влакната, поради кои често се појавуваат дефекти во конструкцијата.

Клучни зборови: дрвени конструкции, спецификација, проблеми, дефекти, деградација

[1] Senior Research Officer, PhD, National Laboratory for Civil Engineering (LNEC), Lisbon, Portugal, helenacruz@lnec.pt

1. INTRODUCTION

The use of timber in traditional construction has always depended from the local availability of timber as compared to alternative raw materials, from climatic conditions (as these may affect building construction through the year, determine different actions (loads) and risk of biological degradation and condition the human needs for shelter and thermal comfort), besides regional social and cultural issues.

Nowadays, dissemination of modern timber structures depends largely on their acceptance from the end users, on the confidence from financing and licensing entities and on sound scientific and technical skills of all professionals involved in their design, construction and maintenance.

Timber construction has changed in many countries in the last years, with large modern structures being built, mainly using glued laminated timber structures, of impressive shapes and sizes and great visual impact.

But such novelty and visibility bring with them an increasing responsibility to all intervenors, in order to guarantee the safety and a positive public image of timber structures.

The quality – adequate performance, safety and durability of timber structures – depends largely from good architectural options, sound structural design and correct constructive solutions, fabrication, assemblage and maintenance.

The insight experience gained from the assessment, inspection and maintenance of timber structures, including what past errors and accidents can tell us, are highly valuable to help reducing possible sources of errors in the future, thus increasing the safety and extending the life of our structures.

2. USE OF TIMBER IN CONSTRUCTION – THE PORTUGUESE EXPERIENCE

2.1. Traditional building construction

The construction of buildings-for-rent intended for a large number of families was already frequent in Lisbon in the beginning of the XVIII Century. Some of these buildings might have been as tall as 5 floors and presented remarkable spatial quality and surprising structural details for that time. Unfortunately, a big earthquake in 1755 (with magnitude 8.5, producing an intensity varying between VIII and X of Mercalli scale, lasting in total 9 min.), the associated tsunami and subsequent fires that went on for several days, severely damaged or even destroyed large areas of Lisbon.

The resulting chaos needed immediate intervention and a tremendous effort was put into planning the new quarters in a more rational way, with wider streets, lower buildings (up to 3 floors plus mansard-roof), better fire safety, sound structural details and a certain degree of pre-fabrication, all supported by official design rules being distributed to the builders. Some technical improvements were imposed with the new structural solution known as "Gaiola", like production and application of standardized prefabricated components, mainly timber pieces and facing stones (stonework), increase of height between consecutive floors, a more suitable design of the building stairs, raising up of stone separating walls above the roof level thus acting as fire-stop elements between buildings. In parallel, new equipment were systematically introduced, like chimneys and water sewage.

This type of construction - known as "Construção Pombalina" (named after Marquis of Pombal, who was prime minister of the ruling king and directly responsible for planning of the reconstruction) were most probably influenced by the empirical knowledge collected from the existing buildings surviving the earthquake, as a quick answer was required to reallocate the population and there was no time to import, assimilate and apply foreign solutions.

Intense building activity went on for about eighty years, generally following the imposed rules. After the mid XIX century, lost the memory of destruction, such building techniques became progressively altered and a poorer type of buildings appeared ("Gaioleiros"), where the sound structural principles, if not fully understood, were frequently forgotten. Concrete was introduced early this century, soon becoming the prime or even the only building material to be used.

It is nevertheless estimated that about 40% of the standing buildings in Lisbon were built before the "concrete age", either dating from before the 1755 earthquake or being contemporary to the intensive reconstruction that followed it. Although the large majority suffered alterations, many of these buildings still rely on their original timber frame structures and some very fine examples of the original solutions can still be found and should be preserved.

"Pre-Pombalinos"	"Pombalinos"	"Gaioleiros"	"Placa" (concrete slab)	Concrete (no ductility)	Concrete (ductile)
(<1755)	(1755-1880)	(1880-1930)	(1930-1940)	(1940-1960)	(>1960)
Variable height	4 floors	5 - 8 floors	5 floors	6 - 8 floors	> 9 floors
20 820			12 196	15 809	4 345
39 %			23 %	30 %	8 %

Table1.Number of existing buildings in Lisbon city (53170 buildings, CENSUS 2001)

In recent years, the share of building rehabilitation in the building construction sector has been steadily increasing. According with Euroconstruct, from 2007 to 2015 buildings renovation percentage grew from about 27% to over 50%. This increased the attention of architects, engineers and contractors to the assessment, repair and strengthening of structures, from which timber structures are frequently the least well understood ones and still a major cause of concern.

In Portugal, as concerning traditional timber roof structures, which have long overpassed their expected service life, biological degradation represents the major problem, generally due to lack of maintenance of roofs and gutters. Quite frequent are also structural deficiencies, either original or resulting from later modifications, construction mistakes and joints deterioration.

Regarding timber floors, besides biological deterioration (most frequently affecting the beam ends), structural deficiencies are often present, most generally consisting in lack of transversal bracing and insufficient beam support length. Frequently their strength, stiffness, vibration response, fire or sound insulation performance fail to meet modern requirements.

Most critical problems generally present in these buildings derive from deterioration of building materials, especially due to local high humidity levels, as well as from modifications and conservation measures that have been incorrectly planned and executed.

One frequent cause of problems has been the increase in the number of floors without suitable structural verification and strengthening, and alteration of the ground level by creating wider windows and removing walls, sometimes without introducing adequate reinforcement elements or by placing them incorrectly. Further openings in the intermediate levels were also frequently done and sometimes they alienated load-bearing walls without proper consideration.

Another important modification concerned the introduction of electricity, gas, water and sewage pipes inside the buildings, as well as the implant of kitchens and bathrooms/toilets where ordinary rooms

used to be. The need for such improvements is undeniable but they were often responsible for major errors like cutting floor beams to lay down a concrete slab or cutting load-bearing wall timber frames so that water pipes could be bedded in the wall thickness.

Highly deformed floors may have been originated just after construction as a consequence of unseasoned timber elements being used, but it often results from excessive loading of floors associated with modification of the building occupancy, when adapting it to offices for instance, with heavy archives being installed in the upper floors. Structural movements, associated with materials deterioration and creep of floor beams on their turn may be responsible for the original light partition walls becoming loaded.

Whenever continuous high moisture content of timber was present, either due to modifications of the building or to ageing of building components, severe decay is noted. As expected, materials kept dry remained basically unaffected, the exception being the possible attack of exposed timber (not enclosed in masonry walls) by wood boring beetles. Nevertheless, these are mainly responsible for surface damage and the attacks are usually not so severe as to risk the structural safety.

A particular problem in several areas of Lisbon, as in most other regions of Portugal, is subterranean termite infestation (*Reticulitermeslucifugus*) again linked with the presence of high moisture contents inside the buildings. Due to the special characteristics of their attack, their presence goes unnoticed until they are fully installed in the building, spreading from foundations to roof timbers. As the general public and even building contractors are not aware of the peculiarities of termites, sufficient corrective actions are rarely taken and the problem is bound to persist.

Humidity may have several origins, like roof or windows malfunction, damaged water systems and, less frequently, water penetration or rising water in the walls. Besides, renovation works may be also responsible for getting water in contact with old materials as when making new concrete slabs on top of unprotected timber floors, causing them to decay.

Although for decades, if not centuries, no problems were detected, it has been observed in recent demolitions that timber foundation poles may present severe decay, due to variations in the ground water level. The drainage of Lisbon ground water that has been conducted in the last decades, together with subterranean works in the vicinity of buildings, are likely to affect ground water level and therefore the moisture content of poles thus enabling fungal degradation.

A suitable strategy to recover or improve the structural behavior of these buildings includes the following steps:

- adoption of measures towards keeping moisture content of materials low;
- replacement of decayed timber elements, namely the ends of timber floor beams and some timber reinforcement elements from frontal walls;
- improvement of connections between walls and between these and the floors;
- removal of the extra upper floors introduced during the years, thus reducing dead loads and consequently seismic loads;
- replacement of the original design, correcting unsafe modifications associated with commercial use of the ground level (which included wider wall openings and even their removal).

2.2. Glued laminated timber structures

Glued laminated timber structures are quite new in Portugal. The first large glulam structure in Portugal was the Pavilhão Atlântico (now MEO ARENA), built for Lisbon Expo'1998, the World Exhibition. This very impressive roof structure consists of 17 glulam arches, reaching 47m above the arena and covering an oval area of 150m x 120m. This is also thought to be the very first large glulam structure designed according to Eurocode 5(EN 1995-1-1, 2004+A1, 2008).

Glued laminated timber was chosen for in many large modern structures due to its aesthetical appealing qualities – and timber is therefore exposed and visible to a large extent (which facilitates detection of possible anomalies or malfunctions of the material).

On the other hand, such structures correspond to structural solutions that were/are not familiar to most engineers, building owners and licensing authorities. Therefore, their structural design, fabrication and erection have been left under the responsibility of interveners that, as a rule, do not guarantee its follow up, maintenance or technical advisory work concerning use or required alterations.

Glued laminated timber became very popular in Portugal (Figure 1) for the new public buildings like sports and concert halls, shopping centers and swimming pools. A small number of refurbishment works have also been done using this material (mostly in the form of straight floor beams).

The available information regarding the quality and health of Portuguese glulam structures is still scarce, greatly as a result of the young age of most structures (less than 18 years old).

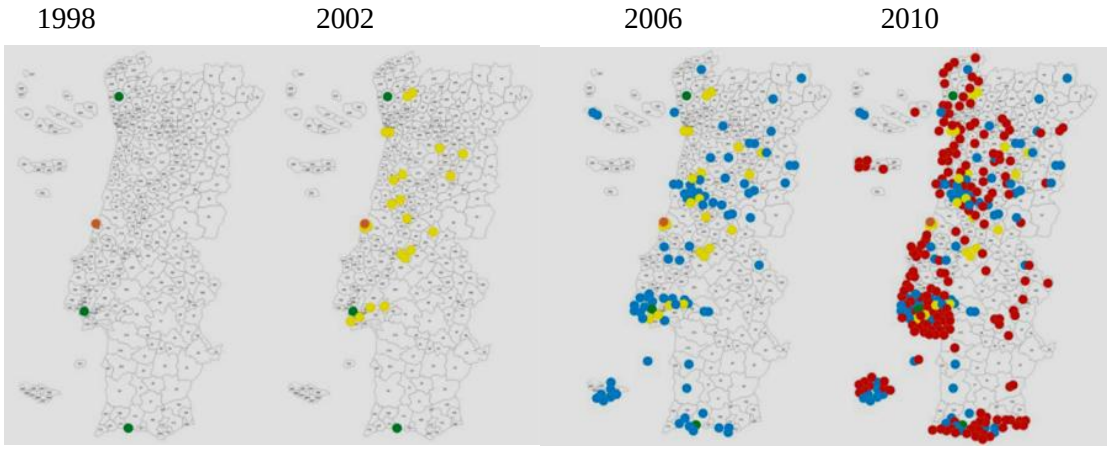


Figure 1. Glued laminated timber structures in Portugal (Negrão, 2011)

However, deficiencies detected so far include: poor specification of the adhesives used regarding the exposure conditions, particularly experienced during erection of the structure (when timber intended for indoor exposure stays fully exposure to weather); poor design or assemblage leading to "unexpected" tensile stresses perpendicular to grain; lack of bracing leading to collapse during erection; poor detailing of the envelope leading to water intake and subsequent timber decay; poor joints design, detailing or execution – frequently associated with restrained shrinkage of timber leading to timber splitting or joint failure.

2.3. Timber building frame houses

There is no tradition of integral timber houses in Portugal. This is due to the high summer temperatures, the significant risk of biological attack to timber and the little availability of timber of high quality as opposed to the large availability of other materials e.g. stone and cement. The preference of traditional building methods, the lack of trained workmanship and timber educated engineers and the lack of suitable codes of practice contribute to keep low the timber share of the house building market.

Timber building construction registered a great impulse in the 70's of last century when industrialized timber building systems were used to respond quickly to the need of new schools for an increasing student population.

Although designed as temporary buildings, some of them are still in use. The poor quality and durability of such buildings, though acceptable in temporary solutions, led to many conservation problems along the years that contributed to a bad image of timber construction.

Recent concerns with the environment and sustainable use of natural resources brought a new impulse to the timber housing market. A varied offer of timber building industrialised systems, some of which of excellent performance and good durability, is available nowadays in the Portuguese market.

Besides (second) houses, the target market includes restaurants and other touristic facilities, especially in protected landscape and in the most expensive segment.

Some non-industrialized timber houses have also been built, but the lack of building codes applicable to timber is hindering progress in this field.

Structural design of timber is covered in Europe by Eurocode 5. However, in quite complex structural systems like buildings, detailing and assembling procedures are of utmost importance for good global performance and durability and, as not fully covered by European standards, they are normally left to the choice of the architect or the building contractor. Also the fire, thermal and acoustic performance require specific technical knowledge, sensibility and experience from all intervenors regarding calculation, detailing, materials specification and building methods that are more complex and are more important in this case than in the case of traditional masonry construction.

3. LEARNING FROM THE EXPERIENCE

Research conducted in other countries on structural failures and malfunctions affecting concrete, steel and timber structures (not necessarily involving casualties) point out to data that that deserves attention. It should be stressed that there is no evidence of the risk associated to timber structures be higher than the risk associated with steel or reinforced concrete structures. However, factors responsible for structural failures or malfunctions vary according with the material. Knowledge on such factors may therefore help anticipate and even avoid future problems and failures.

Regarding timber structures, the following mistakes have been identified (COST Action E55, 2011):

- poor timber performance (e.g. timber grade lower than the one assumed in structural design);
- deficient production (e.g. poor gluing of lamellas or finger-joints);
- wrong fabrication principles (e.g. use of inadequate adhesives for the intended use);
- alterations (e.g. cuts or holes done onsite for practical reasons);
- design errors concerning actions (e.g. incorrect estimate of actions, incorrect structural model);
- design errors associated with environmental conditions (e.g. loading associated with environmental conditions causing drying fissures, restrained shrinkage, or biological degradation);
- deficient assemblage/erection;
- exceeding code design actions;

Forensic engineering has shown that the primary cause of an accident is not always easy to establish. First of all, many failures originate from association of errors. Moreover, judgement may be influenced by the experience and subjective assessment by the expert, who may be more aware to design, fabrication or erection of timber structures and therefore more promptly will detect related aspects.

It has also been acknowledged that certain errors are more likely on certain structural types or more common in certain societies. This may be linked to different knowledge and skills of designers and contractors, implementation of mandatory project review, product certification, inspection and quality control of the building process.

Another interesting conclusion of that study concerns the age of structures at the time of failure: from 87 investigated cases, in 19% of the structures failure occurred during construction and in about 34% occurred in the first 3 years. Such early stage failures are mainly due to design and assemblage errors.

The same study points out the following often neglected or misunderstood aspects – some of which are specific to timber and timber structures:

- structural lateral bracing to avoid instability of structures in the various stages of the building process;

- tension stresses perpendicular to the wood grain;
- moisture and shrinkage related effects;
- design and detailing of structural timber joints;

Inappropriate or missing bracing may be a design or planning error. The last three problems frequently appear associated. These are of utmost importance but are also particular to timber structures, thus requiring from the various people involved (in design, assemblage and follow up of the structure) sound knowledge on timber and its peculiarities.

Off course that only a few part of structural failures come to the public knowledge, thus leading to biased conclusions. Nevertheless, it seems that human errors command the list of primary causes for timber structural failures, alike for steel and concrete structures.

4. SOME STRATEGIES TO EXTEND THE LIFE OF TIMBER IN CONSTRUCTION

Biological deterioration is one major concern regarding timber structures and a major cause of damage and structural failures in the case of traditional construction.

The service life of the material is linked to its natural durability, understood as the natural resistance of wood to the attacks by living organisms (fungi, insects and marine borers) and to its impregnability, to the extent that it determines the viability of giving it added protection.

Susceptibility to the attack of the various organisms varies with timber species, being normally higher in heartwood than in sapwood. The European standard EN 350-2 (1994) lists the durability and treatability of most important timber species used in Europe.

But the probability of deterioration depends not only on the biological agents known, but also on the location of the piece of timber in construction. It should be noted that certain living organisms like fungi and subterranean termites require the timber to have and maintain for some time relatively high moisture content (generally above 20%) to install and attack it.

The moisture content of wood is therefore at the base of the use classes of application laid down in EN 335-2 (2013). This standard sets several use classes that are function of the probability of timber to retain water and develop high moisture content.

Life extension of timber structures may be obtained in several ways. A good strategy consists in the selection of forest species with sufficient natural durability regarding the biological agents (fungi or insects) likely to feed from timber applied in the expected service conditions, i.e. adequate to the risk class.

Bad choices made in the design stage will reflect negatively in the whole life of the structure as protection of timber in service is neither easy nor as effective as preventive treatment prior to application.

It is generally accepted that some building components may be less durable than the expected life of the structure, if they are not essential to safety and can be replaced at acceptable costs. This should be agreed by all intervenors and that replacement be considered both in the maintenance program and maintenance costs.

However, most timber species currently available in Europe have low or moderate durability. When less durable species have to be used, these may also be preservative treated with chemical products. Preservative treatments should be specified to the target biological agent (fungi, boring beetles or termites) likely to attack that particular part of the structure (“surgical” treatment, instead of extensive treatment). A possible alternative to preservative treated timber is modified wood (by thermal treatment, acetylation or furfurylation, for instance), that may have enough durability for the job.

An even better strategy to improve durability is the reduction of the risk class of the most critical parts of the structure by adopting suitable architecture and construction details, able to avoid water intake and its long-term retention by the timber members. Detailing should prevent timber from ground and

water contact, allow quick drying and unrestrained swelling and shrinkage, in case of accidental moisture absorption.

Moisture absorption can cause timber swelling and its attack by termites and fungi. The application of too wet timber regarding the expected service conditions, as well as varying environmental conditions, cause timber moisture content variation on site, leading to distortions and drying fissures.

Although large cross sections subjected to mild weathering will suffer less increase of moisture content than small cross sections, it should be noted that massive cross sections, once have gained moisture content will take much longer to dry out, thus facing a higher risk of biological attack.

Similarly, surface protection by "impermeable" paints or vanishes may retard water absorption in timber but they will also retard its subsequent drying (if water managed to get in through fissures or contact surfaces). This is why "breathing" surface protection against UV radiation, are likely to last longer and protect more effectively the timber surfaces than "impermeable" products.

Another point to take into account is that longer and wider elements are likely to develop more impressive distortion when subjected to environmental variations. From this point of view, length and width of timber pieces should be limited, whenever possible, as for instance in flooring, where swelling in tangential direction and twist distortion may be critical.

As far as possible, direct contact of timber with ground should be avoided, by fixing it on top of concrete or masonry foundations, keeping timber members apart from the ground at least 30cm. Care should be taken to avoid water accumulation in contact surfaces and promote ventilation especially in all end-grain surfaces and butt-joints.

In ground floors and basements, with raising humidity, impermeable layers or membrane materials should be placed between timber and concrete or masonry surfaces, to prevent the highly hygroscopic timber from absorbing moisture.

End grain surfaces must be carefully protected from direct rain in outdoor uses as this is the preference entering way of water in timber. The use of metal caps (Figure 2), preservative treated timber layer or sacrificial (to be replaced when needed) timber layer, are several ways of doing it. Detailing should include ventilation gaps and dripping-pans, to prevent water retention. Repeated application of sealants or water repellents on the end grain surfaces may limit water exchanges with the exterior environment, thus limiting moisture variations.

Contact surfaces between timber elements are prone to water adsorption and uptake by capillarity, especially severe in large contact surfaces. In places subjected to the accumulation of dust and rubbish a gap larger than 5mm between adjoining surfaces is recommended; otherwise, a gap about 2mm is sufficient. Metal washers or similar simple devices may be used for that purpose (Figure 2).Horizontal contact surfaces may be more difficult to protect, requiring for instance the use of dripping-pans to drive water away, water repellent paints to reduce absorption), and in certain cases preservative treatment may be advisable to locally increase the durability.

Figure 2. Timber resting on a concrete column to avoid contact with ground water; metal cap of the column end-grain surface; washers to space contact surfaces (top view)

Since human errors have been the origin of the majority of problematic situations, it is essential to invest in the education of designers, producers, building and inspection contractors concerning the particular behavior of timber and issues that are particular to timber structures.

5. INSPECTION, ASSESSMENT AND MAINTENANCE

Interventions in timber structures are generally motivated by detection of deficiencies like degradation of materials or joints, or deficient structural performance. Frequent sources of concern are fungal or insects attack (which are often difficult to tackle by most practitioners), fissures, cracks or rupture of members, delamination of glued laminated timber, failure of mechanical joints, as well as perception of excessive deformation, sagging or vibration, to quote some examples. Health and safety assessment may also be required when a new use is intended for the building or when its structural system has been or is to be modified intentionally.

Inspection and maintenance of timber structures have to be designed for each specific situation (structural type, specific materials and type of joints, age, environment and use conditions) that may determine specific conservation problems. Nevertheless, past experience from inspection and monitoring timber structures allow calling the attention to a number of critical aspects and establishing priorities.

Timber elements fully or partially exposed to outdoor environment and in ground contact are naturally at risk. Exceedingly humid environmental conditions, condensation, rising ground water or water leakage of any source also create conditions for potential timber degradation.

Moisture problems are most common in roofs near the eaves, chimneys and openings where water leakage is more likely to occur. Roof trusses and rafters, as well as floor beam ends sitting in exterior walls and generally basement or ground timber floors especially in the presence of rising capillary water from the ground, damaged window frames, blocked gutters, missing or displaced roof tiles, damaged mortar and plaster covers are therefore potential sources of wood wetting and subsequent degradation and should be considered and repaired.

The structural behavior and detailing should also be analyzed. Even old structures without obvious signals of failures or bad performance may have inherited original design errors or deficiencies that can and should be corrected to improve its structural safety and robustness. Besides, multiple intentional modifications made during the life of the structure and damage suffered by joints or timber members are likely to have altered the functioning of the structural system and should be taken into consideration.

Fissures and cracks are a common source of concern (though not always justified). First of all it is important to distinguish between drying fissures and mechanical failure cracks of members. While the first ones develop parallel to and split apart the wood fibers, result from moisture content variations and are normal to a certain extent, the latest may sometimes cross perpendicular to the wood grain (show broken wood fibers) or cause the wood fibers to slip along each other and mean that the member was overloaded.

Furthermore, the influence of fissures (or delamination) in timber members depends on the type of member and its loading situation. Of particular concern are fissures affecting joints, members with high shear loads or cross sections where tensile perpendicular to the grain is likely to develop. Even in the absence of fissures, one should pay special attention to all situations prone to introduce tensile stresses perpendicular to the grain as the corresponding timber strength is very week and sudden failure may occur.

The following structural deficiencies are quite common and should also be investigated.

- In flooring systems: insufficient bearing of beams on walls; nonexistent or loosebracing; missing supports (e.g. walls removed from lower floors); introduction of partition walls (mid span extra loading); main elements cut (e.g. to accommodate water pipes or electric wires).
- In roofs structures: wrong design of trusses; wrong design of joints; eccentric loads at supports; trusses with loads applied out of the truss nodes (e.g. by the roof rafters); no bracing;

missing parts (due to construction mistakes or subsequent interventions, e.g. to facilitate access or to install equipment).

- In joints: missing plates and bolts; lack of contact between timber elements where this is required (e.g. due to construction errors or to structural deformation); too small or missing bolt washers; corrosion of metal fasteners or plates; loose bolts (e.g. due to shrinkage or to local crushing of timber); timber fissures or biological damage in the joint area; insufficient spacing, end or edge distances of fasteners.

Monitoring is essential in any type of structure to allow the early detection of possible degradation processes and to remedy deficiencies by establishing suitable maintenance routines and so extend the life and enhance the performance of the structure.

Inspection and maintenance are particularly important in the case of timber structures, due to the highly hygroscopic nature of timber and its susceptibility to biological deterioration specially when exposed in moist environments and or contact with water, or frequently wet materials.

Maintenance plays a fundamental role in the guarantee of the long term performance, safety and durability of buildings. Inspection, monitoring and maintenance plans should be carefully designed regarding the structure characteristics and use, to prevent, detect and correct in due time possible problems.

REFERENCES

[1] Negrão, J.H.: 2011 – Estruturas de madeira em Portugal, Presente e passado. CIMAD 11 – 1stIbero-Latin-American Congress of Timber in Construction, June 2011, Coimbra, Portugal

[2] EN 350-2: 1994 – Durability of Wood and Wood-based Products. Natural Durability of Solid Wood. Part 2: Guide to Natural Durability and Treatability of Selected Wood Species of Importance in Europe. CEN, Brussels

[3] EN 335: 2013 – Durability of Wood and Wood-based Products. Use Classes: definitions, application to solid wood and wood-based products. CEN, Brussels

[4] COST Action E55: 2011 – Assessment of failures and malfunctions. Publication on failures and guidelines for quality control.Ed. Kohler, J; Fink, G.; Torati, T. Shaker Verlag

[5] EN 1995-1-1:2004/A1:2008: Eurocode 5 − Design of timber structures. Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings.CEN, Brussels

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 3

Maurizio FOLLESA[1], Massimo FRAGIACOMO[2]

SEISMIC DESIGN OF CROSS-LAMINATED TIMBER BUILDINGS ACCORDING TO EUROCODE 8

SUMMARY

A short example of the calculation of a 3-storey case-study X-Lam building is proposed in this paper, according to the provisions included in a new proposal for the revision of the current version of Chapter 8 of Eurocode 8. The design example is performed using the equivalent static procedure included within Eurocode 8, which was applicable considering the building regularity, and only for the connections of the 1st storey, due to the paper length limitation. The proposed example demonstrates the viability of the provisions for X-Lam buildings included in a recently presented new proposal of the Chapter for the seismic of timber buildings within Eurocode 8 (Follesa et al., 2015).

Keywords: Seismic design, X-Lam buildings, Eurocode 8, Capacity Based Design

Маурицио ФОЛЕСА[1], Масимо ФРАЦИАКОМО[2]

СЕИЗМИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ НА НАКРСНО ЛАМИНИРАНИ ДРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД 8

РЕЗИМЕ

Во овој труд претставен е еден краток пример за пресметка на трикатна накрсно ламинирана дрвена конструкција, во согласност со одредбите вклучени во новиот предлог за ревизија на сегашната верзија на поглавјето 8 од Еврокод 8.Проектирањето е извршено според еквивалентна статичката постапка, вклучена во рамките на Еврокод 8, која важипоради регуларноста на објектот, и тоа само за врските на првиотви кат, поради ограниченоста на должината на трудот. Преку предложениот пример се покажува применливоста на одредбите за накрсно ламинирани дрвени конструкциивклучени во новиот предлог во поглавјето за сеизмичка пресметка на дрвени конструкции во рамките на Еврокод 8 (Follesa et al., 2015).

Клучни зборови: сеизмичко проектирање, накрсно ламинирани конструкции, Еврокод 8

[1] Research Associate, PhD, Dept. of Architecture, Design & Urban Planning - University of Sassari, Italy follesa@dedalegno.com

[2] Prof. PhD, Department of Civil, Construction-Architectural & Environmental Engineering, University of L'Aquila, Italy, massimo.fragiacomo@univaq.it

1. INTRODUCTION

In the last ten years, more than 20 medium to high-rise timber buildings with a number of storeys ranging from 6 to 14have been built in many European regions with different levels of seismicity (Fig. 1). In most of these buildings, the load resisting system is made of cross-laminated (X-Lam) panels, which are a wood-based product made of layers of timber planks glued under pressure where the adjacent layers are laid crosswise (Fig.2 right). These timber panels have a size up to 3.5 m in width, 18 m in length, and 40 cm in thickness, and are connected using metal connectors such as hold-downs, angle brackets and screws (Fig. 2 left). Advantages of the system include sustainability, energy efficiency and, above all, speed of construction with consequent savings in times and costs. However, the success of this construction system has not been followed by a corresponding update of the provisions for the seismic design, which are included within Chapter 8 of Eurocode 8for the case of timber buildings.

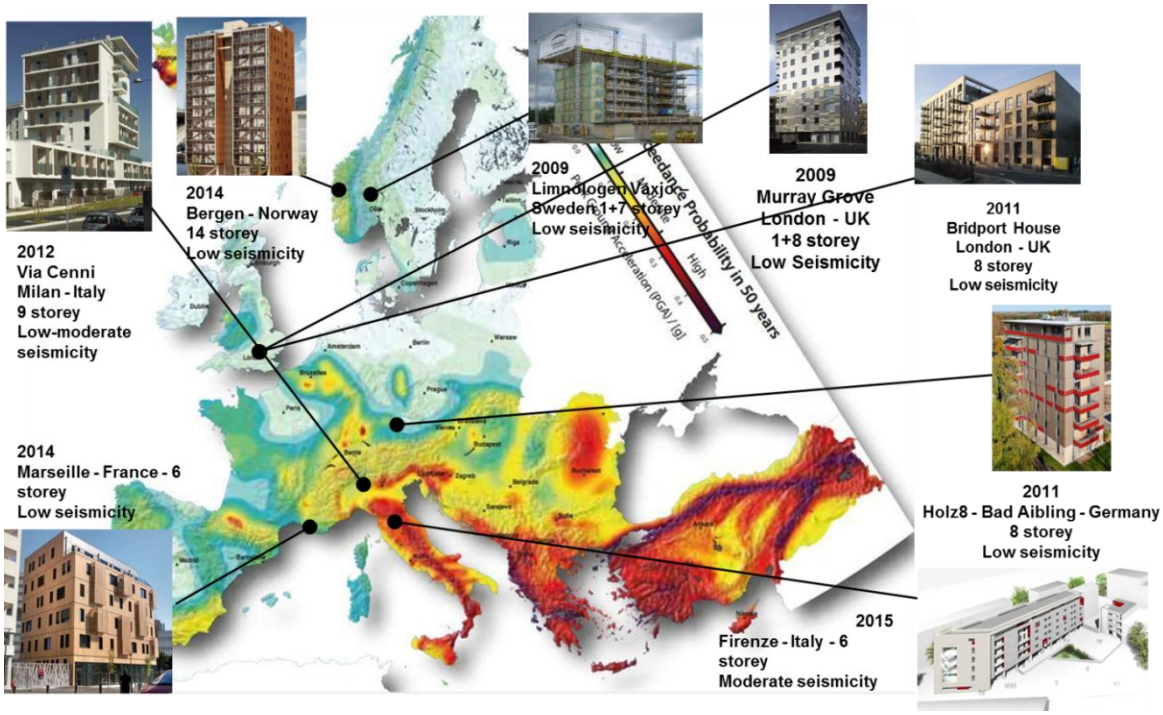


Figure 1. Medium to high-rise buildings built in the last decade in European areas with different levels of seismic hazard
(European Seismic Hazard map from the SHARE web site, http://www.share-eu.org).

Figure 2. Photo of an X-Lam wall panel with hold-down connectors (at the ends) and angle bracket connectors (in the middle) (left) and photo of a typical X-Lam floor panel (right).

The current version of Chapter 8 of Eurocode 8 (CEN, 2004)which was released in 2004 and consists of only 5 pages, is missing most of the information needed by structural engineers for the seismic design of a multi-storey timber building according to the force-based method. The information needed, reported also in (Follesa et al., 2015), include: (*i*) an updated list of the structural types currently used in practice such as e.g. the X-Lam system, and of the corresponding values of the behaviour factor q for each Ductility Class; (*ii*) General and Capacity Design rules for each structural type; (*iii*) over-strength factors for the design of the non-ductile elements of the structure in order to avoid their anticipated brittle failures and ensure the development of the cyclic yielding of the dissipative zones; and finally (*iv*) modified provisions for the safety verifications which should take into account the strength degradation of the dissipative zones due to cyclic loading complying with the same provisions given for other materials within Eurocode 8.

The lack of the above conditions forces structural designers to make assumptions in the seismic design which may not necessarily be conservative.

The aforementioned considerations are leading to a comprehensive revision of Chapter 8 of Eurocode 8 which is currently ongoing. The aim of this paper is to provide a design example of a three-storey X-Lam building according to the new provisions, partly included in (Follesa et al., 2015).

2. THE PROPOSAL OF A NEW CHAPTER FOR THE DESIGN OF TIMBER BUILDINGS WITHIN EUROCODE 8

The proposal for the revision of the current Chapter for the seismic design of timber buildings of Eurocode 8, presented in (Follesa et al., 2015),includes the following modifications:

a) Complete revision of the current list of structural types with the inclusion of graphical sketches in order to ease the understanding. Some structural types have been newly introduced (X-Lam, Log House, Post and Beam, and Vertical Cantilever system) and some others have been renamed with more common definitions according to the common practice such as Light Frame buildings and Moment Resisting Frames.

b) Re-definition of the values of the q factor for each structural type according to the reference Ductility Class (M or H, for DCL the proposed values is 1,5 for all the structural types).

c) Modified provisions for the ductility classification of the dissipative zones, with the definition of dissipative zones for each structural type and definition of static ductility values for each Ductility Class.

d) Modified ductility rules for mechanical joints with a “performance based” alternative based on the failure mode (with the formation of one or two plastic hinges in the mechanical fastener) according to the European Yield Model defined within Eurocode 5 (CEN, 2009).

e) Values of the over-strength factor γ_{Rd} provided for each structural type.

f) Modified safety provisions with the introduction of a factor β_{sd} accounting for the strength degradation due to cyclic loading for the dissipative zones, and modified values of the partial safety factors to be used when designing according to the concept of dissipative and non-dissipative structural behaviour.

Regarding X-Lam buildings (note that the acronym X-Lam is used instead of CLT in order to comply with the same definition given within the European Product Standard prEN 16351 “Timber structures — Cross laminated timber — Requirements”), a value of the behaviour factor q=2 is proposed for DCM and q=3 for DCH according to the General and Capacity Design Rules defined for the structural system proposed in the following paragraphs (Follesa et al., 2015).

Note that, according to the proposal, capacity based design rules are proposed both at building level and at connection level, in order to ensure that any possible instability or soft storey mechanism at a global level, as well as any possible brittle failure of the ductile components devoted to the dissipative behaviour at a local level, are prevented.

1.2. Capacity design rules for DCM

(1) In X-Lam buildings designed for DCM, each wall may be composed either by only one X-Lam panel or by more than one panel connected with rigid vertical joints.

1.2.1. Capacity design rules at building level

(1)P X-Lam buildings should be regarded as box-type structures. In order to achieve this behaviour some structural components should be considered as dissipative zones and some other should be considered as non-dissipative and properly designed with sufficient overstrength to avoid any possible brittle failure mechanism. The dissipative connections will use dowel-type fasteners inserted perpendicular to the shear direction. Connections with dowel-type fasteners inclined in the shear direction (e.g. screws inclined in the shear direction) are allowed only in non-dissipative connections. The structural elements which should be designed with sufficient overstrength, according to Equation (1), in order to ensure the development of cyclic yielding in the dissipative zones, shall be (Fig.3):

- *all X-Lam wall and floor panels;*
- *connections between adjacent floor panels (or connection of other type of sheathing material like in XX (reference to the Material Properties section)) in order to limit at the greater possible extent the relative slip and to assure a sufficiently rigid in-plane behaviour;*
- *connections between floors and the underneath walls thus assuring that at each storey there is a sufficiently rigid floor to which the walls are rigidly connected;*
- *connections between perpendicular walls, particularly at the building corners, so that the stability of the walls themselves and of the structural box is always ensured.*

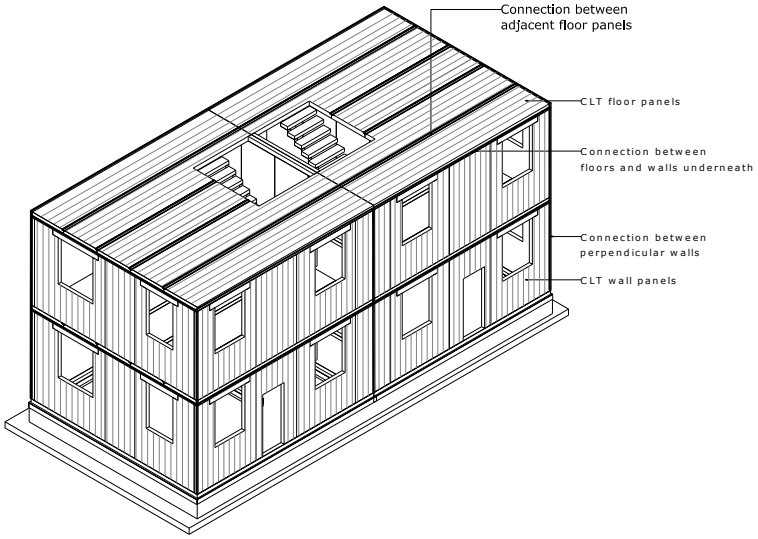


Figure 3. Connections designed with overstrength in order to fulfil the capacity design criteria in Cross Laminated Timber buildings in DCM (Follesa et al., 2015).

(2)P The connections devoted to the dissipative behaviour in a X-Lam building should be:

- *shear connections between walls and the underneath floor, and between walls and foundation (usually steel brackets or screwed connections);*
- *anchoring connections against uplift placed at wall ends and at wall openings (usually hold-down anchors).*

1.2.2. Capacity design rules at connection level

(1)P When designing connections as defined in 1.2.1(2)P, a ductile failure mode characterized by yielding of fasteners (nails or screws) in steel-to-timber or timber-to-timber connections should be achieved and brittle failure mechanisms should be avoided according to overstrength rules. Specifically, the following failure mechanisms shall be avoided:

- *tensile and pull-through failure of anchor bolts and screws;*
- *steel plate tensile and shear failure in the weakest section of hold-down and angle brackets connections.*

Other brittle failures such as splitting, shear plug, tear-out and tensile fracture of wood in the connection regions should be always avoided.

1.3. Capacity design rules for DCH

(1) In X-Lam buildings designed for DCH, in each perpendicular direction, at least 50% in length of the seismic resistant shear walls shall be segmented. Segmented walls shall be composed by more than one panel, each one of width not lower than 0,25h, h signifying the inter-storey height, and not greater than h, connected with joints made with mechanical fasteners (screws or nails) inserted in a horizontal plane.

1.3.1. Capacity design rules at building level

(1)P The same provisions of 1.2.1(1)P apply.

(2)P In addition to the provisions of 1.2.1(2)P the following connections should be considered and designed for dissipative behaviour:

- *vertical screwed or nailed step joints between adjacent parallel wall panels within the segmented shear walls.*

1.3.2. Capacity design rules at connection level

(1)P The provisions of 1.2.2 apply.

The Equation for the application of Capacity Based Design (Equation 1) mentioned in the Capacity Design section included in the proposal is the following:

$$\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \cdot F_{Rd,d} \leq F_{Rd,b} \quad (1)$$

where γ_{Rd} is the over-strength factorfor which the proposed value is 1,3 for X-Lam buildings; β_{sd} is the factor accounting for the strength degradation due to cyclic loading for the dissipative zones, for which the proposed value is 0,8; $F_{Rd,d}$ signifies the design strength of the ductile component; and $F_{Rd,b}$ signifies the design strength of the brittle component.

The reason for dividing the design strength of the ductile component by the β_{sd} factor can be explained by considering the possibility of occurrence of a "near fault" earthquake, where only one big cycle may occur, with no or just little strength degradation in the ductile components. Since the design value already takes into account the strength degradation due to cyclic loading as the characteristic strength value in static condition is multiplied by the factor β_{sd} (see Equation (2)), by dividing again by β_{sd} reference is made to the characteristic, non-degraded, value of the resistance.

Finally according to the provisions proposed in (Follesa et al., 2015), also the safety verifications provisions have been modified. The basic assumption is that the seismic combination should be regarded as an accidental load combination and therefore the partial safety factor for accidental load combinations (γ_M=1,0) should be used. Then, for the design according to the dissipative structural behaviour, the strength degradation due to cyclic loading should be taken into account by multiplying the characteristic value of the strength in static condition by the β_{sd} factor accounting for the strength degradation due to cyclic loading. In case of design according to the low-dissipative structural behaviour, no strength degradation should be taken into account. Therefore for the two cases, the design values of the strength properties are the following:

Dissipative structural behaviour: $$F_d = \frac{F_k \cdot \beta_{sd} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (2)$$

Non-dissipative structural behaviour: $$F_d = \frac{F_k \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (3)$$

3. DESIGN EXAMPLE

The case study building chosen for the design example is a three storey X-Lam building with a square plan dimension of approximately 7.0×7.0 m and a total height of 10.0 m with a double-pitched roof(Fig. 4) which was tested in 2006 within the Sofie Project on the unidirectional 14,5m x 15m NIED Shaking Table facility in Tsukuba, Japan (Ceccotti and Follesa, 2006). Walls are made with 5-layers,85 mm thick X-Lam panels (**17**-17-**17**-17-**17**), while inter-storey floors are made with 6-layers,142 mm thick (**27**-17-**17**-**17**-17-**27**)X-Lam panels and again 5-layers 85 mm thick X-Lam panels (**17**-17-**17**-17-**17**) for the roof.The floor plan is symmetric in both directions and at each floor there is a central wall parallel to the E-W direction with a central door opening of 2.25×2.40 m. The two parallel outer walls at the first floor in the E-W direction have two asymmetric openings of 1.20×2.20 m and 4.00×2.20 m. The outer walls parallel to the N-S direction incorporate two window openings of 1.20×1.20 m. The net storey height is 2.95 m for the first two floors and varies from 2.75 m at eaves to 3.80 m at the ridge for the third floor. The floor direction is perpendicular to the walls with the door openings.

Total dead and live loads are listed in Table 1and were estimated considering a dead load G for external and internal walls of 0.94 kPa and 0.79 kPa, respectively, and of 3.43 kPa and 1.28 kPa for floors and roof respectively, where the roof loads refer to the inclined area. The live loads Q for the floors are 2.00 kPa for residential use whereas for the roof diaphragm no accidental load is considered for the seismic combination.

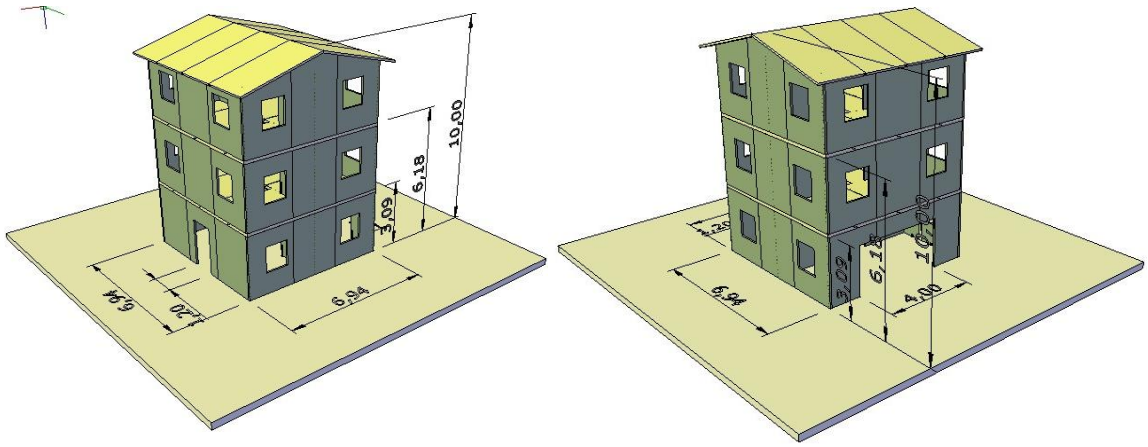


Figure 4. 3D view of the case study building with the main dimensions in m.

Level	Dead load, G (kN)	Live load, Q (kN)	Seismic weight, G + 0.3Q (kN)
1	262.31	28.85	291.16
2	262.31	28.85	291.16
3	128.51	0.00	128.51
Sum	653.13	57.7	710.83

Table 1. Total dead loads, live loads and seismic weights for each level of the building.

3.1. Seismic design spectrum

The design spectrum is based on a Type 1 elastic spectrum according to Eurocode 8 (CEN, 2004) and is defined by the following parameters:

- design ground acceleration a_g = 0.35 g;
- soil factor S = 1.2 for ground type B;
- lower limit of the period of constant spectral acceleration branch T_B = 0.15 s;
- upper limit of the period of constant spectral acceleration branch T_C = 0.50 s;

- value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum T_D = 2.00 s;
- damping correction factor for 5% viscous damping η = 1.

Considering the Capacity Design rules referenced in §2, this building has 100% of segmented seismic resistant walls in each direction, therefore could be classified as a Ductility Class High structure with a value of the behaviour factor q=3.

The natural vibration period of the structure is calculated from the code equation of Eurocode 8 (CEN, 2004) shown in Equation (4), which in this case gives:

$$T_1 = C_T \cdot h^{3/4} = 0.05 \cdot 10^{3/4} = 0.28 \text{ s} \quad (4)$$

3.2. Seismic design of the building with the equivalent static force procedure

Considering the building regularity, the seismic design of the building is performed with the equivalent static force procedure.

The model is based on the assumption of rigid floor diaphragms which are considered as rigid bodies that translate and rotate in the horizontal plane: two translational horizontal degree-of-freedom (DOF) and one rotational DOF per storey. Out of plane rotations and deformations of the diaphragms are not considered, thus wall elements transfer horizontal forces between floors neglecting the overturning response and the associated uplift forces. In other words, the simplified model yields only the shear force transferred by each wall. The horizontal stiffness of each wall may be assumed as linearly related to its length and although the user can define different stiffness per length for each wall, it is common practice that the same value is used for all wall elements at this preliminary stage. The actual value of the distributed stiffness is not important since no modal analysis is executed for the equivalent static force analysis and the fundamental period is calculated directly from Eq. 4.

The simplified model has been implementedin Matlab (Mathworks 2009), a general purpose programming language.

User-defined input data include:

- general input data such as number of storeys, number of walls per storey, inter-storey heights and floor diaphragm thicknesses
- geometric data (location, orientation and length) and dead loads for each wall of each storey
- geometric data and dead/live loads for each floor diaphragm
- spectral acceleration input for the equivalent static force procedure and related data (mass eccentricity, definition of analysis cases for bidirectional analysis).

According to Eurocode 8 (CEN, 2004), the design base shear for the equivalent static procedure, $F_B(T_1)$, is equal to:

$$F_B(T_1) = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot W \cdot \lambda = 0.35 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{3} \cdot 710.83 \cdot 0.85 = 211.47\ kN \quad (5)$$

Where W is the total seismic weight of the building and λ is the correction factor, the value of which is equal to 0.85 if $T_1 < 2\ T_C$ andthe building has more than two storeys, or 1.0 otherwise.

The seismic forces and shear distribution at each storey is calculated according to the code formula expressed in Eq. 6, considering the fundamental mode shape as a distribution of horizontal displacements increasing linearly along the height of thebuilding.

$$F_i = F_B \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (6)$$

The distribution of seismic forces F_i and shear T_i for each storey is reported in Table 2.

Storey	z_i (m)	F_i (kN)	T_i (kN)
1	3.08	48.70	211.47
2	6.18	97.39	162.77
3	9.40	65.38	65.38

Table 2. Distribution of seismic forces and shear for each storey.

3.3. Analysis results

The results of the analysis with a graphical representation on each wall in terms of shear per meter are showed in Fig. 5 for all walls and for each storey and in Fig. 6 only for the 1st storey wall.

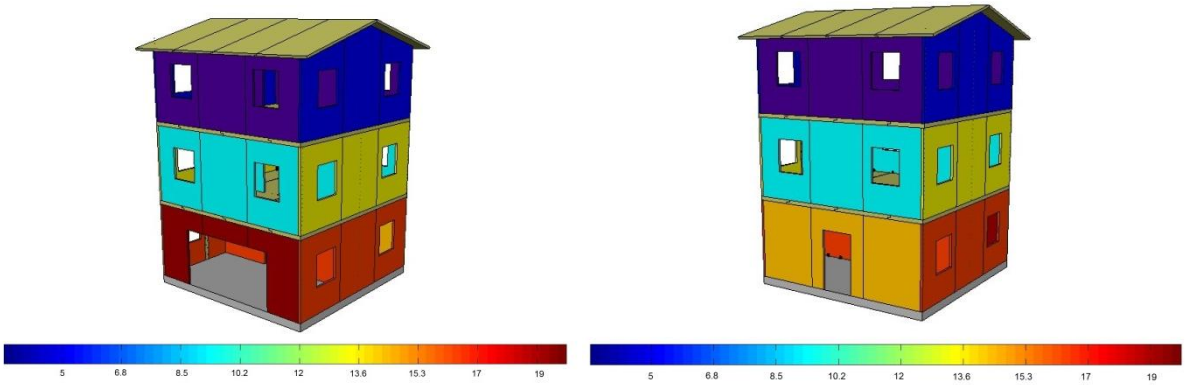


Figure 5. Results of the equivalent static force procedure in terms of shear per meter for each wall.

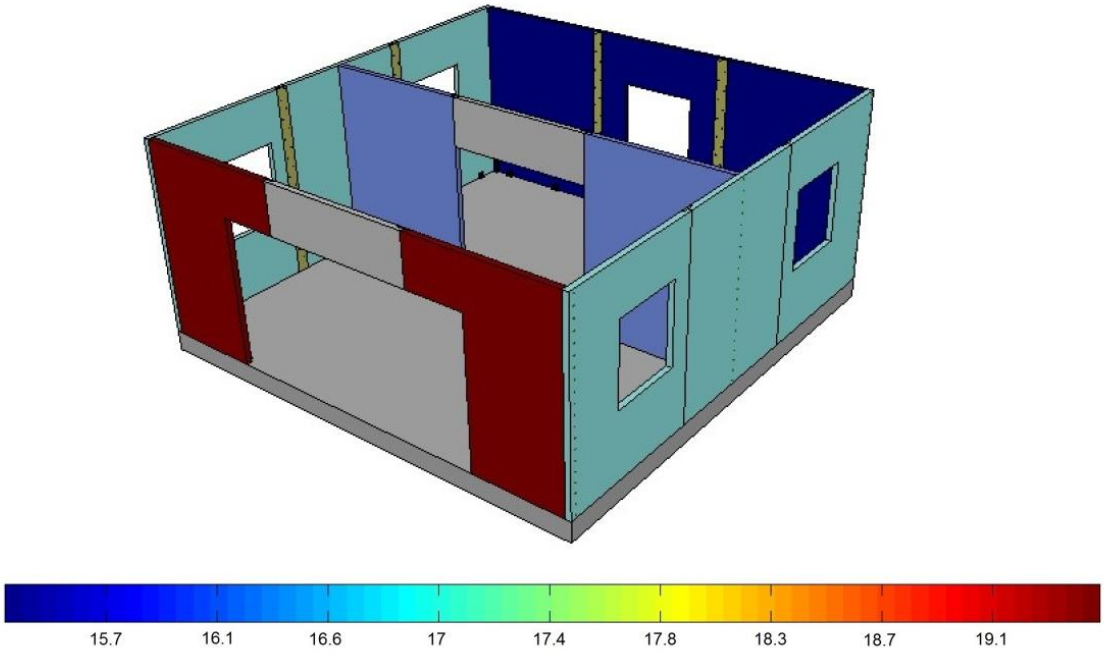


Figure 6. Results of the equivalent static force procedure in terms of shear per meter for the 1st storey wall.

The maximum value of the seismic shear is obtained for the walls of the ground floor, precisely in the two short wall segments of the outer wall with the large opening, as it could be expected, and has a maximum value of 20kN/m.

The maximum uplift was calculated according to the schematization shown in Fig. 7 and to Eq. (7), considering the value of the vertical load acting on the wall in the seismic combination.

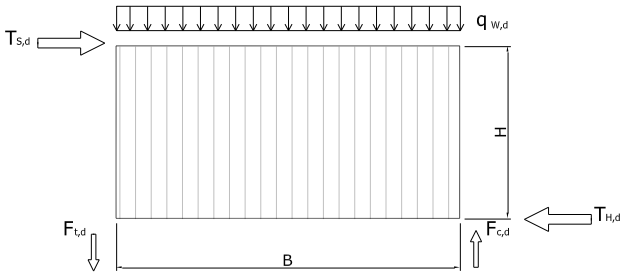


Figure 7. Schematization used for the calculation of the maximum uplift.

$$F_{t,d} = \frac{T_{s,d} \times H}{B} - \frac{q_{w,d} \times B}{2} \tag{7}$$

Where $q_{w,d}$ is the value of the vertical load acting in seismic combination which is equal to:

$$q_{w,d} = \left(\frac{3.56 \times 3.5}{2} + \frac{2.00 \times 0.3 \times 3.5}{2}\right) \times 2 + \frac{1.35 \times 3.5}{2} + 2{,}8 \times 2 = 22{,}5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \tag{8}$$

The length of the wall segment is 1.47 m, therefore the value of the uplift is:

$$F_{t,d} = \frac{20 \times 1.47 \times 2.95}{1.47} - \frac{22.5 \times 1.47}{2} = 42.46 \text{ kN} \tag{9}$$

The vertical step joints between wall panels may be calculated considering the same base shear per meter acting on the reference shear wall according to the schematization of Fig. 8 and Eq. (10-13).

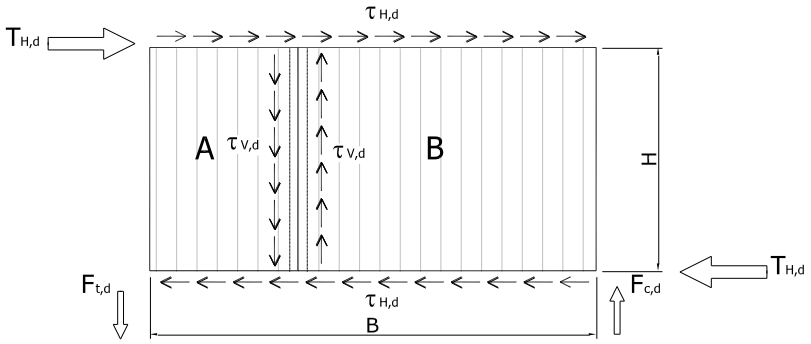


Figure 8. Schematization of the shear stresses acting on vertical step joints.

$$F_{t,d} = F_{c,d} = \frac{T_{H,d} \times H}{B} \tag{10}$$

Portion A vertical equilibrium:

$$\tau_{V,d} \times H = F_{t,d} \tag{11}$$

$$\tau_{V,d} = \frac{F_{t,d}}{H} = \frac{1}{H} \times \frac{T_{H,d} \times H}{B} = \frac{T_{H,d}}{B} \tag{12}$$

Horizontal equilibrium:

$$\tau_{H,d} = \frac{T_{H,d}}{B} = \tau_{V,d} \tag{13}$$

4. DESIGN OF CONNECTIONS

The X-Lam panels of the building are connected together and to the foundation by means of angle brackets, hold-downs, nails and self-tapping screws according to the connections distribution illustrated in Fig. 9 and detailed in Table 3 where the design value is calculated only for the 1st storey, considering the length limitation of this paper,according to the Capacity Based Design provisions given in §2.

The calculation should be carried outof course also for the upper storeys. According to the provisions given in (Follesa et al., 2015),the resistance of shear walls shall be higher at lower storeys and should decrease at higher storeys proportionally to the decrease of the storey seismic shear in order to ensure a simultaneous plasticization of as many storeys as possible, avoid soft storey mechanisms, and increase the ductility and energy dissipation of the structure.

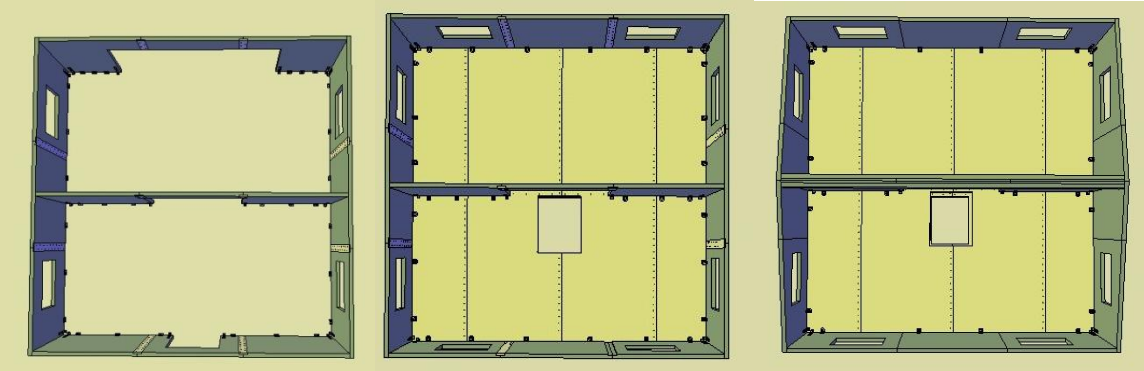


Figure 9. Distribution of connectors on the 3 storeys of the building.

Type of connection		Calculation of number of nails and of the design strength on the nail side	Design strength on the steel side	Design strength on the concrete side
Description	Fastening			
Uplift connection	WHT 620 with 33ϕ4x60 Anker nails	$n_{nails} = \frac{F_{nail,d}}{R_{k,nail}\ *}$ $= \frac{F_{steel,d}}{\gamma_{Rd} \cdot R_{k,nail}}$ $= \frac{85.2}{1.3 \cdot 1.93} = 33.9$ $\cong 33$ $F_{HD,d}$ $= \frac{n_{nail} \cdot R_{k,nail} \cdot \beta_{sd}}{\gamma_M}$ $= \frac{33 \cdot 1.93 \cdot 0.8}{1.0}$ $= 50.95\ kN$	$F_{steel,d}$ $= \frac{F_{steel,k}}{\gamma_M}$ $= \frac{85.2}{1.0}$ $= 85.2\ kN$ (calculated on the weakest section of the steel plate according to the producer specification)	$F_{con,d} = \frac{F_{con,k}}{\gamma_M}$ $= \frac{119.72}{1.0}$ $= 119.72kN$ (considering class 5.8 ϕ20x240 anchor bolt with Epoplus bonding in non-cracked concrete)
Shear connection	TITAN TCN200 with 30 ϕ4x60 Anker nails	$n_{nails} = \frac{F_{nail,d}}{R_{k,nail}\ **}$ $= \frac{F_{steel,d}}{\gamma_{Rd} \cdot R_{k,nail}}$ $= \frac{42.4}{1.3 \cdot 0.76} = 42.9$ $\rightarrow 30\ ***$	-	$F_{con,d} = \frac{F_{con,k}}{\gamma_M}$ $= \frac{42.4}{1.0}$ $= 42.4\ kN$ (considering 2 SKR ϕ12x200 screw anchor in the inner holes in non-cracked concrete)

		$F_{AB,d} = \frac{n_{nail} \cdot R_{k,nail} \cdot \beta_{sd}}{\gamma_M} = \frac{30 \cdot 0.76 \cdot 0.8}{1.0} = 18.24\ kN$		
Vertical step-joint connection between wall panels****	HBS 8x100 self-tapping screws	$R_{k,screw}$=3.66 kN***** $R_{d,screw} = \frac{R_{k,screw} \cdot \beta_{sd}}{\gamma_M} = \frac{3.66 \cdot 0.8}{1.0} = 2.93\ kN$	-	-
Vertical joint between perpendicular panels	HBS 8x240 self-tapping screws	$R_{k,screw}$=3.86 kN***** $R_{d,screw} = \frac{R_{k,screw}}{\gamma_M} = \frac{3.86}{1.0} = 3.86\ kN$	-	-

Table 3. Calculation of the design strength for the connections at the 1st storey.

* $R_{k,\ nail}$=1.93 kN for uplift connections based on ETA-11/0086
** $R_{k,\ nail}$=0.76 kN for shear connections based on ETA-11/0496
*** maximum number of holes in the angle bracket connection
****vertical step joints are made with 27 mm Kerto-Q panels of 27 mm of thickness in single shear
*****the value of the characteristic strength is calculated according to (Uibel and Blaß, 2006) and (Uibel and Blaß, 2007)

4.1. Uplift connection verification

The maximum value of the uplift force is $F_{t,d}$=42.46kN according to Eq. 9. Therefore, considering the presence of one WHT620 hold-down anchor at each wall end and door opening side, the verification is the following:

$F_{HD,d}$ = 50.95 kN>$F_{t,d}$ = 42.46

A second verification should be carried out considering the over-turning verification of the whole building around A-axis A and, conservatively, considering only the contribution of the hold-down anchors (6 in total) placed in the opposite outer wall, according to Eq. 14 and Fig. 10.

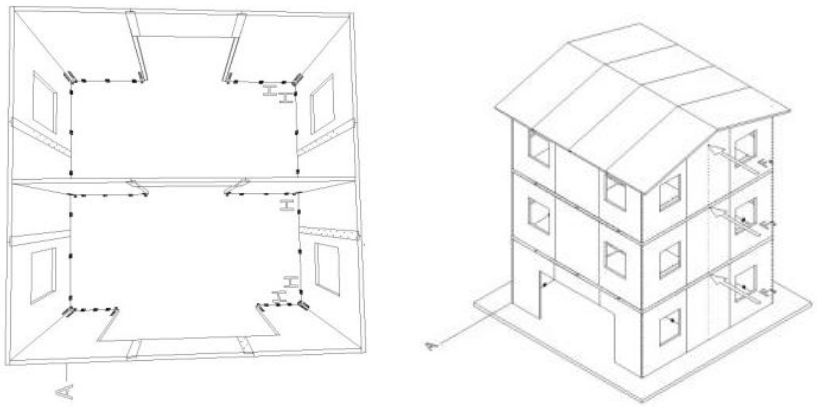


Figure 10. Distribution of hold-down anchors at the 1st storey and of seismic storey forces. Hold-down anchors considered in the over-turning verification are identified with H.

$$F_3 \times h_3 + F_2 \times h_2 + F_1 \times h_1 - \frac{W}{q} \times \frac{6{,}935}{2} - 6 \times H \times 6{,}935 = 0 \quad (14)$$

$$65.38 \times 9.40 + 97.39 \times 6.18 + 48.7 \times 3.10 - \frac{710.8}{3} \times \frac{6.935}{2} - 6 \times H \times 6.935 = 0$$

⇨ H =13.12 kN< 50.95 kN = $F_{HD,d}$

4.2. Shear connection verification

The maximum value of the shear force per linear meter force is $F_{v,d}$=20.00kN/m according to Fig. 4. Considering the presence of 3 angle brackets for each short wall where the maximum shear forces occur, theverification is the following:

$$R_{v,wall} = \frac{R_{AB,d} \times 3}{l} = \frac{18.24 \times 3}{1.52} = 37.22 \frac{kN}{m} > 20 \frac{kN}{m} = F_{v,d} \quad (15)$$

4.3. Vertical step-joint verification

According to Eq. 10-13 and Fig. 4 the maximum of the shear stresses acting on the vertical step-joint at the 1st floor are the same value of the shear-stresses acting in the wall-to-foundation connections, i.e. 17kN/m on the two outer 1storey walls with the windows openings.

Therefore, considering the design strength calculated in Table 3, the spacing of the HBS 8×100 screws in the vertical step joints should be calculated according to Eq. 16 and 17:

$$\tau_{V,d} \cdot H \leq R_{d,screw} \cdot \frac{H}{sp_{screw,step}} \quad (16)$$

$$sp_{screws,step} = \frac{R_{d,screw} \cdot H}{\tau_{V,d} \cdot H} = \frac{2.93 \cdot 2.95}{17 \cdot 2.95} = 0.172m \cong 17\ cm \quad (17)$$

4.4. Perpendicular wall joint verification

According to the Capacity Based Design rules defined in §2, the vertical joints between perpendicular walls should be designed with overstrength requirements. Considering that the maximum force acting on the two perpendicular walls is the same as the maximum uplift force in one of the two walls, equal to 42.46 according to §4.1, the calculation of the minimum spacing between the HBS 8×140 screws should be calculated according to eq. 18 and 19:

$$\frac{F_{t,d} \cdot \gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \geq R_{d,screw} \cdot \frac{H}{sp_{screw,perp}} \quad (18)$$

$$sp_{screws,perp} = \frac{H \cdot \beta_{sd} \cdot R_{d,screw}}{F_{t,d} \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{2.95 \cdot 0.8 \cdot 3.86}{42.46 \cdot 1.3} = 0.165m \cong 16\ cm \quad (19)$$

A further verification should be conducted taking into account the compression stresses due to the overturning moment caused by the seismic forces on the external walls at each storey and considering the overstrength requirements according to the Capacity Based Design rules given in § 1.2. However this verification is usually less challenging than the verification for static (gravity and imposed) load combination.

5. CONCLUSIONS

A design example of a 3-storey case-study X-Lam building is presented, where the design is carried out according to the provisions included in a proposal for the modification of the current Chapter for the seismic design of timber buildings of Eurocode 8 given in (Follesa et al.,2015). Considering the building regularity, the design has been performed using the equivalent static procedure included in Eurocode 8, and verifications are carried out only for the1st storey connections. Due to the length limitation of this paper it was not possible to include also an example of calculation with the linear dynamic analysis, which could nevertheless be performed according to the methods proposed in (Follesa et al., 2013).

Even if the calculation example provided in this paper demonstrates the viability of the provisions included in the new proposal, at least for X-Lam buildings, further design examples should be carried out in order to demonstrate the full applicability of the new provisions.

REFERENCES

[1] Ceccotti, A., Follesa, M. (2006) "Seismic Behaviour of Multi-Storey X-Lam Buildings." Proceedings of COST E29 International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, pages 81-95, Coimbra, Portugal

[2] European Committee for Standardization (CEN), (2004)"Eurocode 8—Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". Brussels, Belgium

[3] European Committee for Standardization (CEN), (2009)"Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings". Brussels, Belgium

[4] European Committee for Standardization (CEN), (2013)"prEN16351 - Timber structures — Cross laminated timber — Requirements".Brussels, Belgium

[5] Follesa, M., Christovasilis, I., Vassallo, D., Fragiacomo, M., Ceccotti, A. (2013) "Seismic design of multi-storey XLAM buildings according to Eurocode 8." Ingegneria Sismica, Special Issue on Timber Structures, n. 04/2013, pp. 27-53

[6] Follesa, M., Fragiacomo, M., Vassallo, D., Piazza, M., Tomasi, R., Casagrande, D., Rossi, S. (2015). "A proposal for a new Background Document of Chapter 8 of Eurocode 8". Proc. of the International Network on Timber Engineering Research meeting INTER, Ŝibenik, Croatia. - paper 48-102-1

[7] Mathworks, (2009). "MATLAB – R2009b Release", Mathworks, Natick, MA, USA

[8] Uibel, T, Blaß, H.J., (2006). "Load Carrying Capacity of Joints with Dowel Type Fasteners in Solid Wood Panels" 39th CIB W18, Florence, Italy, paper 39-7-5

[9] Uibel T, Blaß H.J (2007). "Edge joints with dowel type fasteners in cross laminated timber" 40th CIB W18, Bled, Slovenia, paper 40-7-2

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

IP - 4

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Tzvetan GEORGIEV[1], Nikolaj RANGELOV[2]

INTRODUCTION OF EUROCODES IN BULGARIA AND IMPLEMENTATION OF EUROCODE 3

SUMMARY

The article describes and discusses the administrative, legislative, academic and educational aspects of the implementation of Eurocodes in Bulgaria and in particular the Eurocode 3. Related with that global process of standard harmonization, educational and regulation changes, some unavoidable economic, social and even psychological problems rose in the professional community of structural engineers in Bulgaria. The presented explanation tries to present the Bulgarian experience, practices and methodology for a smooth and efficient introduction of Eurocodes. The strategic influence of Eurocode 3 for steel construction sector in Bulgaria is analysed as well some executed projects, based on BDS EN 1993 are presented.

Keywords: Eurocodes, Implementation in Bulgarian design practice, Steel structures

Цветан ГЕОРГИЕВ[1], Николај РАНГЕЛОВ[2]

ВОВЕДУВАЊЕ НА ЕВРОКОДОВИТЕ ВО БУГАРИЈА И СПРОВЕДУВАЊЕ НА ЕВРОКОД 3

РЕЗИМЕ

Во овој труд се опишуваат и дискутираат административните, законските, академските и образовните аспекти на процесот на воведување на Еврокод во Бугарија, особено на Еврокод 3. Диктирани од овој глобален процес на усогласување на стандардите, промени во образовните програми и нормативната база, се појавија и неизбежни економски, социјални и дури психолошки проблеми во заедницата на градежните инженери. Во презентираната студија се претставува бугарското искуство, практики и методологија за непречено и ефикасно имплементирање на Еврокодовите. Анализирано е стратешкото влијание на Еврокод 3 во областа на челичните конструкции и се претставени некои последни имплементации.

Клучни зборови: Еврокод, имплементација во бугарското проектирање, челични конструкции

[1] Assoc. Prof. Dr. Eng., Faculty of Civil Engineering, University of "Architecture, Civil Engineering and Geodesy", Sofia, Bulgaria, cvgeorgiev_fce@uacg.bg
[2] Assoc. Prof. Dr. Eng., Faculty of Civil Engineering, University of "Architecture, Civil Engineering and Geodesy", Sofia, Bulgaria, nick.rangelov@gmail.com

1. INTRODUCTION

The political route of Bulgaria in the process of joining the EU started in 1990 and was vastly accelerated after 1998. Since the 1st of January 2007 Bulgaria has become a full member of the European Union and with alignment of Council Directive 89/106/EEC of 21 December 1988 the government and society are obliged to harmonize all regulations, standards and design codes in the field of construction and construction materials sectors. In that direction appears the need of implementation of Eurocodes in Bulgaria and their introduction after 2010.

The first administrative act that legalized Eurocodes as official standard for structural design in Bulgaria was issued in the end of 2011 stating that till 31 December 2013 both national codes and Eurocodes might be used as equivalent alternatives. It was Ordinance № РД-02-20-19 of Minister of Regional Development and Public Works[3]. It was announced, that after January 2014 only Eurocodes would stay in force. That administrative act founded two parallel and controversial processes. On one side it speeded up the need for training of the engineer's community. It reflected in organizing a lot of courses for practicing engineers. Courses were organized by Chambers of Design Engineers (KIIP) and mainly they were structured on one or two day prolongation basis.

The Minister's ordinance speeded up the preparation, edition and publication of series of books dedicated to the design by Eurocodes. On the other side, the short transition period provoke a lot of Eurocode pessimism, since a big part of engineering community felt they are not ready for such quick and significant change. It reflected into some activities against the quick implementation of Eurocodes. In that process KIIP was engaged to negotiate with the administration for prolongation of the transition period. Finally after about a year of disputes new Minister's ordinance was issued that is still in force. It stated that all construction sites belonging to category of construction first and second must be designed and constructed in accordance with Eurocodes as well as all projects being organized according to Public Procurement Law. The last ordinance defined the procedure with reconstruction and seismic retrofit of existing bridges. It also gave a free choice of all private investment projects to choose which code they would use either Eurocodes or National Bulgarian Codes.

2. HISTORICAL BACKGROUND OF STRUCTURAL CODES OF STEEL STRUCTURES IN BULGARIA

The first rules for construction regulations in the modern Bulgarian state dates back to 1881. Later, parallel with the historical development of the country, a significant evolution of construction laws has taken place. The first steel structures in Bulgaria were steel bridges, built during the construction of the first railways. They date from 1866 – 1870 during the Ottoman Empire. In the beginning of the XX century, after the liberation of Bulgaria, the steel construction spread to the public buildings as well. The beginning was done by European engineers and European construction companies.

The first generation Bulgarian engineers studied steel structures, had been graduated in Germany, France, Belgium, Austro-Hungary and Czechoslovakia. The university education in construction was established in 1942, where the first generation Bulgarian engineers became first professors. Naturally, they brought with them their knowledge and the first Bulgarian structural engineers were taught according to the West and Central European design practice. The first design guidance were books and handbooks, translated from German, based on the admissible stress design.

The first issue of Bulgarian code of design of steel structures came in the late 50's and then the limit state design was introduced in Bulgaria. Since then and till the democratic changes in the country, all design codes have been fully influenced by Soviet Union SNiP's. Further update and upgrade of the steel structure codes appeared in 1959, 1973 and 1987. After the political changes in 90's till now, no Bulgarian code for steel structures has been issued or changed till the introduction of Eurocodes. The following conclusions might be derived about the evolution of structural codes and practises in Bulgaria. The Bulgarian school starts from German one and redirects to Russian school in the last half of XX century – figure 1. Bulgarian engineers have become familiar with the limit state design since

[3] That is the formal name of the Ministry of Construction which is responsible for Eurocodes introduction in Bulgaria

the Seventies. The starting position of Introducing Eurocode 3 was controversial. On one side knowledge of limit state design make it easy, but on the other side the long pro-Russian orientation of the country make it difficult. The first acquaintance with Eurocode 3 and Eurocode 8 started in the middle of the last decade of 20 century, done by academic people. Actual public interest towards Eurocodes was stimulated after 2008, in the period 2010 - 2012.

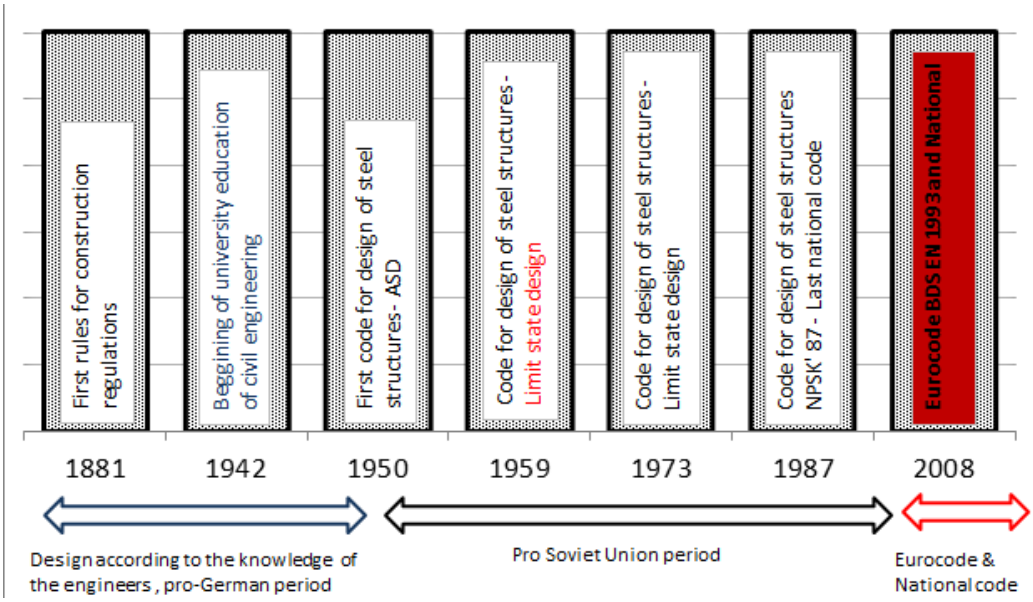


Figure 1. Historical evolution of the legislation in the sector of steel structures in Bulgaria

3. ADMINISTRATIVE PREPARATION OF LEGISLATION

The Spatial Development Act was firstly prepared and put in force in 2004. It is the law of pro-European generation that defines the urban territories rules and constitutes the responsibilities in the construction investment process, including pre-design investigation, design and construction, supervising &control, commissioning and operating. Since its first issue, it has been constantly developed, updated or modified. The law is fully consistent with Council Directive 89/106/EEC and later with Reglament №305/2011.It defines the main objectives that have to be achieved by design and construction as Mechanical strength and stability, Safety operating, Fire resistance and durability of construction products. The Spatial Development Act establishes the global legislation basis for the construction sector, but for real driving the sector to the new European level it is required more.

The complex process of implementation of Eurocodes in Bulgaria requires vast pre-introduction reforms. The Bulgarian approach in that direction was focused on some major steps, done through administrative reforms in legal basis. The major steps are:

- Adjustments of the Bulgarian National Codes for Load and Actions and Seismic Resistant Design Code;
- Establishing of national executive body for standardization, member of CEN;
- Preparation of National Annexes and definition of NDP in them;
- Making Eurocodes available on reasonable price.

In the last decade a very active adjustment process of the Bulgarian National Codes for Load and Actions and the Seismic code was realized. The main objective of the so called adjustment was to tune the national codes as close as possible to Eurocode. The national code for loads and actions was edited and issued in 2004 and put in force in the same year. It was prepared by a working group from the Bulgarian Academic of Sciences. The main difference comparing with the old version was the

characteristic values of the snow and the wind loads. In the adjusted code the probability of the atmospheric loads was changed and was put on 25 year period of exceedance. Comparing with Eurocode it was still below, but comparing with the previous version where the probability is 5 years, it was a large step ahead. Finally that last edition of the National Loads and Actions Code [1] performs its positive role to prepare the engineers for the new characteristic values of atmospheric loads coming from Eurocode.

National Seismic Code [2] was issues and maintained twice within the transition period. The first issue was in 2004 and the second one was in 2012. According to the authors of this article, these intermediate editions were more or less artificial trials for adjustments which were not so successful. It might be said that there are some conceptual differences between the Bulgarian Seismic Code and Eurocode 8, sourced mainly in the Capacity design principles. That is why using adjustment technique some parameters can be changed only, but the code philosophy remains unchanged. It is worth mentioning that some positive improvements were done. Among them is the implementation of criteria for regularity in plan and in height and the relation between regularity and the response factor[4].

As second positive improvement might be recognized the updated response factors, correlated with the behaviour factors in Eurocode as well as introduction of inverted pendulum type structures. Also some changes in soil type, response spectrums, importance coefficients, etc. describing the seismic action were introduced making the National Seismic Code consistent with the relevant parts of Eurocode 8.

During the historical and political development of Modern Bulgaria, the first activities in the standardization appeared in 1932. The first standardization organization was established in 1938. Related with the membership of Bulgaria in European Union and the implementation of Eurocodes in Bulgaria, The Bulgarian Institute of Standardization (BIS) www.bis.bg was founded in 2002. The law for the pro-European standardization was elaborated and voted by the National Parliament in 2005. BIS was constituted as The National Executive Body for standardization, member of CEN in 2007. BIS is a full member of CEN and CENELEC.

Within BIS, a technical committee TK 56 was established in order to develop the National Annexes to each Eurocode. TK 56 is directly related to the activities of CEN/TC 250 and is structured in 10 working subgroups, responsible for the 10 main subparts of Eurocode (EN 1990, EN 1991, EN1992, EN1993, EN1994, EN1995, EN1996, EN1997, EN1998 and EN1999). TK 56 is constituted by an expert committee, where leading academic professors and practicing engineers work together.

The real work for adaptation and translation of Eurocodes in Bulgaria started in the Nineties of previous century, before constituting of BIS. For that purpose the so named ‘Construction Centre’ was founded and financed under the management of Construction Ministry. All leading university and science experts from all engineering directions were invited and engaged for long term project of the Eurocode adaptation and introduction. After year 2002, the Construction Centre was closed and its activities and tasks were redirected towards Bulgarian Institute of Standardization in TK 56. During the period from 2007to 2012,the translation of almost all parts and subparts of Eurocode was completed and all National Annexes (NA) were issued. In the end of 2011, Bulgaria was fully prepared in the sense of translated standards and available National Annexes.

In the field of popularization of Eurocodes and making them available for the structural engineers on reasonable price, BIS did a great job. A specialized set of ten books covering the full range of Eurocode was edited and published by BIS (Figure 2). The books are collated by subjects and contain the information from the original standards and NAs as well. They are available in the technical literature bookstores on really reasonable price. All Eurocode standards are available in BIS and they can be purchased either online or in the building of the Institute. Since the market interest towards NA has been recognized, a process of translation from Bulgarian to English is ongoing. In the next year the Bulgarian NAs in English will be available as well.

[4] Response factor R is a parameter similar to Eurocode behaviour factor q with relation $R = 1/q$. Response factor comes from force reduction coefficient popular in the North America seismic codes.

Figure 2. Set of 10 books presenting Eurocodes, published by BIS in accordance with CEN.

4. EDUCATIONAL BACKGROUND AND THE ROLE OF THE UNIVERSITIES

The proper educational background of the engineers is the foundation of the proper engineering practice. In the perspective of implementation of the Eurocodes in Bulgaria, the Bulgarian universities teaching structural engineering had to change their curricula and adjust the teaching process towards the new requirements. The article describes the approach of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesyhttp://uacg.bg/. The policy of the rest Bulgarian Universities was similar, but it is not included in the analysis here.

In the period 2008 till 2010 the courses included some information about Eurocode methodology and design procedures, but they were performed on the comparison basis with the Bulgarian National Codes. The student's diploma works were supposed to be developed either according to Eurocodes or National codes. The pro-Eurocode curricula were introduced in 2010/2011 academic year. All courses in the so called profiled subjects were converted towards the Eurocode and all diploma works were fully based on Eurocode. Thus the Faculty of Civil Engineering has started the education of its students fully based on the Eurocodes since 2011.

Building up the new educational infrastructure required trained university professors, lecturers and assistant professors. The fluent training of the academic staff started in about year 2000 and continues till nowadays. In that direction the European project for cross-border exchange and lifelong learning as Tempus, Erasmus, Leonardo da Vinci programme etc. helped a lot of the academic staff. The regular participation of people from the teaching staff in the seminars of JRC "Eurocode Background and Applications" in the period 2009 till 2014 is also helpful in the direction of exchange of the best teaching practices, insight to code background studies, exchange of work examples and other supplementary literature.

The period from 2006 till 2013 was the most fruitful one for writing and publishing of new textbooks, handbooks and working examples(Figure 3). During that period the first generation of technical books covering all the aspects of design and construction of steel structures, including load analysis, global analysis, member and connection design, execution and erection, philosophy of Eurocode 3 and Eurocode 8, etc. appeared on the market. We are proud to announce that these books were written by the academic staff of the Department of Steel Structures[5] in UACEG. The books are shown in Figure 3and also described in references [3] to [11]. It is worth announcing that the book publishing process has been supported by KIIP, which is highly acknowledged.

[5] The formal name is "Department of Steel, Timber and Plastic Structures", but for convenience it will be named Steel Structures department within the article.

Figure 3. First generation of Bulgarian books in the field of Eurocode 3

In order to encourage that educational process and to speed up the student's interest toward the advantages of design and construction of steel structures according to Eurocode, the Department of Steel structures in UACEG established student competition named "The best diploma project". Later the rest structural departments recognised that occasion and joined the student's competition. It is now traditional and popular faculty event. According to the competition's regulations, a novelty procedure of awarding was implemented. The jury consists of three or more practicing engineers who do not belong to the academic staff. That external jury endorse the winners, which works will be awarded.

5. THE ROLE OF THE PROFESSIONAL ORGANIZATIONS

The Chamber of Engineers in Investment Design (KIIP) is the leading professional non-profit organization in Bulgaria. It unites and supports the professional activities of more than 11 000 engineers, 5 000 of them being structural. Its role into the transition period of code changes was very important.

The introduction of Eurocode affects significantly the practice of design engineers, proof engineers, supervisors and technical authorities. It was recognized by KIIP, and the chamber started to be the main promoter and organizer of short term courses for different objectives in the field of Eurocodes. The courses were held in all over the country and lasted 6 to 18 academic hours structured in one or two days. The lecturers were mostly professors from UACEG, but not only. All supplementary teaching presentations with work examples were distributed among the course participants, mostly on electronic basis. The process of short-term course teaching lasts more than 3 years and the interest towards them is still quite high. Since the KIIP has been initiating and supporting the courses, their prices are quite reasonable.

In November 2013, KIIP and in particular the national sub-body of the structural engineers in cooperation with the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy organized an International conference with eminent European professors and well known Bulgarian academic experts under the slogan "Design according to the Eurocodes in Bulgaria"(Figure 4). The main objective of the conference was exchange of experience between the engineering communities for smooth and fluent transition towards Eurocode. Presentations were performed by invited speakers as Prof.P. Fajfar from Slovenia, Prof.D. Dubina from Romania, Prof.L. Calado from Portugal, Prof.I. Vayas from Greece and Prof.F.M. Mazzolani from Italy, as well as several leading Bulgarian specialists. Discussions about administrative, educational and training problems in the route of Eurocodes implementation were held.

Figure 4. International conference "Design according to the Eurocodes in Bulgaria"

The conference was carried out under great interest among professional engineers. The general conference conclusion was that among all over the European engineering communities the process of Eurocode implementation goes with inconstant success, requires a lot of efforts and provokes pro and con attitude of the applicants.

For the sake of objectivity, it shall be added that very significant part of the engineering community in Bulgaria are strongly against the Eurocodes. Different arguments have been put on the discussion table like, that Bulgarian structural engineers are not prepared for such a big change in such a short period, like that there is shortage of supporting literature, like that the engineering productivity will drop down and like that the market cannot accommodate the unavoidable increasing of the construction cost. Some speculation about the effect on the construction price, caused by designing according to the Eurocodes appeared, despite that they were not rooted on real comparison analysis or market investigation. These disputes occupied the members of KIIP and they became one of the main topics the Chamber's policy was focused on. The majority of KIIP members were on the position that the Introduction of Eurocode should be postponed. That position does not coincide with the personal opinion of the authors of this article, but it has become official position of the Chamber. Finally after long disputes on different levels, the Minister of Construction issued new ordinance that constituted the current state in Bulgaria. Details about it were given in Section 1. The current state is a kind of compromise between the real need for Eurocode introduction and the real readiness of the engineering community for the actual start.

It might be seen that there is a kind of division of the positions that different generations of engineers stay behind. The first group constitutes mostly of young and middle age engineers who see in the introduction of the Eurocodesa possibility for acceleration of convertibility of the engineering service, opportunity for export design and even a way for improvement of the public awareness and respect towards the professions of the structural design engineer. The second more experienced group, which dominates as number of followers, sees in Eurocode a danger and risk of loss of professional positions as well possibility for errors and loss of work efficiency. It can be stated that there are Eurocode optimists and Eurocode pessimists that argue between each other and create a generation gap. This process should not be underestimated because it may call into question the future of united engineering community.

6. STRATEGIC INFLUENCE OF EUROCODE 3 FOR STEEL CONSTRUCTION SECTOR IN BULGARIA

The steel construction sector in Bulgaria is deeply influenced by the introduction of Eurocodes, especially EN 1993 and EN 1090-2. The introduction affects design offices, software developers and dealers, steel structures fabricators, notified bodies and NDT laboratories.

The design offices have to spend more time in self-training and to invest money in buying standards, textbooks and handbooks. A lot of engineers invest money in attendance of specialized short-term courses organized by KIIP. The need appears of buying new software for member and connection calculations as well the need of exploring and improving the navigation of that software. It is difficult

to be said, but according to the personal estimation of the authors of the paper, the full implementation of Eurocode 3 and the related with it standards as EN1990, EN1991, EN 1997 and EN 1998 takes about 18-24 months. Nobody in Bulgaria has done estimations how much drops the designers productivity, but obviously there is such phenomena especially in the first year of implementation. Last but not least, the design experience collected in the years by engineers is no more so powerful tool in the routine design calculations, when the code is brand new. On the other side the hard work for introduction of Eurocodes in the normal engineering practice could bring new opportunities of the design offices. The major opportunity is the establishment of international convertibility of structural design services and the chance of the design offices to work for foreign markets. Some Bulgarian design offices converted significant part of their business for export. Unfortunately there is no official statistics for more exact investigation of that tendency.

The local software developers and dealers had to change their market orientation also. The first market task was to modify their member or connection design modules on the Eurocode basis. Having in mind the flexibility of the IT sector, that change happened quite quickly. Second aspect of the code changes was the entering in the market of already developed and well known European software products. Finally the available local software and the available European one made bigger market offering and increased the choice for finding the best balance between price and quality of the software. It would not be wrong to say that the introduction of Eurocode in the country improved the structural software supply in Bulgaria.

It is also very important to be analysed that the contemporary steel design fully rely on the 3D modelling or as it is more popular BIM design of steel structures. The authors see correlation between the Europeanization of the construction market, domination of EU steel products and the accelerated influence of the BIM software in Bulgaria. Introduction of BIM design improve the efficiency of engineering, fabrication and erection and moreover makes the steel construction sector well recognizable for international clients. The relation between CAD and CAM is well known. It started in Bulgaria about eight years ago and continues to step in the sector even more progressively. Base on it appeared nice and aesthetic steel structures (Figure 5).

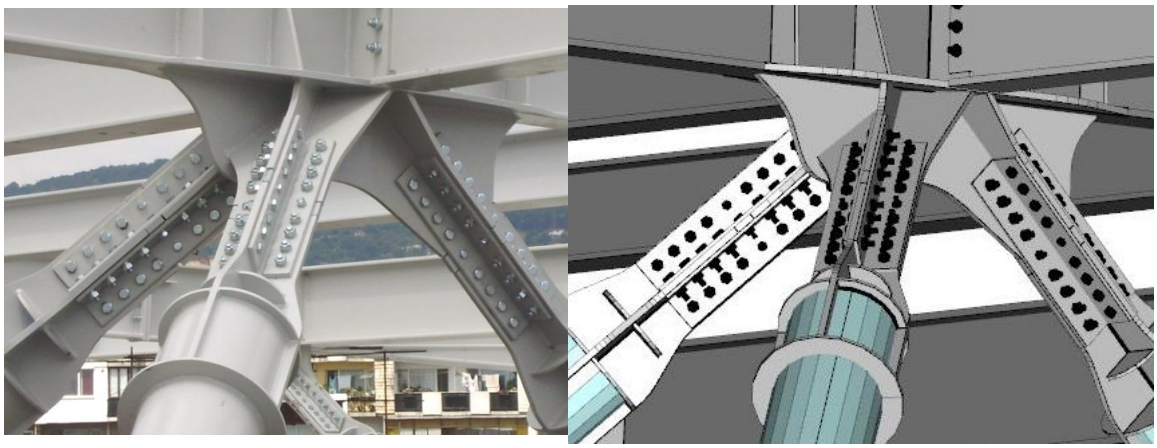


Figure 5. Example of aesthetic design of steel joints by BIM technology

The steel fabrication sector is under big modernization. The requirements of EN 1090-2, which came with the introduction of Eurocode 3, demanded reorganization and modernization of the steel structures manufacturing process. The Companies invest money in new CNC machines or production lines, in improvement of welding process, production procedures and in training of the staff. The leading Bulgarian fabricators apply and obtain production certificates according to EN 1090-2 for execution classes 3 or 2. Following the new Eurocode requirements, the Bulgarian steel construction sector starts equalizing the quality standards with the European fabricators and starts offering similar quality on better price. Naturally, some of them became preferred partners for EU contractors. The last circumstances increased the export of Bulgarian steel structures worldwide (Figure 6). We believe that one of the main reasons for that progress is based on the Eurocode implementation in the sector.

Figure 6. Example of steel structures for export - Obuasi South Treatment Plant- CIL and Flotation Replacement, Ghana

The normative regulations for fabrication of steel structures are still in a transition stage. If it is not definitely stated in the design documentation, fabricator may follow the national regulations. As a response of that dual status, Bulgarian Association for Steel Structures aiming a tuniting and protecting the interest of the steelwork fabricators was established. It starts driving policy in direction of constituting EN 1090-2 as the only guiding standard for steelwork fabrication. Some internal disputes about the need of establishing a National Metal Society are carried out. The role of a leader in that modernisation process is assigned to the Department of Steel Structures of the Faculty of Structural Engineering at UACEG, Sofia.

7. SOME CONSTRUCTION SITES DESIGNED ACCORDING TO EUROCODE 3

The Implementation of Eurocodes is not only theory but it is also practice of application. There are many of nice examples of construction sites with steel structures in Bulgaria, realised according to EN 1993 and EN 1090-2 as well EN 1998, EN 1997 (Figures 7 to 12). The main generators of implementation of Eurocodes may be classified into three main categories:

- Public projects, financed with national or EU funds;
- Industrial construction sites of highest category of importance;
- Private foreign or domestic investors, trusting more in the Eurocode.

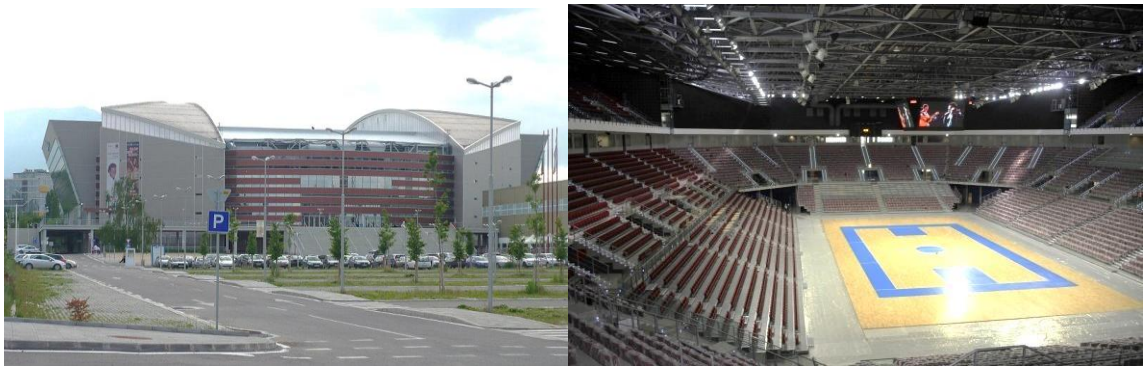


Figure 7. Sport Hall ‘Arena Armeec’ in Sofia; Outside view(left) and interior view (right).

Practically the public projects are tendered according to Public Procurement Law. According to the legislation in force in Bulgaria, such projects shall be designed according to Eurocode. That requirement emphasizes the importance of the capability of the structural engineers, design offices and supervisors to work according to Eurocode, since the most prestigious sites belong to that category.

Good examples of that group of projects are the Sofia Sport Hall ‘Arena Armeec’ (Figure 7) and the reconstruction and modernization of Sofia Central Railway Station (Figure 8).

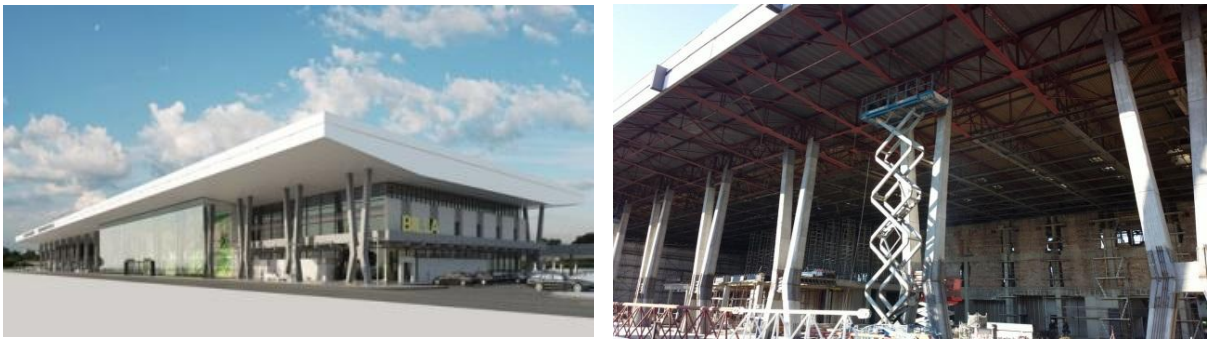


Figure 8. Reconstruction of Central Railway Station in Sofia; General Architectural view - left, the building during the reconstruction– right.

Industrial construction sites of big plants in the Oil& Gas, Mining & Metallurgy and Processing or Energy sectors of the industry are traditional field for large use of steel structures. In the last five years they became also a field for design and construction according to Eurocode. One of the main reasons is that they usually belong to construction category I or II, and according to the legislation in force in Bulgaria, such projects shall be designed according to Eurocode. Second independent reason, but with equal importance is the fact that such projects are realized with participations of many international engineering suppliers of technology, equipment and vessels from Europe, North America, Asia or

Figure 9. Industrial projects (Metallurgy) realized according to Eurocode.

Figure 10. Industrial projects (Cement industry and Mining) realized according to Eurocode.

Australia. Since the Eurocode is highly international recognized code, the owners prefer to choose it for design code. It enables them to hire experts fromabroad for doing independent control or review, create more trust for the investing banks and provide engineering comfort of the wide range of

suppliers. Last but not least, designing and building according to Eurocode enables the Owners to obtain better insurance conditions and provides more safety, durability and robustness for protecting the public interest. Figures9 and 10 present some new realizations in the Metallurgy, Mining and Cement production sectors of the industry.

The third group of construction sites are those sites, which owners trust more Eurocode or achieve more economical design by Eurocode. The variety of the type of construction belonging to this group is high. It might include warehouses, specialised storages, car services, offices or even residential buildings. It also happened that some types of structures are not covered by the national codes so the designers have to use Eurocode (Figures11, 12). Such as lattice structures with members and joints with hollow sections (Figure 11) or towers and masts, tank structures, bunkers, silos and other plated structures.

Figure 11. Lattice structures made of hollow sections can be designed only according to Eurocode.

Figure 12. Tanks and plate structures can be designed only according to Eurocode.

8. CONCLUSIONS

The introduction of the Eurocodes is the most significant change that was faced in front of the nowadays structural engineers and technical officials in Bulgaria. It is a complex and multidirectional process with significant technical, social and economic effects on the construction sector.

The Bulgarian experience in Eurocode introduction has its good sides, but also shows some weak ones. It would be better if the starting of the administration preparation and the debate between engineers had commencedat the same time. It appeared that the administration maturity came ahead of the readiness of the practicing engineers to adopt Eurocode that is why major part of them started to resist against its use.

It would be better if the Bulgarian State had recognized the potential difficulties for the engineering community for adaptation of Eurocode in everyday work and would find the way to support them.

The authors consider the process of introduction of Eurocodes not only in terms of their difficulty but also as a source of development that would help the Bulgarian engineering community to achieve convertibility and to increase the design works for export. Nowadays more and more engineers overcome the difficulties for study and implement Eurocodes and discover the advantages of using them.

REFERENCES

[1] МРРБ (2004), „НАРЕДБА № 3 ОТ 21 ЮЛИ 2004 Г. ЗА ОСНОВНИТЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ НА СТРОЕЖИТЕ И ЗА ВЪЗДЕЙСТВИЯТА ВЪРХУ ТЯХ“

[2] МРРБ (2007, 2012), „ПРОЕКТИРАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ В ЗЕМЕТРЪСНИ РАЙОНИ“

[3] Драганов Н. (2006), „Оразмеряване на елементите на стоманените конструкции съгласно Еврокод 3“, „Строителни конструкции“ ООД, София

[4] Даков Д. (2004), „Стоманени конструкции от тръбни профили“, „Строителни конструкции“ ООД, София

[5] Венков Л., Белев Б., Пенелов Ч. (2009), „Ръководство за проектиране на стоманени конструкции на сгради по Еврокод 3“, КИИП, София

[6] Цанков М., (2011), „Изпълнение на строителни стоманени конструкции, съгласно Еврокод. Ръководство за проектиране, съгласно Еврокод 3 и указания за приложение на БДС EN 1090-2“, КИИП, София

[7] Цачев Ст. (2011), „Етажни сгради със стоманена носеща конструкция. Проектиране съгласно Еврокодове 1, 3 и 8“, КИИП, София

[8] Георгиев Цв., Райков Ст. (2011), „Болтове и болтови съединения“, УАСГ, София

[9] Венков Л. (2012), „Ръководство за проектиране на стоманени подкранови греди в сгради по Еврокод 3“, КИИП, София

[10] Цачев Ст. (2013), „Стоманени строителни конструкции.С нормативната база на Еврокод 3“, КИИП, София

[11] Здравков Л. (2011), „Стоманени вертикални цилиндрични резервоари“, УАСГ, София

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

IP - 5

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Jože KOČAR[1]

EUROPEAN REGULATION ON CONSTRUCTION PRODUCTS – PRINCIPLES AND IMPLEMENTATION

Keywords: construction products, law, European regulation

1. INTRODUCTION

New European legislation for construction products became fully applicable two years ago. Since July 1, 2013, Regulation 305/2011/EU is in use instead of old Directive on construction products. Author's presentation shows basic requirements of the regulation, the method of implementation of the provisions in the Republic of Slovenia as a member state, and the specificities and the derogations provided for in the new European regulation.

European regulation applies directly for Member States, and it was not necessary to implement it through the national legislation. However, there was a need to regulate several provisions of the regulation, which has been carried out by new law on construction products. Regulation on the other hand does not apply directly to the Republic of Macedonia, as it presently still does not have the status of full membership in the EU. For this reason it was necessary to transpose all the provisions of the regulation in the new Macedonian law on construction products.

2. BASIC PRINCIPLES

Author presents the basic aim of new regulation, i.e. the removal of technical barriers to trade of construction products within the European internal market. The regulation intends to achieve this aim with the application of the following basic elements:

- A system of harmonized European technical specifications,
- A unified system for assessment and verification of constancy of performance of construction products (AVCP),
- A single system of notified bodies,
- CE marking of construction products.

The most common harmonized European technical specifications, i.e. harmonized European standards, remain the basis for the procedures and documents issued by the manufacturer. There is also another voluntary option, which allows the manufacturer to obtain a European technical assessment for a construction product not covered by a harmonized standard.

It should be noted that the regulation provides a single system (methods) of evaluation and declaration of performances, but it does not interfere into the building regulations of the Member States. The required performances of construction products are laid down by the regulators in Member States, while they should adhere to a uniform technical language, expressed in the harmonized technical specifications.

[1] BSc, Ministry of Economic Development and Technology of the Republic of Slovenia, joze.kocar@gov.si

The harmonized European technical specifications for products provide uniform methods for assessing and validating the performances in relation to the essential characteristics of construction products. The performance levels which are required by the building regulations in Member States, enable construction works to satisfy the basic requirements for construction works.

2.1 Declaration of performance

The most relevant aspect of the regulation relates to the liability of economic operators when placing a construction product on the market. By issuing and signing of the declaration of performance economic operator assumes responsibility for the compliance of the construction product with declared performances. This is a major change compared to the requirement of old Directive on construction products stating that the manufacturer has to declare the conformity with the technical specification. The manufacturer has also to provide the information about the content of dangerous substances in the construction product. This information has to be provided together with the declaration of performance.

2.2 CE marking and simplified procedures

For any construction product for which there is a harmonised standard, or where the manufacturer has obtained the European Technical Assessment (ETA) for his product, it is necessary to issue the declaration of performance and to affix CE mark. During the procedure it is necessary to consider systems of assessment and verification of constancy of performance (AVCP systems). These systems represent a degree of involvement of an independent third party (notified body) in the process of assessing and verifying the constancy of performance of the product.

The regulation also provides for the possibility that a manufacturer may deviate from the obligation to issue a declaration of performance. This is possible in specified cases (individual manufacturing and installation by the manufacturer, production at the construction site, the products for buildings of architectural or historical merit). Further simplifications mainly relate to facilitating small businesses, particularly micro-enterprises, or to the cases where products are individually manufactured in a non-series production based on the specific order, and installed in a single identified construction work.

3. IMPLEMENTATION ON A NATIONAL LEVEL

As already mentioned, the European regulation is directly applicable in Member States. Nevertheless, it is necessary to regulate certain areas at the national level. In the presentation, the author specifies the requirements that mainly relates to nomination of the competent authorities in a Member State.

Most of these provisions are regulated in Slovenia in the Law on Construction Products. In addition to matters relating to the implementation of Regulation 305/2011/EU, the law also contains requirements for the placing on the market of non-harmonized construction products.

The procedures relating to the principle of mutual recognition are governed by Regulation (EC) No. 764/2008 and have also to be taken into account when marketing the construction products. This regulation lays down rules and procedures that have to be considered in case when the competent inspection authorities intend to issue a decision hindering the free movement of products that are lawfully marketed in another EU Member State.

REFERENCES

[1] Regulation (EU) no 305/2011 of the European parliament and of the council of 9 March 2011 laying down harmonised conditions for the marketing of construction products and repealing Council Directive 89/106/EEC

[2] Law on Construction Products, Official Journal of the RS, no. 82/13

[3] Regulation (EC) No 764/2008 of the European parliament and of the council of 9 July 2008 laying down procedures relating to the application of certain national technical rules to products lawfully marketed in another Member State and repealing Decision No 3052/95/EC

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 6

Günther MESCHKE[1], Jelena NINIĆ[2], Steffen FREITAG[2], Cao Ba TRUNG[2], Abdullah ALSAHLY[2], Vojtech GALL[2]

PREDICTIONS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTIONS IN MECHANIZED TUNNELLING AND TBM STEERING SUPPORT

SUMMARY

Mechanized tunneling is a well-established construction technology that allows for tunnel advances in a wide range of geological environments, high ground water pressures or small cover depths often met in urban tunneling. During the design and construction of shield-driven tunnels, a reliable prognosis of the tunneling-induced effects as well as constant process control and real-time countermeasures are required to enable safe construction and to prevent failures. In this context, finite element simulation model for the holistic prognosis of soil-structure interaction effects caused by mechanized tunneling in the design phase as well as in real time during the tunnel construction is presented.

Keywords: mechanized tunneling, soil-structure interaction, meta models, steering, settlements

Гунтер МЕШКЕ[1], Јелена НИНИЧ[2], Стефан ФРЕИТАГ[2], Као Ба ТРУНГ[2], Абдула АЛСАХЛУ[2], Војтеч ГАЛ[2]

ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ИНТЕРАКЦИЈА ПОЧВА-КОНСТРУКЦИЈА ПРИ МЕХАНИЗИРАНА ГРАДБА НА ТУНЕЛ И ТВМ УПРАВУВАЧКА ПОДРШКА

РЕЗИМЕ

Механизираното пробивање на тунели е добро воспоставена технологија на градење која овозможува напредување во градбата во широк спектар на геолошки услови, висок хидростатски притисок или мала висина на надслојот, што често се јавува во урбани средини. При проектирање и изведба на тунели пробивани со штитови, потребна е сигурна прогноза за ефектите предизвикани од пробивањето на тунелот, како и постојана контрола на процесот и навремено превземање контрамерки, како би се овозможила безбедна градба и би се избегнале грешки. Во овој контекст, претставен е симулационен модел со конечни елементи за холистичка прогноза на почва-конструкција интеракциските ефекти предизвикани од механизираното пробивање на тунелите во фазата на проектирање, како и во реално време за време на изградбата на тунелот.

Клучни зборови:Механизирано пробивање на тунел, интеракција почва-конструкција, управување

[1] Prof. Dr., Institute for Structural Mechanics, Ruhr University Bochum, Germany, guenther.meschke@rub.de
[2] Institute for Structural Mechanics, Ruhr University Bochum, Germany

1. INTRODUCTION

Mechanized tunneling is a flexible and efficient technology for the construction of underground infrastructure, which is characterized by a dynamic technological progress of tunnel boring machines (TBMs) and an increasing range of applicability to various ground conditions. In the design as well as in the construction phase of shield-driven tunneling projects, reliable prognoses of the various and often complex interactions between the tunneling process and the surrounding underground are required to ensure that the tunneling process is safe and reliable from beginning to end. While computational analysis methods are often used in the design phase, the control of the advancement process is primarily based upon the manual collection and interpretation of data from continuous monitoring (Comulada, et al., 2009).

Computational models can be employed for the support of the construction process in bot design phase and parallel to the TBM-advancement. For reliable predictions, all important components and interactions relevant to the tunnel construction process must be incorporated into one complete model that is capable of simulating the actual physics of the construction process and induces soil-structure interactions. However if simulation model is to be applied for predictions must be generated in quasi-real time and thirdly, the inherent uncertainty of the geotechnical data, in particular in front of the tunnel face, must be accounted for.

3D numerical models based upon the Finite Element Method (FEM) have become standard tools in tunneling engineering(Brinkgreve, 2015). Nevertheless, these models are based upon a pre-defined excavation path determined by the mesh discretization and do not allow for the simulation of the actual steering process accomplished by the elongation of hydraulic jacks and its effect on the actual movement of the tunnel boring machine in the soil(Dias, et al., 2000; Swoboda, et al., 1999). However, this capability is required if computational methods should be employed to support the steering process in machine driven tunneling.

Targeted towards applications both in the design as well as in the construction phase, a process-oriented model for mechanized tunneling has recently been developed (Meschke, et al., 2011; Nagel, et al., 2011)which includes features that are specifically designed for the simulation of the mechanized tunneling process with arbitrary alignments (Alsahly, et al., 2013). This model is able to provide previously unavailable insight into how separate processes interact to produce the phenomena that are observed as a consequence of the tunnel construction process. This model is briefly described in Section 2.1 of this paper, and application of this model for evaluations of loading acting on tunnel lining and soil-structure interaction effects are described in Sections 2.2 and 2.3 respectively.

In the design stage, the inherently limited information of geotechnical parameters and the heterogeneity of the in-situ soils often leads mismatch between predictions made in the design phase and measurement data. In order to update computational models and use them for real time predictions of expected settlements during tunnel construction, a novel simulation-based concept based upon the generation of numerically efficient surrogate (meta) models for certain (critical) sections of the tunnel project using Recurrent Artificial Neural Networks is proposed(Ninić, et al., 2015; Freitag, et al., 2011; Freitag, 2014). The concept of meta model-based steering support of TBMs is briefly described in Section 3.1.and the application on Wehrhahn line project follows in Section 3.2.

2. PREDICTIONS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTIONS IN MECHANIZED TUNNELING

2.1. Simulation model for mechanized tunneling

The simulation model for mechanized tunneling ***ekate*** is generated using the object-oriented FE framework KRATOS(Dadvand, et al., 2010). All relevant components of the mechanized tunneling process are properly modeled in this 3D FE process-oriented simulation model as shown in Fig.1.

The model accounts for the TBM as a deformable body moving through the soil and interacting with the ground through frictional surface-to-surface contact. By virtue of this modeling approach, the volume loss due to the excavation process naturally follows the real, tapered geometry and the overcutting of the shield machine. The tunnel advance is modeled by means of deactivation of soil

elements and installation of tunnel lining and grouting elements. Soft soils are modeled as a two-phase fully saturated material, accounting for the soil matrix and the pore water as distinct phases according to the theory of mixtures (see (Nagel, et al., 2010) for details).

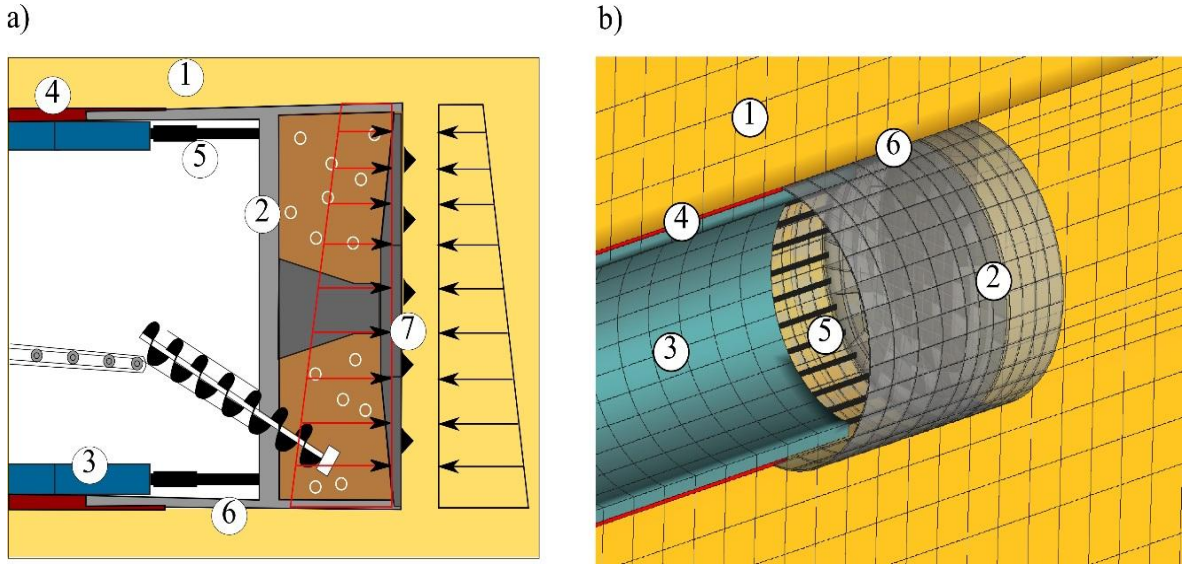


Figure 1. a) Schematic illustration of a TBM, b) Process-oriented FE model for shield tunneling ***ekate*** with relevant components. (1) Surrounding soil, (2) TBM, (3) segmented lining, (4) tail gap, (5) hydraulic jacks, (6) frictional contact between shield skin and soil and (7) heading face support.

Depending on the type of the soil and available material parameters, two elastoplastic constitutive models are available in ***ekate***: the Drucker-Prager model, which is preferably used for sandy soils and the more general Clay and Sand model, characterized by non-associative plasticity and Lode-angle dependent yield surfaces (Yu, 1998) which is well suited for clayey soil.

The annular gap between the segmented lining tube and the excavation boundary is assumed to be refilled with cement-based grouting material, modeled as a fully saturated two-phase material with a hydrating matrix phase, considering the evolution of stiffness and permeability of the cementitious grout (Kasper, 2006). To provide the stability of the tunnel face due to distortions caused by the excavation process and to reduce ground loss behind the tapered shield, the face support pressure and the grouting pressure are applied at the tunnel face and in the steering gap, respectively (see Fig.1b).

2.2. Time-dependent effects induced by tunneling process and evolution of loading acting on tunnel lining

The deformation of the ground due to tunneling not only depends on the ground loss, but in the case of clay soils also strongly on time. In a saturated soil, the deformations can be retarded by the time that it takes for the water to flow out of the soil, known as consolidation process (Fig.2.a).

Secondly, the tail gap grouted using a pressurized has a considerably large effect on the change in the initial stress state of the soil around the tail, which finally causes surface settlements. In particular, the redistribution of the grouting mortar within the annular gap and the transition from liquid mortar in the beginning to solid state after its hydration plays a crucial role in maintaining the stress state of the surrounding soil and controlling the induced settlements.

Therefore, in the simulation model, a constitutive model is applied that accounts for the time-dependent material behavior of grouting mortar(Kasper, 2006) (Fig.2.b). Finally, stepwise excavation of the soil, installation of the lining segments, advance of TBM and application of support measures cause continues change of the stress state in the vicinity of the excavated zone, and induces the soil deformations.

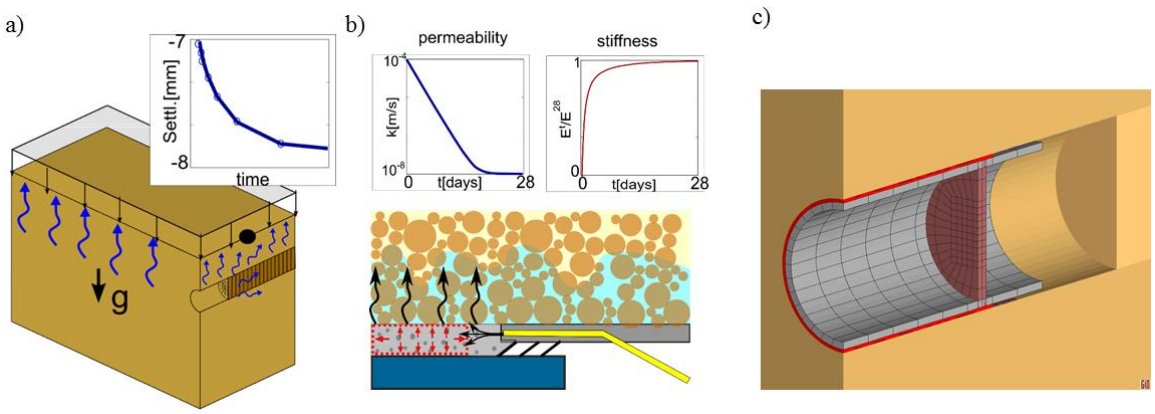


Figure 2. Sources of time-dependent stress redistribution: a) Consolidation; b) Dissipation of grouting pressures, c) Step-wise soil excavation and tunnel construction

Loading acting on tunnel lining experience significant changes during the tunnel construction(Talmon, 2006). However, in practice the proof of the design of segmental lining is based on the analytical and empirical relations which assume combination of constant acting forces as given in (Takano, 2000). This may lead to either to overestimation or underestimation of the lining structure bearing capacity. Overestimated influences of the effects of the surroundings on the lining can lead to the implementation of unnecessary protection measures, hence to unnecessary cost and consequently to unsatisfactory results. Underestimation of the acting loadings can lead to even more severe consequences, from significant damage to the loss of bearing capacity.

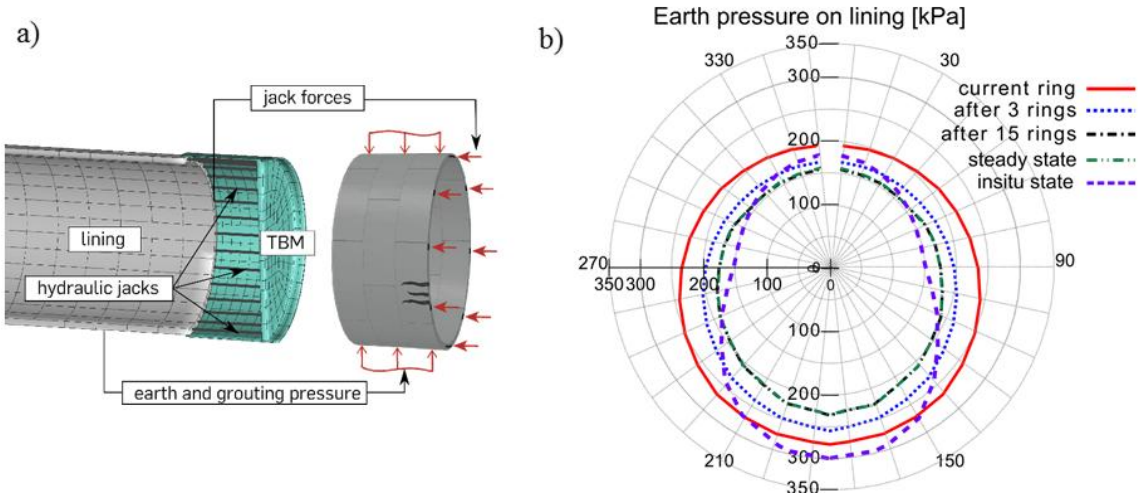


Figure 3. a) Loadings acting on tunnel lining – longitudinal loadings due to action of hydraulic jacks and loadings perpendicular to lining shell; b) Dissipation of the earth pressure acting on tunnel lining in time

The simulation model includes all important components of mechanized tunneling process, their mutual interactions as well as representation of time-dependent processes (consolidation, hydration of grout mortar) and therefore is used as a solid basis for evaluation of the acting loadings (Fig. 3a). The longitudinal forces acting on the lining can directly be obtained from the simulation model ***ekate***due to the fact that the TBM is pushed through the soil by hydraulic jacks, which are modeled as truss elements. The loading perpendicular to the lining circumference can also be directly extracted from the model by extrapolating the stresses of the grouting mortar element onto the lining surface. In the example shown in Fig. 3b, the acting loading on the lining in construction phases is calculated using a modified surface-to-surface contact condition between grouting and lining elements (Ninic, 2015).

In the presented example, an average grouting pressure of 300 kPa with a gradient of 10 kPa is applied during the construction process. The resulting earth pressure and the relative change in time is shown in Fig. 3b. Here, earth pressure acting on the tunnel lining dissipates form the initial value (solid red line) to steady state(dashed green line) after the TBM has advanced for approx. 15 rings. This change of the loading on tunnel lining in time is the consequence of the dissipation of grout pressures, consolidation process, stress change around the tunnel due to construction and interaction of the lining shell with surrounding grouting and soil. Those effects are not taken into account when determining the loadings acting on the tunnel lining using empirical solutions (Takano, 2000), which results in difference between calculated earth pressures and in situ values (dashed purple line in Fig. 3.b).

2.3. Soil-structure interaction induced by tunneling

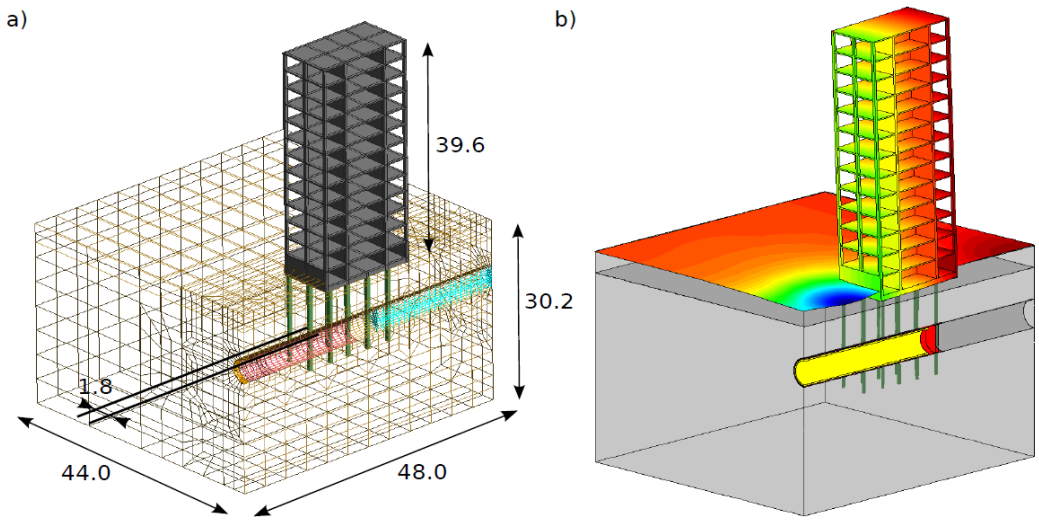


Figure 4. Numerical analysis of tunneling-induced response of a high-rise building on pile foundation: a)Geometry and FE discretization; b) distribution of vertical displacements after 27 excavation steps

Tunnel-induced surface and subsurface displacements may cause significant damage on existing structures and foundations. Reliable prediction methods for ground movements associated with the excavation works and calculation methods for the prediction of the resulting building damage are necessary to assess damage risks in an early design stage. Tunnel-soil-structure interaction problems are, in general, a priori three-dimensional space-time variant problems analyses, since the transient settlement trough, the possibility of asymmetric and eccentric geometrical situations and the possible twisting of buildings due to their often complex geometrical form, generally do not allow for dimensional reductions. Consequently, 3D computational models need to be used to adequately capture the relevant tunnel-soil-structure interactions (Potts, 2001).

In Fig 4. Shows the application of the *ekate* model for the numerical analysis of the structural response of a high-rise building resting on a pile foundation with respect to soil movements induced by the shield-driven construction of a shallow tunnel in soft, saturated cohesive soil underneath the building. The geometry, FE mesh and distribution of vertical displacements are shown in Fig. 4. To this end, a numerical simulation of the construction process of the tunnel by means of a TBM advancing symmetrically underneath a building with pile foundation (Ninic, 2014).

Fig.5 shows the development of the longitudinal and vertical components of the displacement of the observation point (OP) located on the top of the building (see illustration in Fig. 5)during the excavation process when the TBM approaches the monitoring section located on the symmetry plane of the building (marked with a dashed line), passes the section and proceeds to the last excavation step 32m ahead of the monitoring section for both investigated variants of structural foundation. The

movements of the control point for the pile foundation are plotted with dashed line; the respective movements for the plate foundation are plotted with solid line. The longitudinal displacements (X) of the top of the building reflect the inclination of the structure during the tunneling process. Fig. 5 (left) shows that the maximum inclination of the building is reduced by a factor of 2.7 in the case of a pile foundation as compared to a plate foundation. Fig. 5 (right) shows the temporal development of the tunneling-induced settlements of the building for the two variants. The significantly smaller displacements obtained for the pile foundation indicate a considerable stiffening effect of the pile group foundation as compared to a plate foundation, resulting from the enhanced resistance of the pile foot together with traction bearing capabilities of pile skin. The settlements of the building are hence reduced by a factor of 3.3.

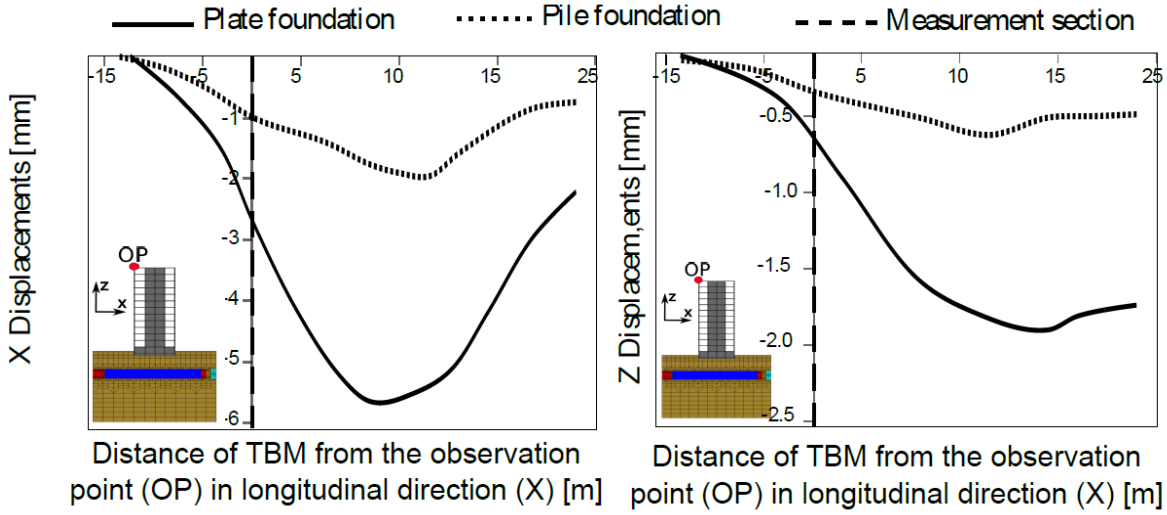


Figure 5. Numerical analysis of tunneling-induced response of a high-rise building on pile foundation: Tunneling-induced displacements in observation point (OP) for a pile and a plate foundation. a) Inclination(displacements in longitudinal (X) direction); b) building settlements (displacements in vertical (Z) direction)

3. STEERING SUPPORT OF TUNNELING PROCESS FOR MINIMIZATION OF ENVIRONMENTAL IMPACT

3.1. Simulation and monitoring supported steering of TBMs

In order to apply numerical simulations as a tool for process control support, a method for simulation and monitoring-based steering of the mechanized tunneling process in real-time is proposed. To enable real-time predictions of tunneling-induced surface settlements, the meta models are trained a priori (in the design stage) for certain critical sections of the tunnel project by means of the process-oriented finite element model ***ekate*** (Freitag, 2014; Ninić, et al., 2013). This simulation model is generated based upon the geotechnical model and data available in the design stage of the project. To provide a rich data base for the training of the meta model, the FE simulation model ***ekate*** is integrated in an automatic data generator for setting up, running and post processing the numerical simulations for a prescribed range of parameters (Ninić, et al., 2013). These meta models allow real time predictions during the tunnel advance within the pre-selected project sections in only a few seconds. Due to the limited information available on ground conditions in the design stage, the parameters involved in the meta model are updated continuously according to monitoring data during construction using Particle Swarm Optimization (PSO).

Having a fast, updated predictive model at hand, this model can be also employed to support decisions concerning the optimal process parameters (e.g. face pressure, grout pressure, velocity) according to user defined objectives, e.g. to keep surface settlements below a given tolerance . The advantage of using meta models for parameter identification as well as for the determination of optimized TBM process parameters is the extremely fast computation within a few seconds on a standard PC, or

possibly also on mobile devices, and therefore is well suited to support decisions during the tunnel construction. Fig. 6 illustrates the concept for simulation and monitoring supported steering of the TBM advancement process.

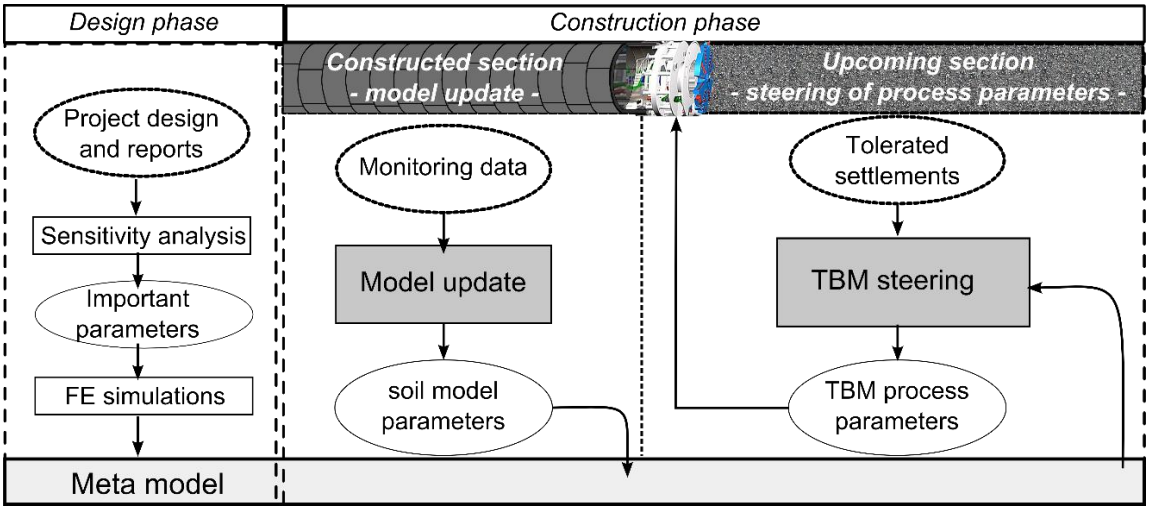


Figure 6. Concept for simulation and monitoring supported steering in mechanized tunneling

Using PSO for the inverse analysis, i.e. identification of model parameters according to monitoring results obtained during the tunnel advance, allows for the update of the meta model to the actual geological conditions in real time. The same meta model in conjunction with PSO is also used for the determination of optimal steering parameters based on target values for settlements in the subsequent excavation steps.

3.2. Application of TBM steering support on Wehrhahn line project data

A tunneling Information Model (TIM) (Schindler, et al., 2014), containing the tunnel project data of the metro Wehrhahn-Line (WHL) in Düsseldorf, Germany, is used to define a set of simulations for the meta model (Ninić, et al., 2014; Meschke, et al., 2014). Using the TIM for the Wehrhahn-Line, the data for the selected section of the tunnel construction site was extracted to create a simulation model which is used for the generation of the meta model (see Figure 7). It contains the data of the geotechnical model including the geomechanical properties of the soil layers, the existing infrastructure with material properties of a substitute model for existing buildings, the specifications for the TBM and the linings. In this example, the proposed model-based TBM steering method was not directly applied simultaneously to the excavation process. However, the measured support and grouting pressures have been recorded and used to mimic a real-time situation.

The meta model for certain pre-selected sections of the tunnel project is then used in conjunction with the optimization algorithm PSO for the back analysis of soil parameters based on the recorded monitoring data. Based on these updated data, predictions for the expected settlements ahead of the tunnel face are made. If the predicted surface settlements exceed tolerated values, the PSO is used to determine optimized machine parameters in order to reduce settlements to the magnitude of the settlement tolerance.

In this prototype example, the meta model for the selected section of the WHL project (see Fig. 7) was generated based on 200 FE simulations, varying two material parameters (Young's modulus of two soil layers – E1 and E2) and two operational parameters (support and grouting pressure) in the ranges given in geotechnical and measurement reports. After establishing the meta model, the ANN-PSO meta model was used for the back-analysis of the stiffness properties E1, E2 of the two layers based on in situ measurements available at the monitoring points S1, S2 and S3 (see Fig. 8a). In Figure 8b, in situ measurements in three points are indicated with squares (S1), circles (S2) and triangles (S3), and the solid lines represent the predictions from the updated meta model. In this inverse analysis, the updated material parameters E1=27 MPa and E2= 150 MPa are within the ranges documented in the

geotechnical report. Fig. 8b shows that the updated model predictions match the temporal evolution of the surface measurements both qualitatively and quantitatively well.

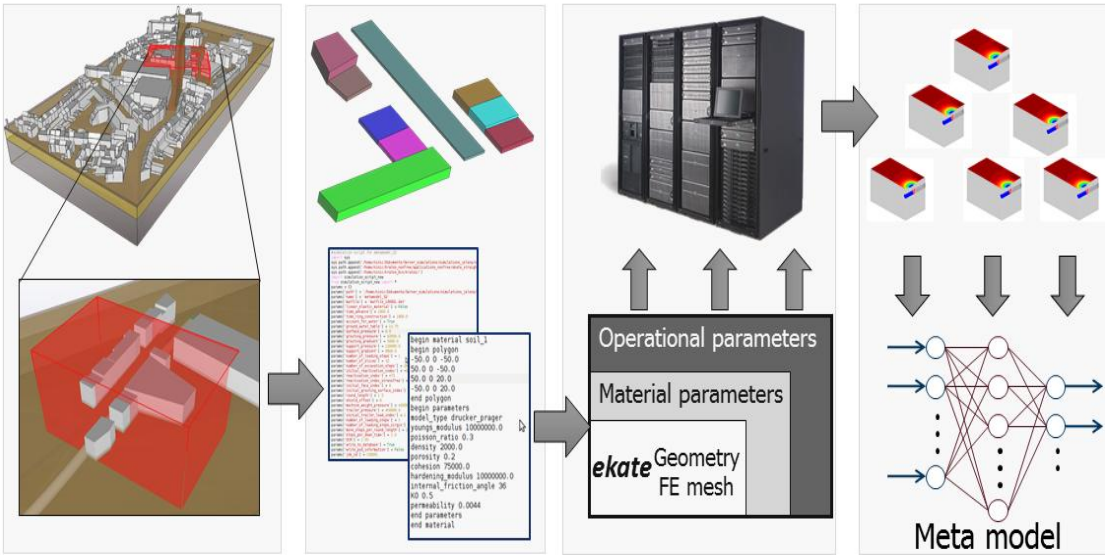


Figure 7. Schematic illustration of the generation of fast predictive meta models for tunnel projects in urban environments.

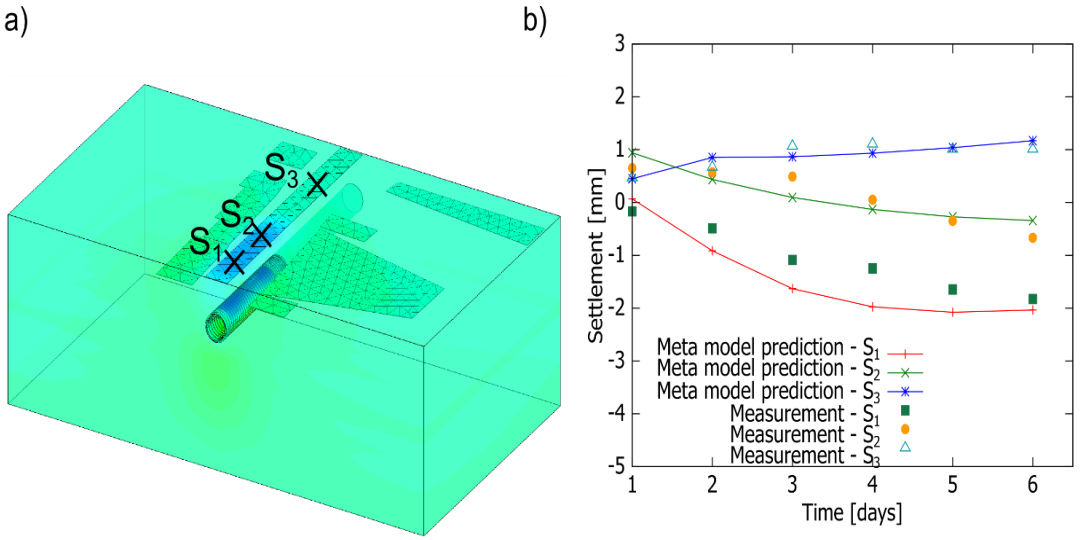


Figure 8 a) Simulation of a section of the WHL Düsseldorf tunnel project as basis for the generation of the metamodel; b) Comparison between in situ measurements for surface settlements and metamodel predictions after monitoring-based model update.

If the predicted settlements are larger than the values tolerated by the design requirements, we use the same optimization procedure to determine process parameters (in this case the grouting and face support pressure) that lead to a reduction of tunneling-induced settlements to an admissible limit for the next advancement steps (Fig. 9a).

For the given numerical example, a “worst case scenario” is assumed, adopting the lower limits of the geotechnical and grouting and support pressure of 160 kPa to compute the tunneling-induced settlements before applying the optimized values. According to Fig. 9b, settlements between 6 and 8 mm will occur in the three monitoring points in this case, exceeding the maximum tolerated settlements of 5 mm.

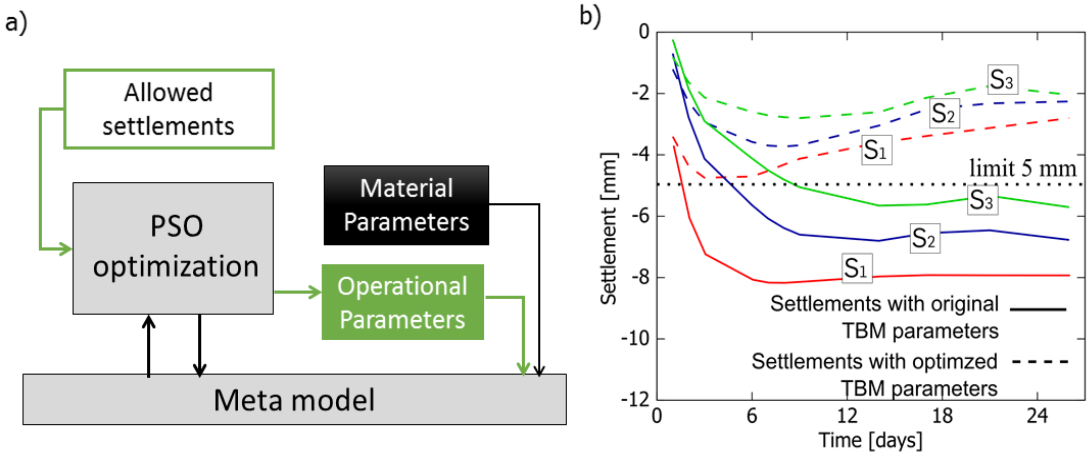


Figure 9. Optimization of TBM process parameters for a selected section of the WHL tunnel project by means of real time analysis and parameter optimization: a) Schematic illustration of the optimization procedure to determine optimal process parameters, b) Comparison of the temporal settlement evolution in 3 monitoring points before and after optimization of process parameters.

The ANN-PSO-based strategy is now employed to determine optimized values for the support and grouting pressures, such that the maximum surface settlements are smaller than 5 mm. In this optimization problem, the material parameters, which have been previously identified based monitoring data, are kept fixed, while the two operational parameters are optimized using ANN-PSO in association with the meta model to reduce the surface settlements beyond the tolerated value (see Fig. 9b). This procedure (which just takes a few minutes although several hundreds of analyses are performed) leads to an optimized grouting pressure of 190 kPa (instead of 160 kPa originally designed) and an optimized support pressure of 170 kPa instead of 160 kPa. Figure 9b shows the temporal development of the settlements after applying these optimized process parameters, resulting in surface settlements, which in none of the three monitoring points exceed the tolerance of 5 mm.

4. CONCLUSIONS

In this paper a process-oriented simulation model for holistic prognosis of tunneling induced effects in during mechanized tunneling is presented. The computational model includes proper representation of all individual components of mechanized tunneling (soil model, TBM, lining, grouting, face support and hydraulic jacks) and their mutual interactions.

Having a sophisticated 3D simulation of the tunnel advance process that accounts for time-dependent water pressure distribution, stepwise advancement of TBM, installation of the lining structure and support by means of pressurized grouting with time-dependent properties, it is possible to extract the forces acting on the lining in the construction phase. The acting loading on the lining depends on both earth and grouting pressure and that it is highly dependent on soil mechanical and hydraulic properties as well as and prescribed support (boundary) conditionsin combination with the resulting evolution of stresses in the surrounding soil.

Moreover, this model is applied for investigation of soil-structure interaction during the tunnel conduction proves. This application is demonstratedby the numerical simulation of a shield-driven tunnel construction underneath a high-rise residential building resting on a pile foundation. Comparing the results with the outcome of an analysis assuming a plate foundation of the structure, we provided a quantitative assessment of the influence of the piles on the stiffening of the foundation-soil system.

To enable reliable real-time predictions during the construction process, the proposed concept is based upon the generation of fast so-called meta models, which are generated in the design phase of a project for pre-specified sections of the tunnel project based on the available geotechnical model and project parameters. The basis for the generation of the meta model is a recently developed process-oriented

finite element model for mechanized tunneling, in which the investigated tunnel section including all components and interactions between the tunneling process and the soil is represented realistically. Since in the design stage only limited information on geotechnical parameters is available, the meta model is continuously updated during construction according to available monitoring data by means of the Particle Swarm Optimization PSO. Since the meta model only takes few seconds for one analysis, this model update can be applied in almost each excavation step. The performance of the proposed model update was shown by an analysis of a section of the Wehrhahn-Line project (WHL) in Düsseldorf.

REFERENCES

[1] Alsahly A., Stascheit J. and Meschke G. Computational Framework for 3D Adaptive Simulation of Excavation and Advancement Processes in Mechanized Tunneling [Conference] // Computational Methods in Tunneling and Subsurface Engineering (EURO:TUN 2013) / ed. Meschke G. [et al.]. - Bochum : [s.n.], 2013. - pp. 85-96

[2] Brinkgreve R.B.J. Plaxis3D. - [s.l.] : Plaxis, 2015

[3] Comulada M., Wingmann J. and Maidl U. Process Controlling in Mechanized Tunnelling [Conference] // Proceedings of the Second International Conference on Computational Methods in Tunnelling / ed. Meschke G. [et al.]. - Bochum : [s.n.], 2009. - pp. 551-560

[4] Dadvand P., Rossi R. and Oñate E. An Object-oriented Environment for Developing Finite Element Codes for Multi-disciplinary Applications [Article] // Archives of Computational Methods in Engineering. - 2010. - Vol. 17. - pp. 253-297

[5] Dias D., Kastner R. and Maghazi M. Three dimensional simulation of slurry shield tunnelling [Conference] // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground / ed. Kusakabe O., Fujita K. and Miyazaki Y.. - Tokyo : Balkema, 2000. - pp. 351-356

[6] Freitag S., Cao, B. T., Ninić, J., Meschke, G. Surrogate modeling for mechanized tunneling simulations with uncertain data [Conference] // Proceedings of the 6th International Workshop on Reliable Engineering Computing (REC 2014) / ed. Modares M.. - Chicago : [s.n.], 2014. - pp. 44-63

[7] Freitag S., Graf W. and Kaliske M. Recurrent Neural Networks for Fuzzy Data [Article] // Integrated Computer-Aided Engineering. - 2011. - 3 : Vol. 18. - pp. 265-280

[8] Kasper T., Meschke, G. A numerical study on the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling [Artikel] // Computers & Geotechnics. - 2006. - 4--5 : Bd. 33

[9] Meschke G. [et al.] Numerische Simulation maschineller Tunnelvortriebe in innerstädtischen Gebieten im Rahmen eines Tunnelinformationsmodells [Article] // Bauingenieur:, 2014.. - 2014. - 11 : Vol. 89. - pp. 457-466

[10] Meschke G., Nagel F. and Stascheit J. Computational Simulation of Mechanized Tunneling as Part of an Integrated Decision Support Platform [Article] // Journal of Geomechanics (ASCE). - 2011. - Vol. 11. - pp. 519-528

[11] Nagel F. and Meschke G. An elasto-plastic three phase model for partially saturated soil for the finite element simulation of compressed air support in tunnelling [Article] // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. - 2010. - Vol. 34. - pp. 605-625

[12] Nagel F., Stascheit J. and Meschke G. Numerical Simulation of Interactions between the Shield Supported Tunnel Construction Process and the Response of Soft, Water Saturated Soils [Article] // International Journal of Geomechanics (ASCE). - 2011. - Vol. 12. - pp. 689-696

[13] Ninić J [et al.] Simulation- and monitoring-based steering for mechanized tunneling using project data of Wehrhahn-Linie [Conference] // 11th World Congress on Computational Mechanics (WCCM 2014). - Barcelona, Spain : [s.n.], 2014

[14] Ninić J, Stascheit J und Meschke G Simulation-based steering for mechanized tunneling using an ann-pso-based meta-model [Konferenz] // The Third International Conference on Soft Computing Technology in Civil, Structural and Environmental Engineering. - Cagliari, Italy : [s.n.], 2013

[15] Ninić J. and Meschke G. Model update and real-time steering of tunnel boring machines using simulation-based meta models [Article] // Tunnelling and Underground Space Technology. - January 2015. - Vol. 45. - pp. 138-152

[16] Ninic J. Computational strategies for predictions of soil-structure interactions during mechanzed tunneling [Buch]. - Ruhr University Bochum : PhD Thesis, 2015

[17] Ninic J., Stascheit, J., Meschke, G. Beam-solid contact formulation with arbitrary discretization for [Artikel] // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. - [s.l.] : 38, 2014. - 1453 -- 1476 : Bd. 13

[18] Potts D.M., Zdravkovic, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: application [Buch]. - [s.l.] : Thomas Telford, 2001

[19] Schindler S. [et al.] An interaction platform for mechanized tunnelling. Application on the Wehrhahn-Line in Düsseldorf (Germany) [Article] // Geomechanics and Tunnelling. - 2014. - 1 : Vol. 7. - pp. 72–86

[20] Swoboda G. and Abu-Krisha A. Three-Dimensional Numerical Modelling for TBM Tunnelling in Consolidated Clay [Article] // Tunneling and Underground Space Technology. - 1999. - Vol. 14. - pp. 327-333

[21] Takano H.Y. Guidelines for the design of shield tunnel lining [Artikel] // Tunnelling and Underground Space Technology. - [s.l.] : 15, 2000. - 303 - 331 : Bd. 3

[22] Talmon A.M., Aanen, L., Bezuijen A., van der Son, W.H. Grout Pressures around a Tunnel Lining [Buchabschnitt] // Tunnelling -- A Decade of Progress. - GeoDleft : Taylor \& Francis, London, 2006

[23] Yu H. CASM: A unified state parameter model for clay and sand [Article] // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. - 1998. - Vol. 48. - pp. 773-778

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 7

Jordan MILEV[1], Nikolay MILEV[2], Georgi GEORGIEV[3]

PROBLEMS ON THE APPLICATION OF EUROCODES FOR SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

SUMMARY

The main purpose of presented paper is the classification of main problems in application of Eurocodes for seismic analysis and design of RC Structures in Bulgarian construction practice. The analysis is focused to some structural and economic problems as well as on some contradictions in Eurocode 8 itself. Special attention is paid to the following problems: ductility levels, recognition of torsionally flexible systems, primary and secondary elements definition, stiffness reduction of RC elements for linear analysis dimensions and detailing of confined boundary areas of shear walls, shear resistance analysis of shear walls for DCH in critical region, detailing of frame and wall structures, etc. Those problems appear during the practical design of some buildings in Bulgaria. Several proposals for solving of some problems defined in the paper are presented. Some conclusions are made for the further application of Eurocode 8 in the design and construction practice.

Keywords: seismic design, Eurocode 8, wall structure, frame structure, local ductility, detailing rules

Јордан МИЛЕВ, Николај МИЛЕВ[2], Ѓорги ГЕОРГИЕВ[3]

ПРОБЛЕМИ ПРИ ПРИМЕНА НА ЕВРОКОДОВИТЕ ПРИ СЕИЗМИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЗГРАДИ

РЕЗИМЕ

Цел на трудот е да се прикажат главните проблеми во примената на Еврокодовите за сеизмичка анализа и проектирање на АБ конструкции во бугарската градежна пракса. Анализата се фокусира на некои конструктивни и економски проблеми, како и на некои контрадикторности во самиот Еврокод 8. Посебно внимание се посветува на следниве проблеми: ниво на дуктилност, препознавање на торзионо флексибилните системи, дефинирање на примарни и секундарни елементи, намалување на крутоста на АБ елементите при линеарна анализа и детализирање на утегнатите области на ѕидовите изложени на смолкнување, анализа на отпорноста на смолкнување на ѕидовите, детали на ѕидови и рамовски конструкции, итн. Овие проблеми се појавија во пракса при проектирање на некои објекти во Бугарија. Во трудот се дадени повеќе предлози за решавање на некои од проблемите.

Клучни зборови: Сеизмичко проектирање, Еврокод 8, ѕидови, рамовски конструкции,дуктилност

[1] Prof. PhD, Department of Reinforced Concrete Structures, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, j.milev@yoda-bg.com
[2] PhD Student, Department of Geotechnics, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, n.milev@yoda-bg.com
[3] MSc, Structural Design Engineer at YODA Ltd, Sofia, Bulgaria, office@yoda-bg.com

1. INTRODUCTION

The structural Eurocodes are implemented in Bulgaria for seismic design of new buildings. Moreover they are obligatory standard for design of important and significant residential and office buildings. This fact for sure will increase margin of safety of those buildings because Eurocodes are newer and more comprehensive system of structural design standards compared to the old Bulgarian codes. However some problems appear in application of those new and advanced standards in the Bulgarian design and construction practice.

The main goal of this report is to point some consideration to the major groups of the difficulties which arises in real application of structural Eurocodes. Special attention is paid to the problems which are developed in using of Eurocode 8 in seismic design of reinforced concrete buildings.

Most of those problems are already discussed in many references (please see [1]÷[6]). The main purpose of this study is to summarize some problems in application of Eurocodes in the seismic design of Buildings in the current Bulgarian construction practice and to propose possible solutions for some of them.

2. SUMMARY OF THE MAJOR PROBLEMS IN APPLICATION OF EUROCODES IN SEISMIC DESIGN IN BULGARIA

The major groups of problems in application of Eurocodes in Bulgaria could be systemized as structural, codification, economical and some additional ones. The major structural problems in application of Eurocode 8 could be roughly classified as follows:

- More comprehensive design checks, detailing rules, etc. which leads to some solutions which are not typical for the current Bulgarian design and construction practice;
- Requirements for application of some new technologies in execution of building structures as higher grade concrete, effective splicing of the reinforcement, advanced detailing which ensure stable seismic response of the whole structure, etc.;
- Higher requirements for architectural and functional solutions in order to avoid the unstable and unclear seismic response of the structural system of the building i.e. penalties for irregularity in plan and in elevation as well as for the torsionally flexible systems, etc.

There are completely new requirements in Eurocode8 comparing with the old Bulgarian seismic standard. They could be briefly listed as follows:

- New seismic zonation which is based on the current seismic hazard definitions is implemented;
- New limit state is implemented – damage limitation level (DLL);
- Three ductility classes are presented in Eurocode 8 – low, medium, and high – DCL, DCM and DCH;
- Stiffness reduction of the structural elements of the seismic structure is required;
- Some precise checks for the regularity in plan and elevation as well as for the torsionally flexible system are required;
- The concept with “primary” and “secondary” seismic elements is implemented;
- The new structural system with “large lightly reinforced walls” is introduced;
- Capacity correction of action effects from the analysis are required;
- Capacity design procedure is applied for the seismic design;

The seismic analysis of the RC structures according to Eurocode 8 is completely different comparing with the old Bulgarian seismic code because of the required by Eurocode 8 capacity design procedure. This procedure requires comprehensive checks for ensuring the corresponding ductility, strength and stiffness of the structure.

The completely new for the Bulgarian design practice checks for wall type of structures could be systemized as follows:

- Providing the local ductility by design of special confined boundary elements in the critical zone of the wall which in most of the cases leads to increase of the thickness of the wall or application of local widening of the boundary area ("dumbbells") – both of the above solutions are not typical for the Bulgarian constructions practice;
- The procedure for calculation of the length of the confined boundary elements is too complicated and leads to too long confined boundary elements;
- Confined concrete application for detailing of the confined boundary elements in the critical zone;
- Different section design checks for shear especially for DCH where the design requirements for shear on compression strut are too high and they hardly could be fulfilled even for the typical cases;
- Completely new checks are implemented i.e. sliding shear failure check at the wall base for DCH;
- Vertical web reinforcement shall be taken into account in the calculation of the flexural resistance of wall sections;
- Composite wall sections consisting of connected or intersecting rectangular segments (L-, T-, U-, I- or similar sections) should be taken as integral units, consisting of a web or webs parallel or approximately parallel to the direction of the acting seismic shear force and a flange or flanges normal or approximately normal to it;
- The detailing rules are more complicated and different comparing with the old Bulgarian seismic code.

The differences between the old Bulgarian seismic code and Eurocode 8 for the case of frame structures are even more significant. Some new knowledge is required for the structural design engineers for application of Eurocode 8 in the real design practice. The most important new requirements for the seismic design of frame structures which are introduced by Eurocode 8 and are completely new for the Bulgarian design practice could be classified as follows:

- Local ductility requirements by the design of suitable critical regions in both beams and columns. These critical regions are detailed by application of confined concrete;
- "Strong" columns – "Weak" beams design concept;
- High requirements for the shear design of beams and columns especially for DCH;
- The detailing rules are much more complicated and difficult for fulfilling. Most problems appear with ensuring the maximum reinforcement ratio for the top beam reinforcement, the maximum diameter limitation of the bars which are bonded in the beam column joints as well as too close distance between stirrups along the splicing length of the longitudinal bars in columns and walls;
- Completely new design checks are introduced, i.e. beam-column checks for DCH.

Additionally there are some problems in Eurocode 8 which are not completely clarified, i.e. as follows:

- The procedure for recognition of torsionally flexible system is not presented but it is left to the National Annex;
- The problems with distinguishing of primary and secondary elements are not completely defined;
- It is not completely explained how to reduce the stiffness of members with plastic hinges for the purpose of linear analysis;
- The requirements for ductility checks of composite wall sections are given in too general way.

Moreover the price of structures is slightly increased comparing with the current Bulgarian practice when the building is designed according to Eurocodes. However some more increase of the building price is expected because of the more strict requirements of Eurocode 8 about regularity of the structure which leads to some compromising with architectural and functional features of the building.
Particularly for Bulgaria there are some additional problems in application of Eurocode 8, i.e as follows:

- The different theoretical background of Eurocode 8 and the old Bulgarian seismic code;
- Some of the paragraphs of the Bulgarian National Annex are too general and do not solve the problem which they should solve.

Some of the problems defined above are discussed in more details bellow and some proposals for the solutions of some of them are presented (please see [6] for more details).

3. PROBLEMS AND SOLUTIONS IN THE GENERAL DESIGN OF RC BUILDINGS

3.1. Ductility levels

Eurocode 8 gives the possibility for application on three levels of ductility – low (DCL), medium (DCM) and high (DCH). The code does not recommend application of the specific ductility level for the different kind of structural types or for the different level of seismicity. The only exception is the fact that DCL is not recommended (but it is not prohibited) for the areas with medium and high seismicity. In authors' opinion DCL could be effectively applied for the small RC buildings, i.e. one to two stories houses, etc. The definition of the different ductility levels according to Eurocode 8 is given in Fig. 1.

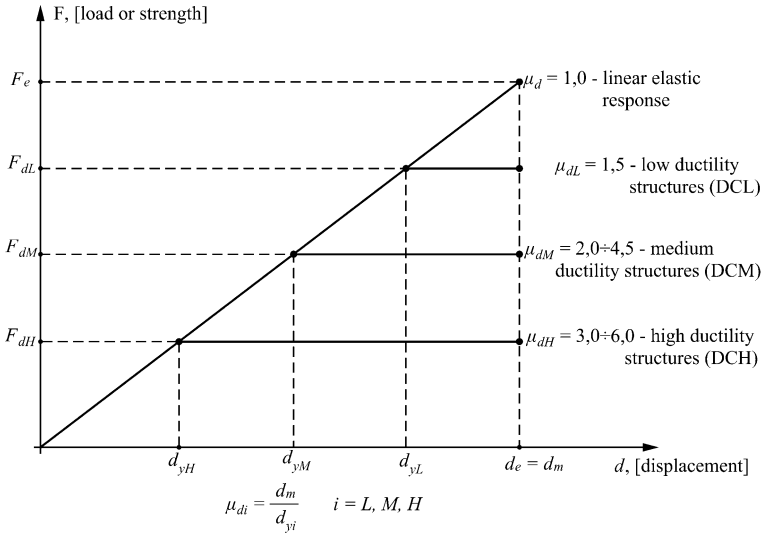


Figure 1. Ductility levels Low, Medium and High (DCL, DCM and DCH)

3.2. Stiffness correction for linear seismic analysis of RC Structures

According to the requirements of Eurocode 8 the stiffness of the RC members for linear analysis should be reduced. However there are not detailed instructions how exactly to reduce those stiffness. It is proposed in [6] to apply the proposals of the Japanese AIJ Standard for Structural Calculations of RC Structures (from 2010) in order to reduce the stiffness of the structural elements with the plastic hinges. The authors' proposal based on the above mentioned standard is given in Table 1 and in Figs 2 ÷ 3.

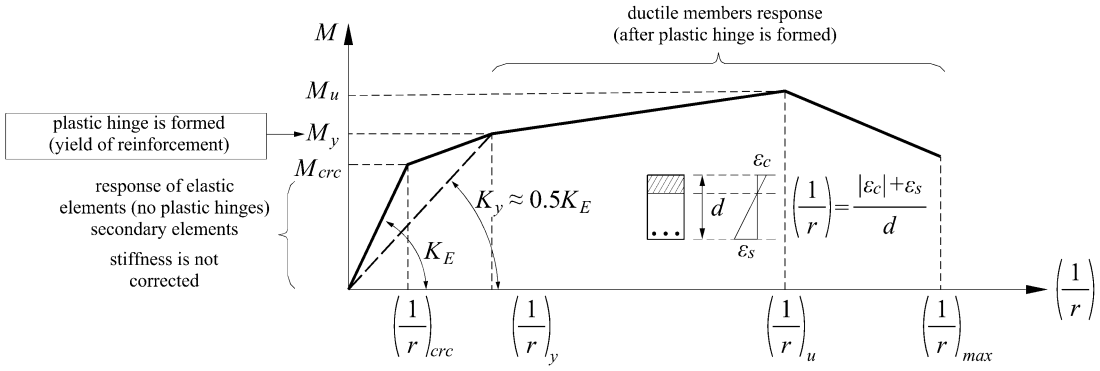


Figure 2. Moment curvature relationship for RC section

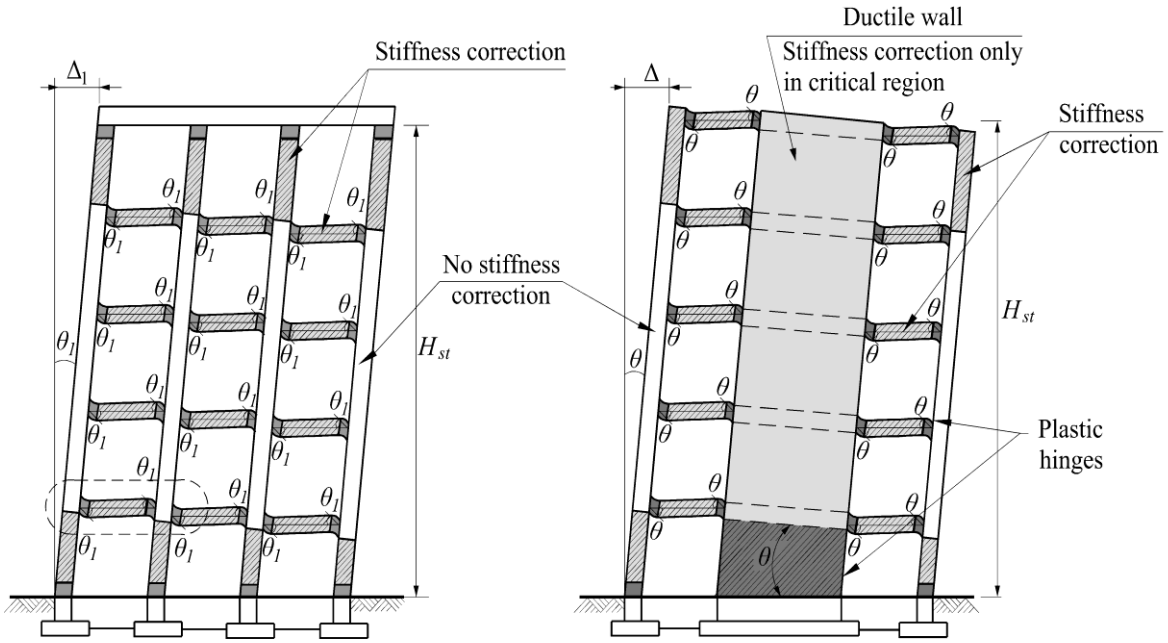


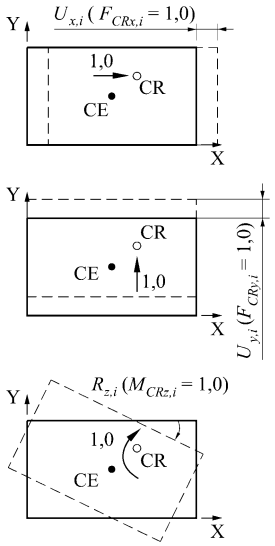
Figure 3. Stiffness reduction for seismic members with plastic hinges according to Eurocode 8

Member		Bending stiffness	Axial stiffness	Shear stiffness
Beams	without plastic hinges	1.0	1.0 (or ∞)	1.0 (or ∞)
	with plastic hinges	0.3÷0.5	1.0 or ∞	0.3÷1.0 (or ∞)
Колони	without plastic hinges	1.0	1.0	1.0 (or ∞)
	with one plastic hinge	0.7	1.0	1.0 (or ∞)
	with two plastic hinge	0.3÷0.5	1.0	1.0 (or ∞)
Structural walls	without plastic hinges	1.0	1.0	0.5÷1.0
	with plastic hinge (stiffnes reduction applied for the hinge region)	0.3÷0.5	1.0	0.3÷0.5
Beam – column joint		-	-	1.0
Plate (floor structure)		0.0	1.0 or ∞	1.0 or ∞

Table 1. Proposed stiffness reduction for members with plastic hinges according to AIJ

3.3. Recognition of torsionally flexible systems

A lot of attention is paid in Eurocode 8 for recognition and possibly avoiding of the torsionally flexible systems. The penalty for the torsionally flexible system is the behavior factor reduction by about 50% for such systems comparing with the wall structures and even much more comparing with frame structures. However Eurocode 8 does not give the clear procedure for recognition of the torsionally flexible systems. This problem is left to the National Annexes. The procedure presented below is adopted from [5].



1. Three static load cases are defined on each *i* storey ($F_{CRx,i}$ = 1; $F_{CRy,i}$ = 1; $M_{CRz,i}$ = 1), with loads applied in the center of rigidity CR;
2. The following displacements and rotations are calculated for each *i* storey:
   a. Displacement $U_{x,i}$ ($F_{CRx,i}$ = 1) at the center of rigidity along the first principal direction of distribution of vertical seismic structures *X* for load case $F_{CRx,i}$ = 1 (force, equal to 1 with direction *X* and applied in the center of rigidity CR at story *i*);
   b. Displacement $U_{y,i}$ ($F_{CRy,i}$ = 1) at the center of rigidity along the second principal direction of distribution of vertical seismic structures *Y* for load case $F_{CRy,i}$ = 1 (force, equal to 1 with direction *Y* and applied in the center of rigidity CR at story *i*);
   c. Rotation $R_{z,i}$($M_{CRz,i}$ = 1) at the center of rigidity about vertical axis *Z* for load case $M_{CRz,i}$ = 1 (moment. Equal to 1 and applied in the center of rigidity CR at story *i*);
3. Stiffnesses $K_{X,i}$ and $K_{Y,i}$ are calculated for each story *i* ,as well as the torsional stiffness $K_{T,i}$ as follows:

$$K_{X,i} = \frac{1}{U_{x,i}(F_{CRx,i} = 1)} \quad K_{Y,i} = \frac{1}{U_{y,i}(F_{CRy,i} = 1)} \quad K_{T,i} = \frac{1}{R_{z,i}(M_{CRz,i} = 1)}$$

4. Torsional radiuses $r_{x,i}$ and $r_{y,i}$ are calculated for each story as follows:

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{T,i}}{K_{Y,i}}} \qquad r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{T,i}}{K_{X,i}}}$$

5. The system is not torsionally flexible if the following is verified:

$$r_{x,i} \geq l_{s,i}\,;\; r_{y,i} \geq l_{s,i}\,;$$

   a. The radius of gyration of the floor mass in plan $l_{s,i}$ is calculated generally as follows:

$$l_{s,i} = \sqrt{\frac{I_{m,i}}{m_i}}$$

   $I_{m,i}$ polar mass moment of inertia of floor mass m_i about the center of mass for story *i*;

   m_i floor mass for story *i*

Figure 4. Recognition of the torsionally flexible system

3.4. Capacity correction of the analysis effects

The analysis effects are capacity corrected according to Eurocode 8. A bending moment envelope diagram with considerations for the tension shift is adopted taking into account modeling uncertainties and post-elastic dynamic effects. Moreover, the possible effects of increase in shear forces due to post-yield behavior, compared to those obtained from analysis, must be considered by implementation of shear force magnification factor. Its value is ε = 1.5 for DCM, while for DCH exact calculations have to be done, taking into account overstrength, flexural capacity and structure response. In frame structures the shear failure mode is avoided by calculating design shear forces based on plastic hinge mechanism for the given member, thus allowing the element to resist the maximal shear force that can be developed before forming the mechanism. The correction for walls is presented in Fig 5 ÷ 6 and for the case of frame members – in Figs 7 ÷ 8.

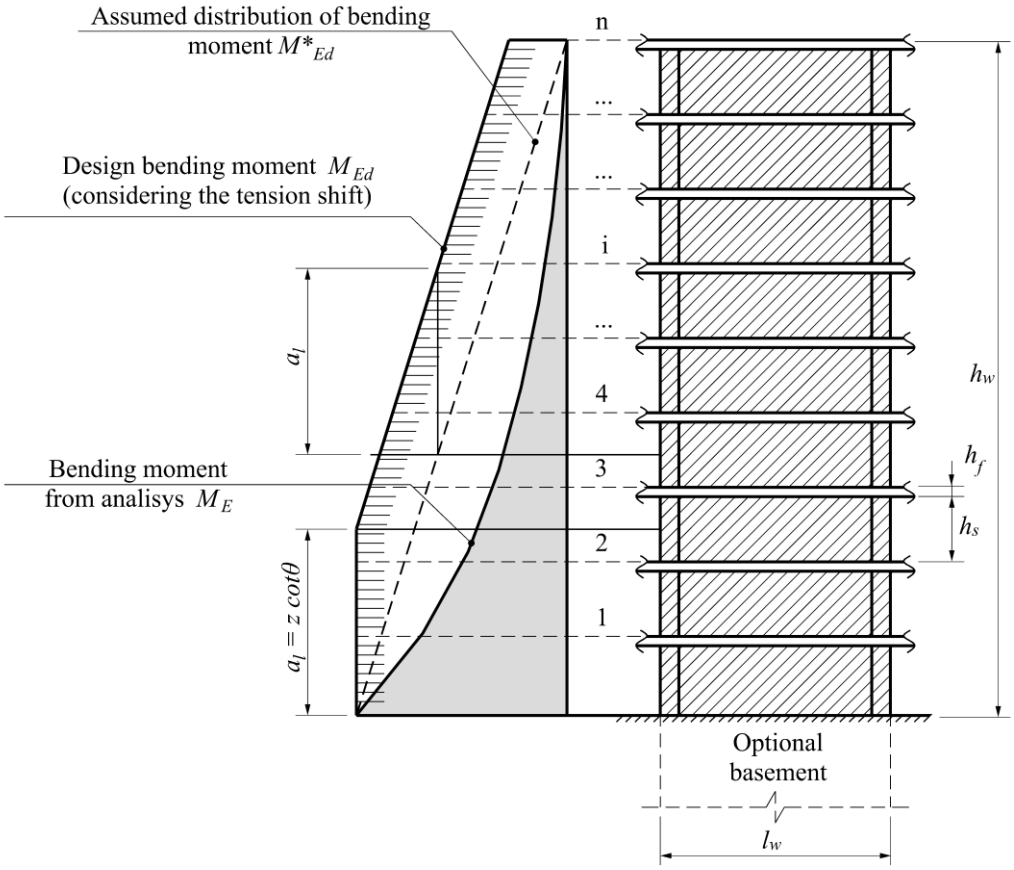


Figure 5. Capacity corrected diagram of bending moments for a ductile wall

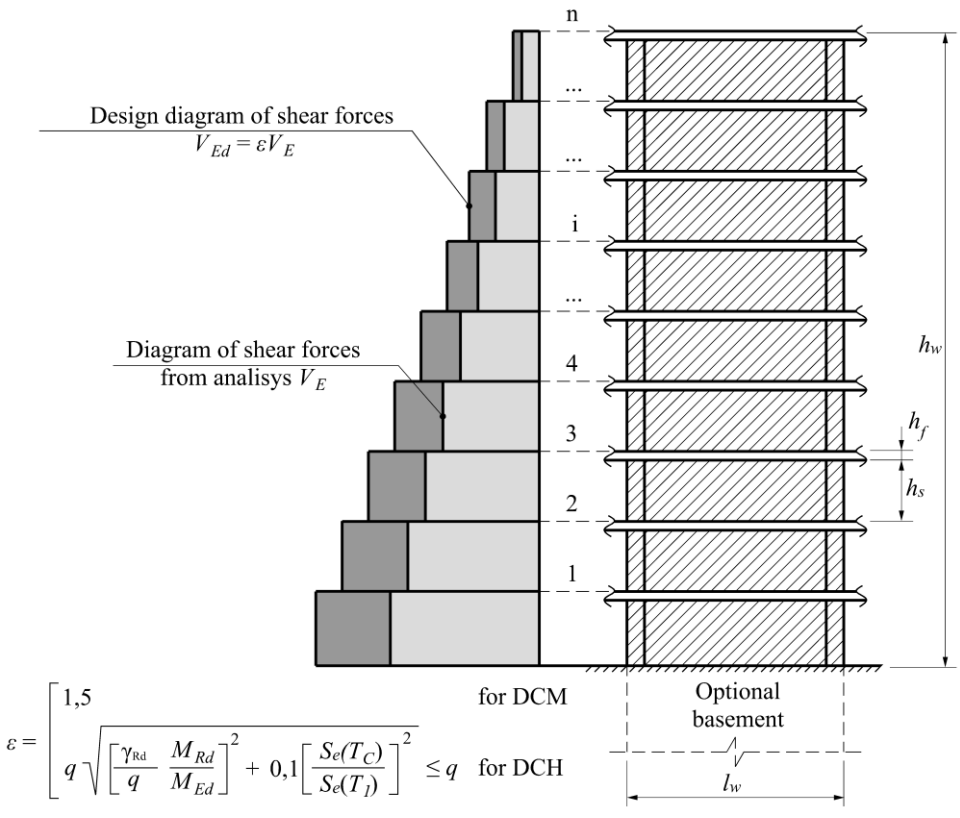


Figure 6. Capacity corrected diagram of shear forces for a ductile wall

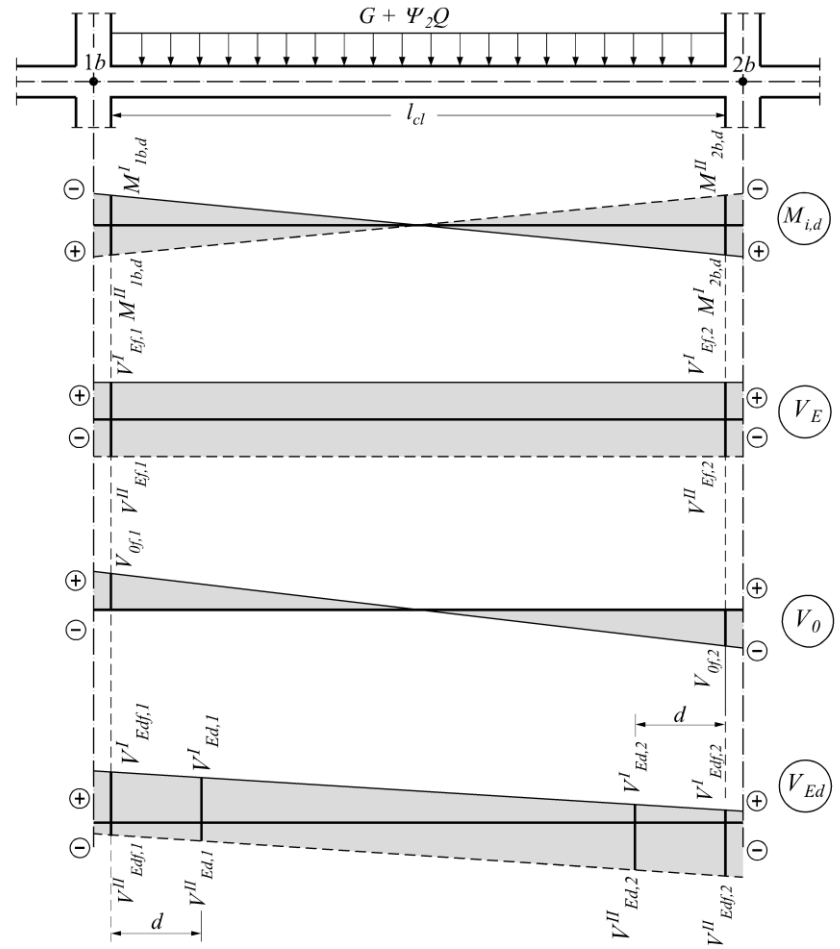


Figure 7. Calculation of shear forces for beams, based on capacity design rules

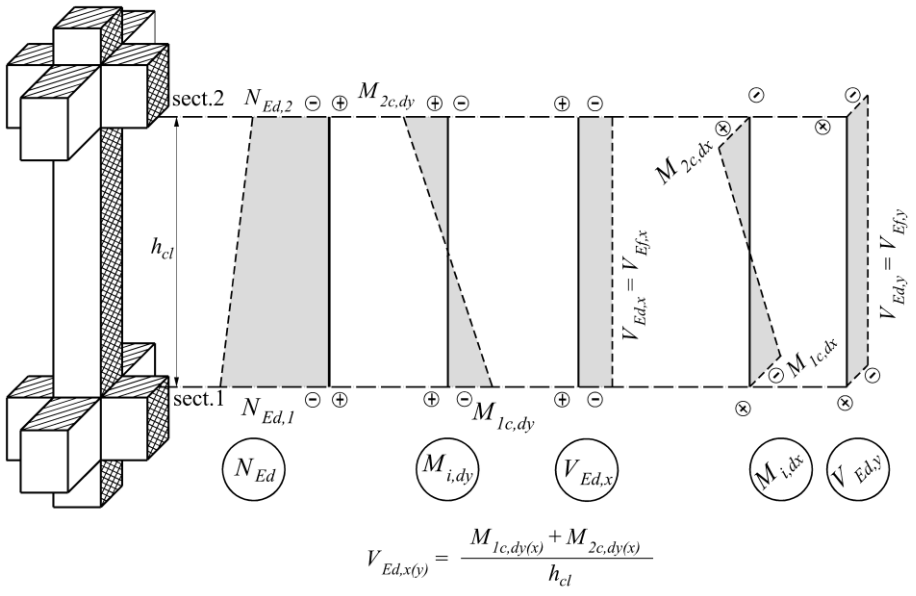


Figure 8. Calculation of shear forces for columns, based on capacity design rules

3.5. Wall structures with large lightly reinforced walls

Eurocode 8 defines a new for the Bulgarian construction practice type of wall – Large lightly reinforced wall (LLRW), which could be applied in the wall type of structures. Those types of walls effectively dissipate energy by the rocking effect. However Eurocode 8 does not completely take into account the favorable effect of rocking and as consequence of this the behavior factor of structural systems in which LLRW is included is probably too low. The definition of LLRW and the systems in which such walls are included are presented in Figs 9 ÷ 11.

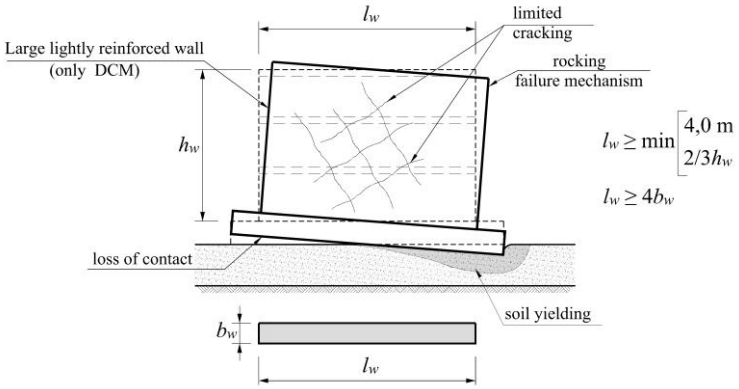


Figure 9. Failure mechanism of large lightly reinforced walls

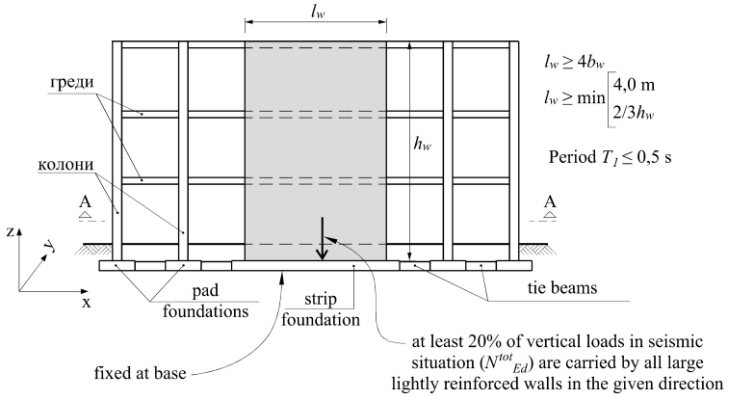


Figure 10. Vertical section of a typical LLRW system

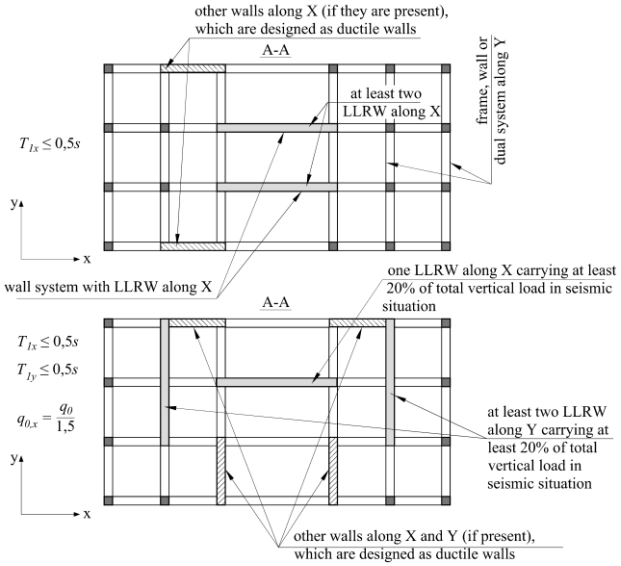


Figure 11. Plan view of structural system LLRW are includend

3.6 Primary and secondary seismic elements

The concept for primary and secondary elements is implemented in Eurocode 8.The secondary elements are not a part of the seismic structure. Their strength and rigidity could be neglected during the seismic analysis. However the whole contribution of the secondary elements to the rigidity of the structure for horizontal loading should not exceed 15% of the rigidity of all primary elements. Typical examples for secondary elements are the columns of RC wall type of buildings with flat slabs. Those elements and their connections should be designed to resist the vertical loading when they are subjected to the most unfavorable displacements by the seismic action. It is not allowed to classify some elements as secondary ones if that will change the structural type from torsionally flexible one to some other. However Eurocode 8 gives some unclear instructions how to calculate the action effects of secondary elements in seismic design situation. A proposal for calculation of action effects in columns of RC wall type of buildings with flat slabs. in seismic design situation is given in Fig 12.

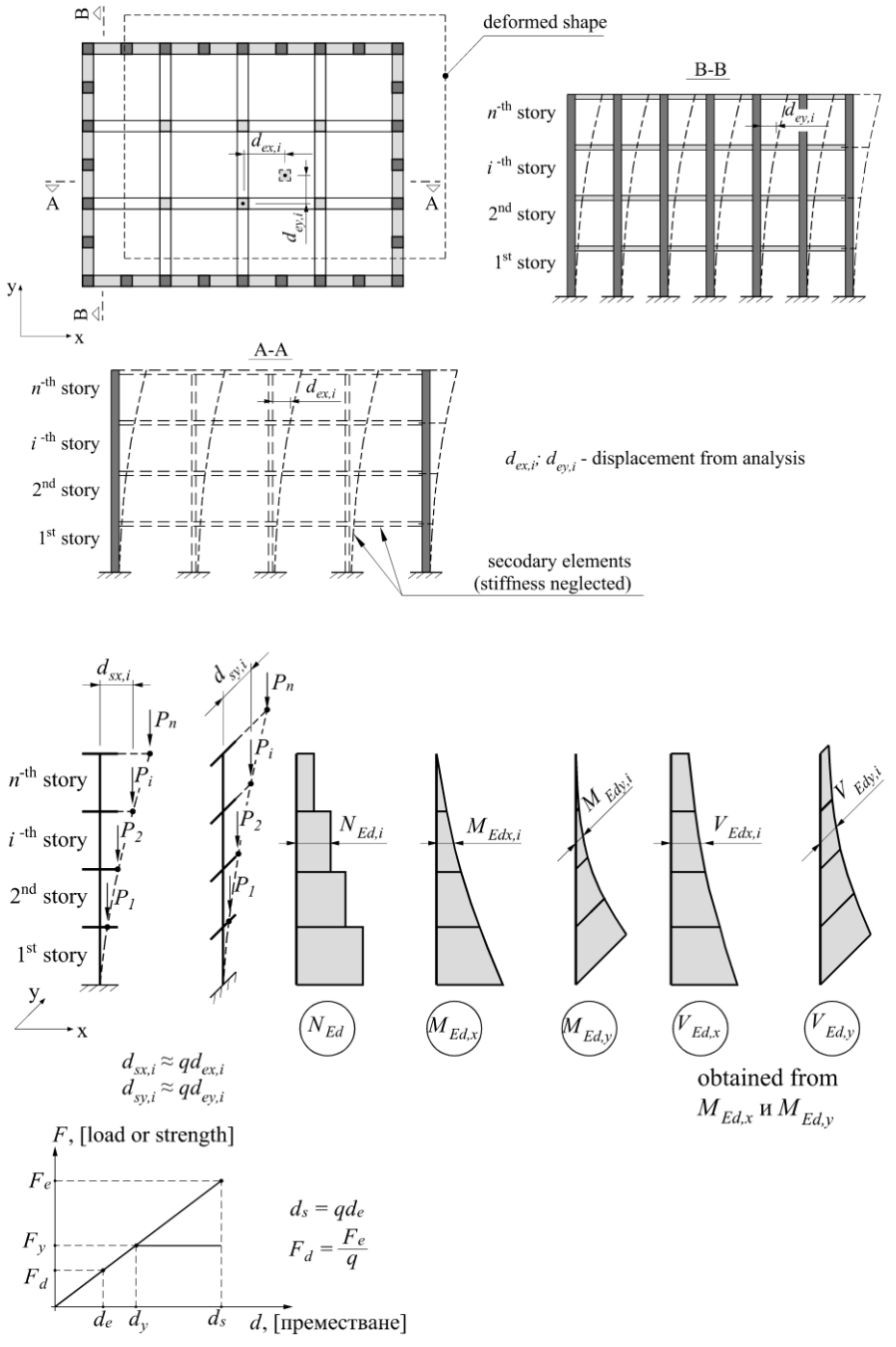


Fig. 12 Example of calculation of design action effects in secondary elements according to Eurocode 8

4. PROBLEMS AND SOLUTIONS IN THE DESIGN OF RC WALL STRUCTURES

4.1. Shear design and commentary on the inclination of the compression strut

One of the major difficulties for application of DCH for the wall type of structures is the too high requirements for the shear resistance check on compression strut. The definition of this check is presented in Fig. 13.

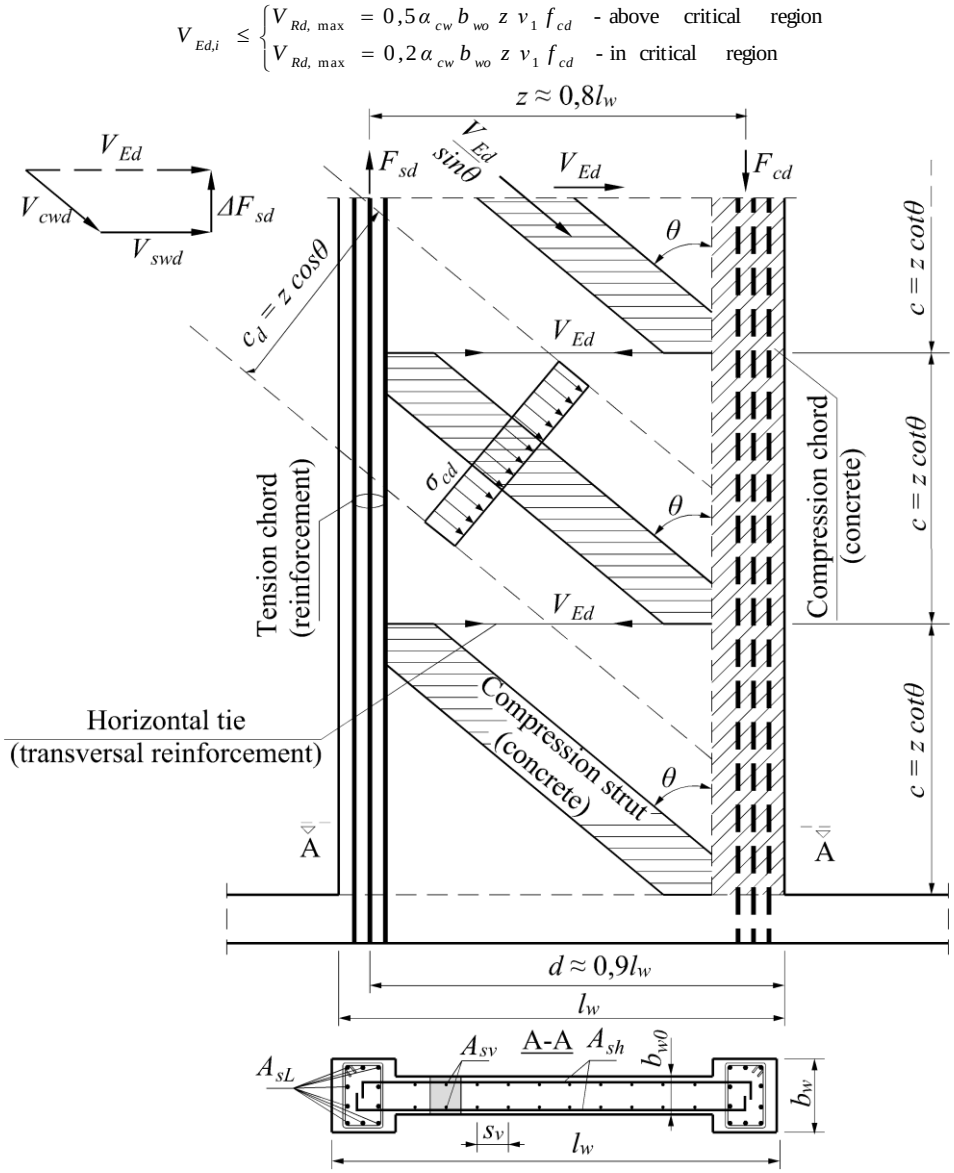
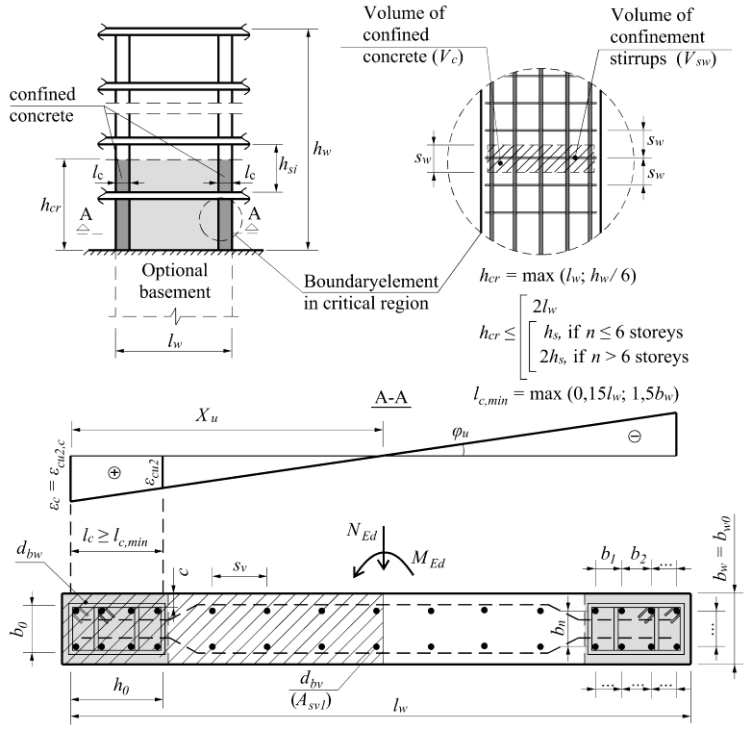


Figure 13. Truss model for shear design of walls

4.2. Local ductility requirements and checks

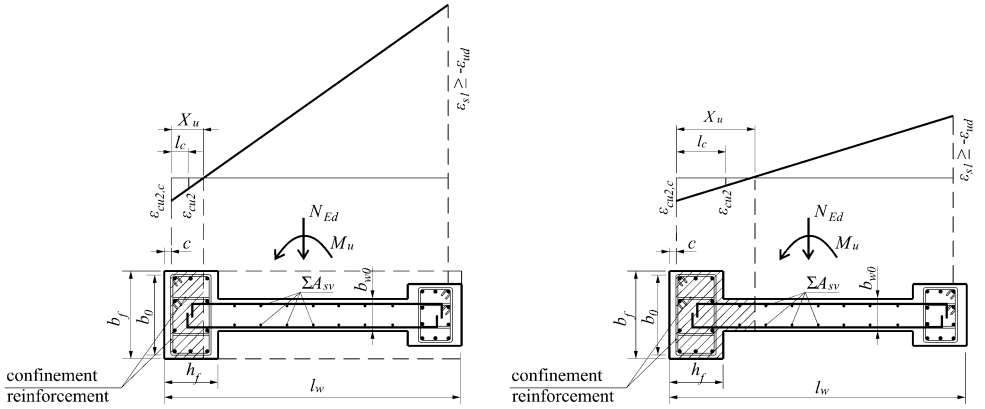
The local ductility of the ductile walls is ensured by providing the confined boundary elements in the critical zone of the wall. However the procedure for calculation of the length of the confined boundary elements is complicated and it is not completely clear in Eurocode 8 even for the case of walls with rectangular cross section. In authors' opinion the procedure is iterative even for the simple cases. Some proposals for procedures for local ductility calculations for walls with rectangular and composite section are given bellow in Figs 14 ÷ 15



1. $X_u = (v_d + \omega_v)\frac{l_w b_{wo}}{b_o}$;
2. The length of the boundary element is assumed and confinement reinforcement is detailed;
3. $\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd}$
4. $l_c = X_u\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right)$
5. $l_c \ge l_{c,\min} = \max \begin{cases} 0.15\, l_w \\ 1.5 b_w \end{cases}$

Steps from 1. to 5. are repeated if required

Figure 14. Calculation of the length of boundary elements based on the requirements for local ductility



1. $X_u = (v_d + \omega_v)\frac{l_w b_{wo}}{b_o}$;

2.1 If $X_u \le h_f$
the above procedure for rectangular section is applied assuming $b_w = b_f$

2.2 If $X_u > h_f$ the following iterative solution is proposed:

a) Confinement reinforcement is detailed and boundary elements length is assumed;

b) Equilibrium state at yield curvature is inspected and x_y and ϕ_y are calculated;

c) Equilibrium state at maximum curvature is inspected and x_y and ϕ_y are calculated;

d) Curvature ductility ratio μ_ϕ is determined

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \ge \begin{cases} 2q_o\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)_{\max} - 1 & \text{ако} \quad T_1 \ge T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)_{\max} & \text{ако} \quad T_1 < T_C \end{cases}$$

e) Steps from a) to d) are repeated if required

Figure 15. Fulfillment of local ductility requirements for composite wall sections

4.3. Detailing requirements

The detailing requirements of Eurocode 8 for ductile walls are given in Figs. 16 ÷ 17. Some special attention should be paid on the detailing of the confined boundary elements in the critical zone.

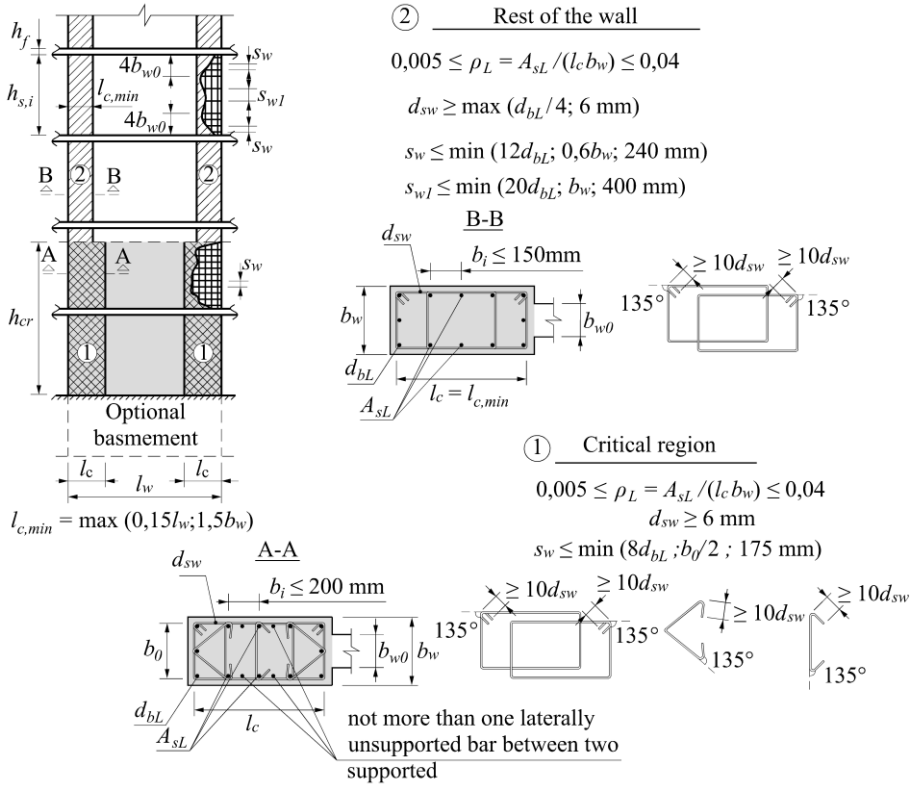


Figure 16. Reinforcement detailing requirements for DCM

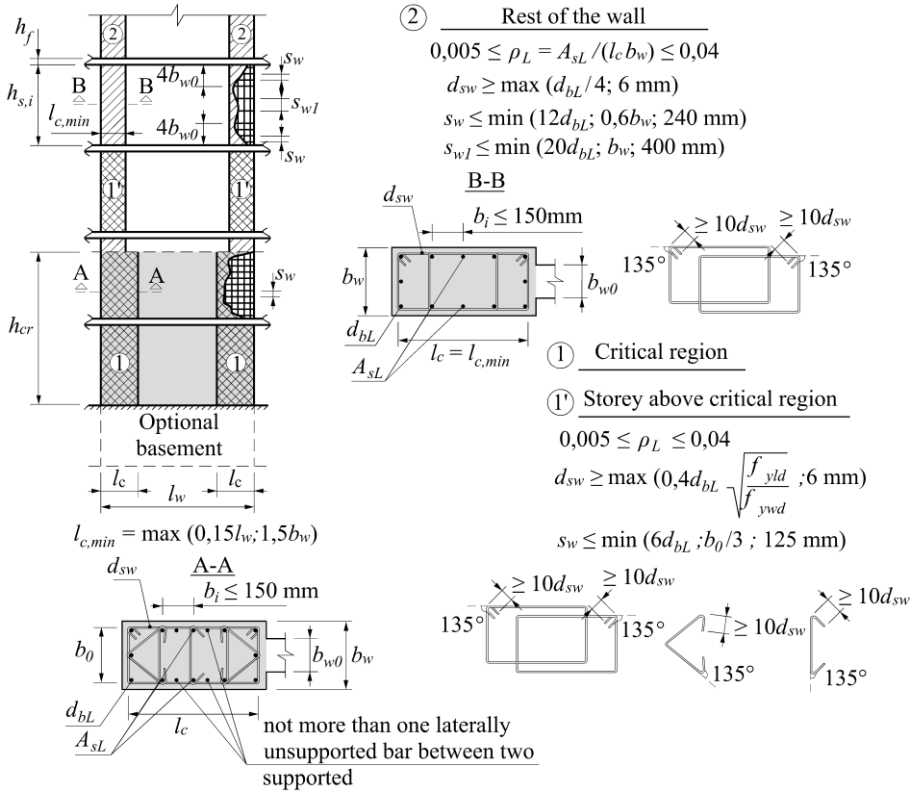
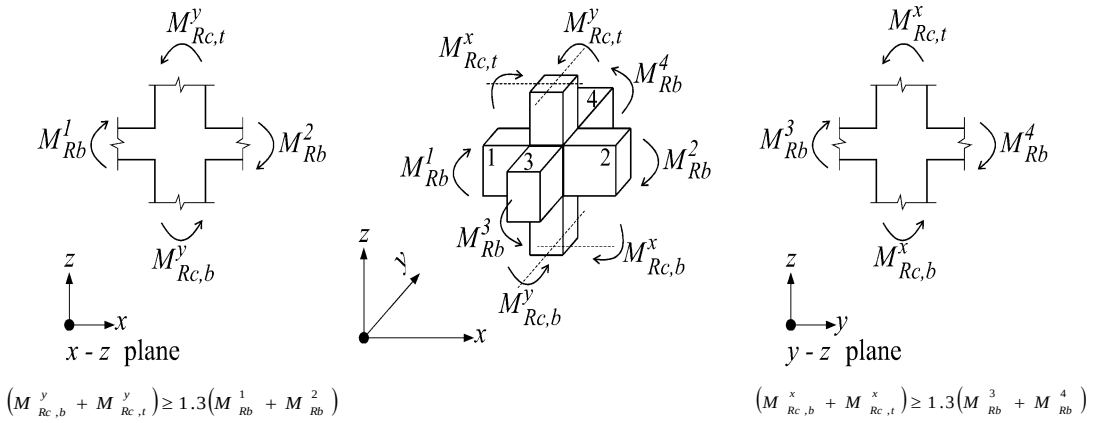


Figure 17. Reinforcement detailing requirements for DCH

5. PROBLEMS AND SOLUTIONS IN THE DESIGN OF RC FRAME STRUCTURES

5.1. Strong columns-weak beams design philosophy

The "strong columns – weak beams" concept is the major issue in the seismic design of frame structures according to Eurocode8. That concept is presented in Figs. 18 ÷ 19.



$$\left(M^{y}_{Rc,b} + M^{y}_{Rc,t}\right) \geq 1.3\left(M^{1}_{Rb} + M^{2}_{Rb}\right) \qquad \left(M^{x}_{Rc,b} + M^{x}_{Rc,t}\right) \geq 1.3\left(M^{3}_{Rb} + M^{4}_{Rb}\right)$$

Figure 18. Verification of "weak beams strong columns" requirement in beam column joints

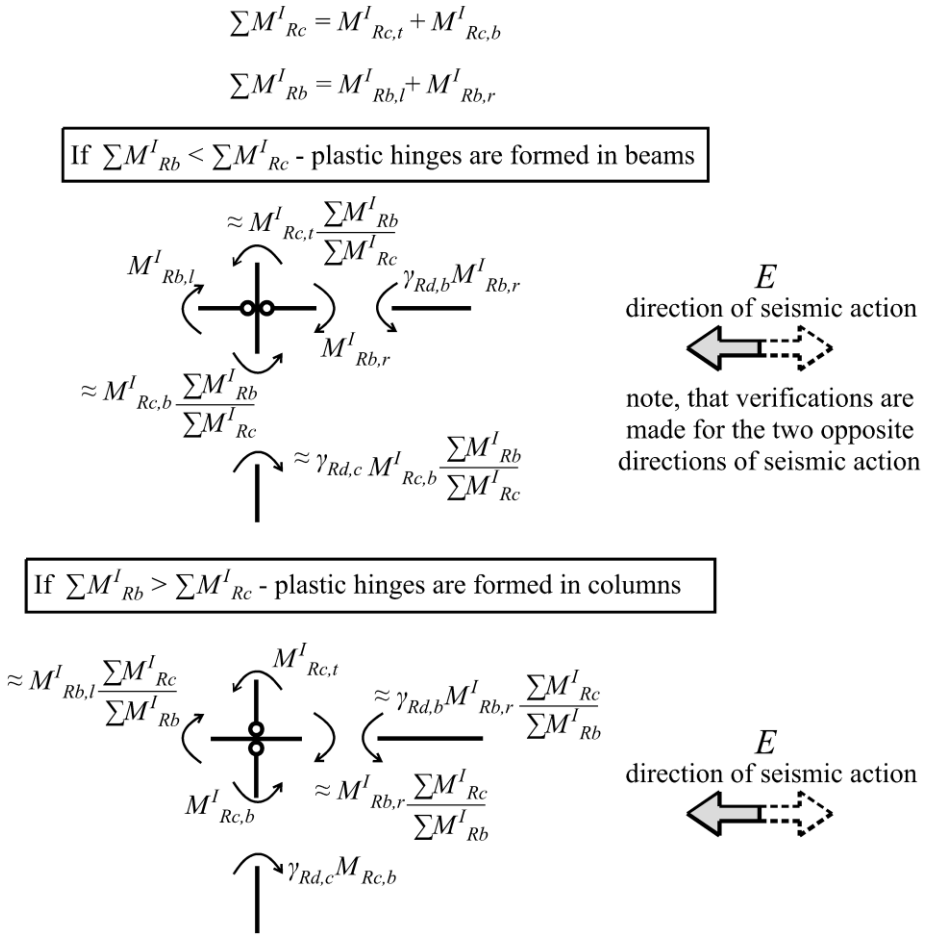
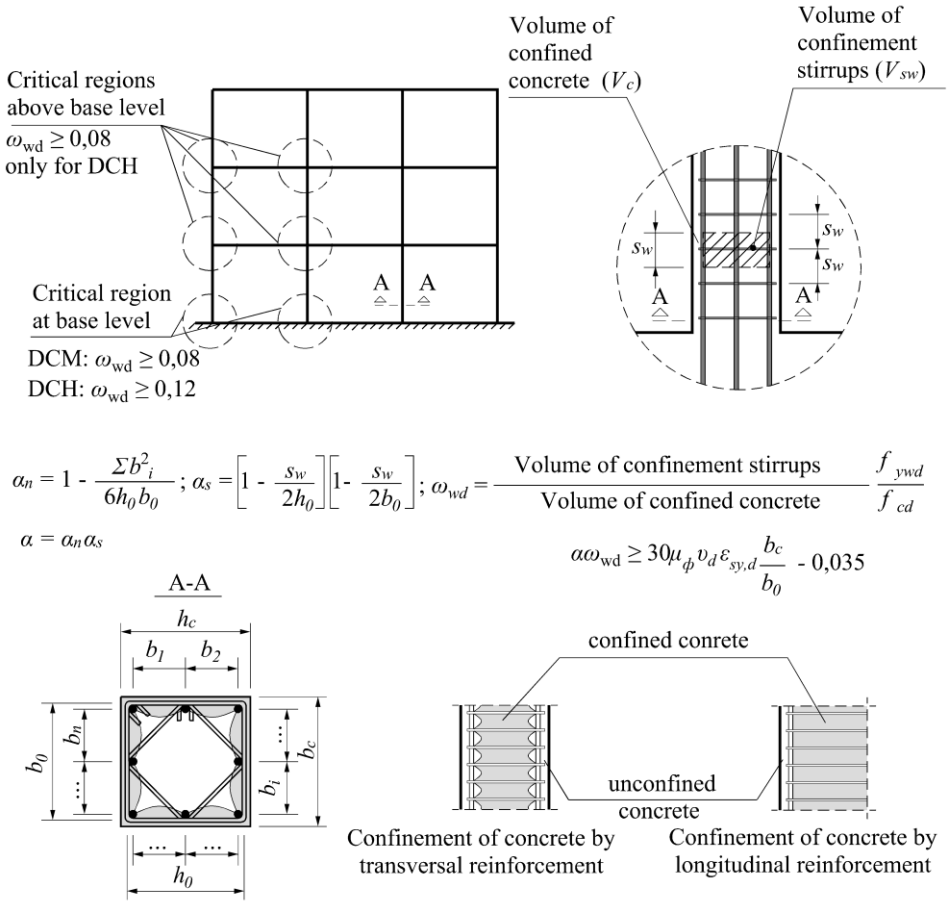


Figure 19. Calculation of end section moments in beams and columns depending on the location of plastic hinges

5.2. Local ductility requirements and checks

Eurocode 8 is the comprehensive seismic code which has the local ductility checks for the columns which is based on the quantity of confining stirrups as well as on the properties of the confined concrete. The procedure of Eurocode 8 for the ductility checks of primary columns of frame structures is presented on Fig. 20.



$$\alpha_n = 1 - \frac{\Sigma b_i^2}{6 h_0 b_0}; \quad \alpha_s = \left[1 - \frac{s_w}{2h_0}\right]\left[1 - \frac{s_w}{2b_0}\right]; \quad \omega_{wd} = \frac{\text{Volume of confinement stirrups}}{\text{Volume of confined concrete}} \frac{f_{ywd}}{f_{cd}}$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s$$

$$\alpha\omega_{\text{wd}} \geq 30\mu_\phi \upsilon_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Figure 20. Local ductility requirements for columns in seismic MRF

5.4. Detailing requirements

The detailing requirements of Eurocode 8 for primary beams and columns are given in Figs. 21 ÷ 24. Some special attention should be paid on the reinforcement ratio of top beam reinforcement and for diameter limitation on longitudinal bars which are bonded in beam-column joints. For the case of columns the major problem is with the required distance between stirrups in the splicing length of longitudinal bars.

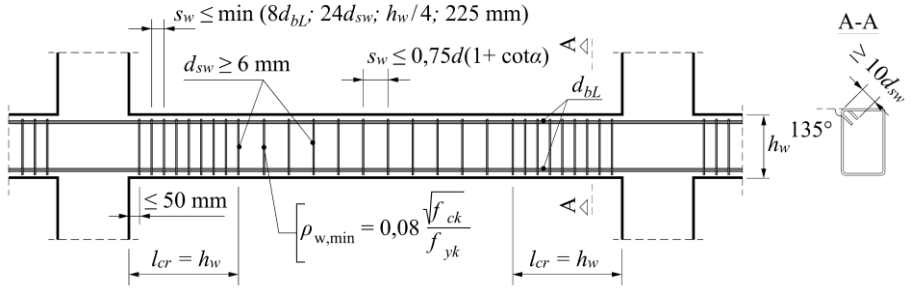


Figure 21. Transversal reinforcement detailing requirements for beams in seismic MRF – DCM

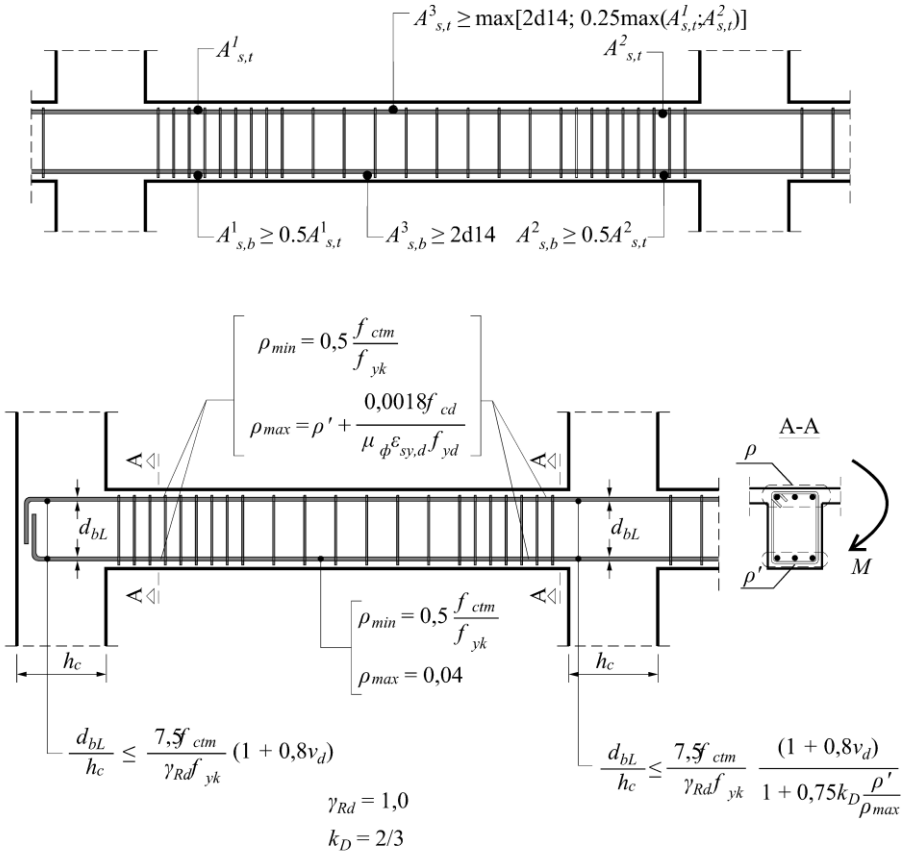


Figure 22. Longitudinal reinforcement detailing requirements for beams in seismic MRF – DCM

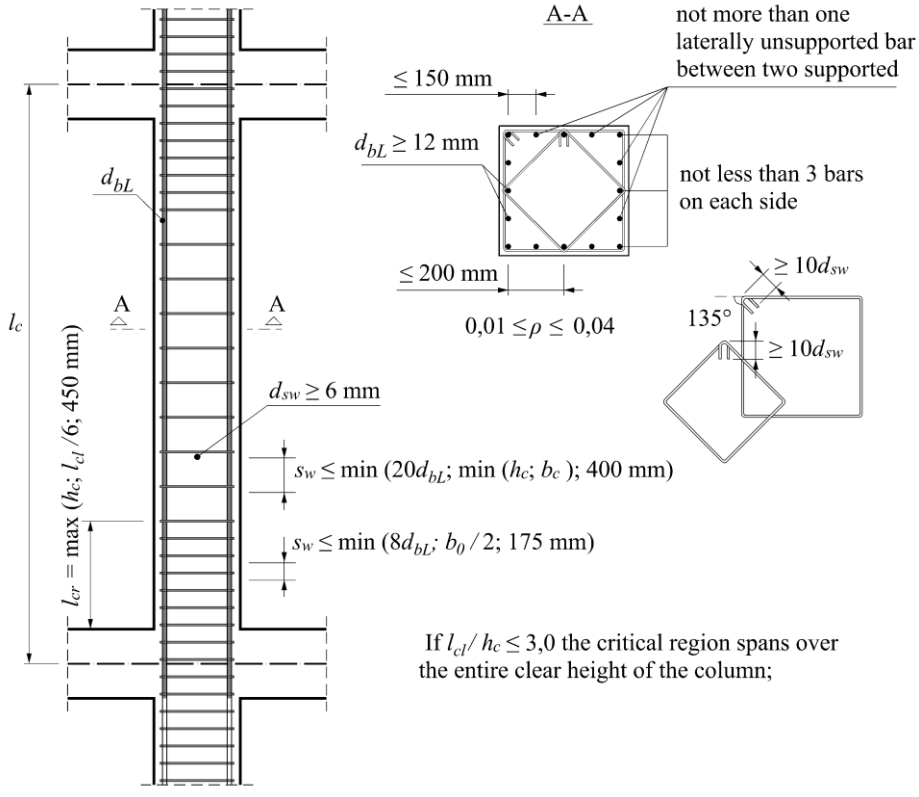


Figure 23. Reinforcement detailing requirements for columns in seismic MRF – DCM

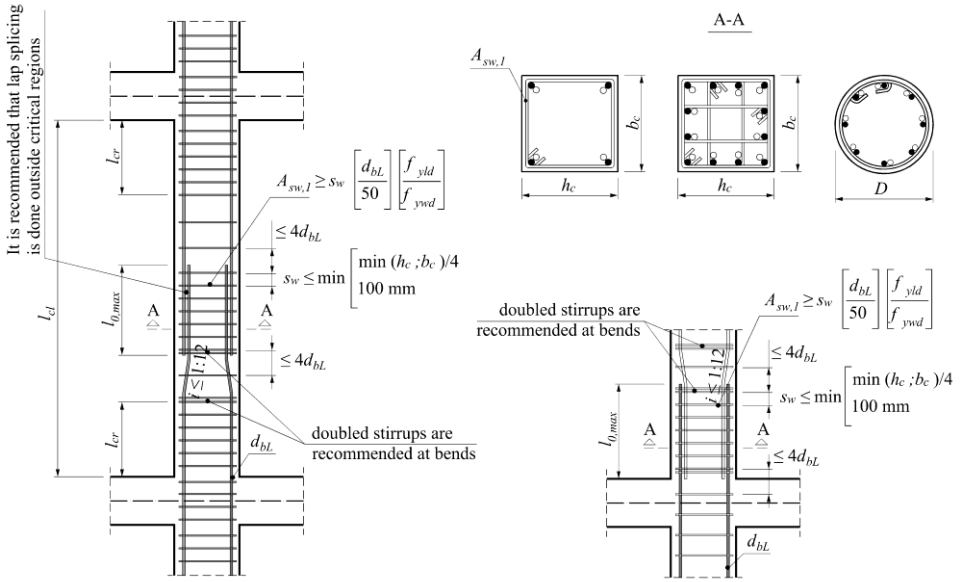


Figure 24. Transversal reinforcement detailing requirements over the splicing length of the longitudinal reinforcement

6. CONCLUSIONS

On the basis of the study presented herein the following conclusions could be drawn:

- Eurocode 8 is a code which is based on the advanced theoretical background following the latest developments in the research on seismic design of buildings;
- It is necessary that the structural engineers will implement correctly the new features of Eurocode 8 as capacity design procedure, primary and secondary elements concept, new types of structural elements as large lightly reinforced walls, local ductility requirements for the different RC elements, etc.;
- It is expected that Eurocode 8 will ensure more stable and reliable seismic behavior of buildings comparing with the old Bulgarian seismic code;
- It is possible that building structures which are designed by the Eurocodes will be slightly more expensive than those designed according to the old Bulgarian seismic code;
- It is supposed that the major part of the existing buildings in Bulgaria do not meet the strict requirements of Eurocode 8 and special attention should be made during their retrofit and reconstruction;
- There are some problems in the Bulgarian National Annexes and in the Eurocode 8 itself which have to be solved.

REFERENCES

[1] Elghazouli, A., (Editor), Seismic Design of Buildings to Eurocode 8, Spoon Press, 2009

[2] Fardis, M., at al, Designers Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Tomas Telford, 2005; [Fardis]

[3] Moehle, J., Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, McGrawHill, 2014

[4] Paulay, T., Priestley, M.J.N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & sons, Inc, 1992

[5] P. Bisch, E. Carvalho, H. Degee, P. Fajfar, M. Fardis, P. Franchin, M. Kreslin, A. Pecker, P. Pinto, A. Plumier, H. Somja, G. Tsionis, Eurocode 8: Seismic Design of Buildings.Worked examples, Lisbon, 2011

[6] Milev, J., Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, KIIP Sofia, 2012 (in Bulgarian)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 8

Marina TRAYKOVA[1]

APPLICATION OF THE EUROCODE STANDARDS IN THE REHABILITATION AND STRENGTHENING OF EXISTING AND HISTORICAL BUILDINGS

SUMMARY

The Rehabilitation and Strengthening of existing structures and historical buildings is an important part of civil engineering and represent one very significant part of the construction practice, especially considering the significant number of buildings that have suffered, for different reasons (modifications and rehabilitations improperly carried out, damages, mistakes in the design and construction process, etc.), reduction of bearing capacity for either seismic or gravity loads. Usually the existing standards are addressed to the new buildings and very often they are not applicable to the existing buildings and especially to the historical buildings. The appropriate design in these cases is decisive for the final results and the effectiveness of the solution. The paper systematizes the existing technical regulations in Bulgaria and in particular the Eurocode standards related to the Rehabilitation and Strengthening of existing and historical buildings. Finally some general recommendations for the practice are given.

Keywords: rehabilitation, strengthening, existing and historical buildings, Eurocode standards

Марина ТРАЈКОВА[1]

ПРИМЕНА НА ЕВРОКОДОВИТЕ ПРИ РЕХАБИЛИТАЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ПОСТОЈНИ И ИСТОРИСКИ ОБЈЕКТИ

РЕЗИМЕ

Рехабилитацијата и зајакнувањето на постојните и историските градби, е важен дел во градежништвото и претставува еден многу значаен дел од градежната пракса, особено со оглед на значителениот број на објекти кои имаат претрпено, од различни причини (неправилно извршена рехабилитации, штети, грешки во процесот на проектирање и изградба, итн), намалување на носивоста како од сеизмички така и од гравитациони товари. Обично постојните стандарди се однесува на нови згради и многу често не се применуваат на постојните објекти, а особено не на историски објекти. Во овие случаи одлучувачки за конечните резултати и ефективноста на решението претставува соодветениот дизајн на конструкцијата. Во овој труд се систематизирани постојните технички прописи во Бугарија, а особено Еврокодовите поврзани со санација и зајакнување на постојните и историски објекти. Конечно се дадени некои општи препораки за примена во пракса.

Клучни зборови: рехабилитација, зајакнување, постоечки и историски објекти, Еврокодови

[1] Prof. PhD, Department of Reinforced Concrete Structures, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, marina5261@abv.bg

1. INTRODUCTION

Because of their geography, Bulgaria and the countries from the Balkans, are entirely positioned in the second most seismically active area - the Mediterranean, where more than 15% of the earth's seismic energy is released. Important feature for Bulgaria is that more than 98% of the territory is zone of seismic activity higher than grade VII according to MSK-scale and approximately 20% - IX grade. The described conditions impose the task that the Bulgarian structural engineers have to prove the seismic structural safety for both the newly designed and the existing structures. Older design concepts mostly focused on the effects of gravity loads and they did not dedicate enough attention to provide the lateral resistance and ductility.

In the same time many existing buildings have suffered for inappropriate modifications, mistakes in the design and construction process, damages, changes in the occupancy etc. As a result the Rehabilitation and Strengthening are an important task in the structural design.

One of the main problems in the case of Rehabilitation and Strengthening is related to the accepted degree of the interventions, the necessity to reach the safety of the new buildings and the evaluation of the risk, in case of lack of interventions for upgrading the performance of the building.

2. TECHNICAL REGULATIONS IN BULGARIA RELATED TO THE REHABILITATION AND STRENGTHENING OF EXISTING AND HISTORICAL BUILDINGS

Usually the existing standards are addressed to the new buildings and very often they are not applicable to the existing buildings and especially to the historical buildings. In the case of heritage buildings (with "monument of culture" statute according to the Bulgarian legislation) the problem "what standard is correct to be applied" is sometimes insoluble. Whether to preserve the cultural value as close to the historical original as possible and take the risk or to assure the safety of the people and the continuing existence of the building in time, accepting the unavoidable changes, or indeed decide something in between? While during traditional Rehabilitation and Strengthening of buildings various approaches could be used, the limitation of the high statute of the considered type of buildings is decisive for the overall approach.

1) ***Design of buildings and facilities in seismic regions code (1987) and the Guidelines (1988) of Association Design [4]***

Article 42 of ***Design of buildings and facilities in seismic regions code*** (1987) explicitly required the seismic safety of a building to be proved when a reconstruction was considered. Effectively most of the design solutions were based on article 18.8 of the ***Guidelines*** (1988) where the requirements of the official regulations were revised and presented in less strict formulation.

2) ***Ordinance 2 for design of buildings and facilities in seismic regions (2007) [6]***

This Ordinance is adopted in 2007 as official seismic code in Bulgaria. New criteria about reconstruction of structures designed and not designed for seismic loads are involved in that Ordinance. The minimal information necessary to be available in order to consider the seismic safety of a structure is defined.

3) ***Ordinance РД-02-20-2 / 27.01.2012*** *(Revision 2014)[7]*

The last edition treats design of new structures in seismic areas. Art.6(1) treats the seismic assessment of existing buildings. The right approach in the case of reconstruction especially when no technical documentation is available that is the case for most of the older buildings is to carry out structural investigation with special testing of the construction materials. During that investigation the function of each element regarding in the resisting of the external vertical and horizontal loads has to be defined. Only after such investigation is possible to analyze precisely and responsibly the planned reconstruction and the construction methods.

Art. 6(4) states that in the case of heritage buildings, variance with art.6(1) is admissible, thou the degree of variance is not clarified. There is not, however, in this low or in any other legislative document, any specific reference to the assessment and retrofitting of heritage buildings, with the

exception of this single paragraph. Ordinance РД-02-20-2/27.01.2012 (Revision 2014) [7] allows for some 'deviations' , but the clarification and the definition of allowable deviation is still awaiting. Those clarifications are very important as most of the historical buildings are very attractive for reconstruction and new use. Those buildings definitely need different groups of partial safety factors for the materials and the structure as well as specific analyses depending on the available information to be defined for their design.

4) ***BDS EN 1992-1-1:2005 (EC2- Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings) [1] and Concrete reinforced concrete structures design code (1987 and following editions) [3]***

These two codes are actually used for the design of RC structures subjected to non seismic loads. There are no any specialized articles for existing structures.

5) ***BDS EN 1998-3 (EC8: Assessment and retrofitting of buildings) [2]***

The standard is addressed to the seismic design and the problems of the gravity loads are not included. The practical application of this standard is attended with the following problems [8]:

- **Performance requirements and compliance criteria**

EC8-3 defines the performance requirements for the seismic case in terms of a number of Limit States (LS). The characteristics of the LS are not given as quantitative criteria and are addressed to the whole structure.The compliance criteria are addressed to the elements.

Possible solution:

-Definition of number of structural situations that are realistically conducive to collapse;

-Selection of the collapse mechanisms (this choice remains under the responsibility of the analyst).

- **Level of knowledge (KL), confidence factor (CF) and treatment of the uncertainty**

The value of CF depends on the level of knowledge (KL), which in turn depends on the amount of information available on three main aspects: Geometry, (construction) Details and Materials. The range of the states of knowledge is discretized into three levels denoted as Limited, Normal and Full, respectively, with corresponding suggested CF values of 1.35, 1.20 and 1.0. Given a knowledge level, the same CF value is applied for the verification of all LS's.

The parameters of the different KL have no any relation to the size of the building (area, number of levels, type of structure, significance of the building, etc). The table (3.2) proposed in EC8-3 is given as a recommendation and there is no any differentiation in the different cases. Sometimes this leads to incomplete results from the assessment of the existing structure.

The CF treats only the construction materials and is unique for the KL.

Possible solution:

- Creating a standard with requirements in accordance with the area of the building, significance, type of structure, etc. Definition of the minimum number of elements, minimum number of samples, recommended type for testing, etc.

- Analysis of different models with different details of the structure and different detailing of the reinforcement. The purpose of this analysis is to find the most unfavorable model of the structure.

- **About the recommended methods of analysis**

The method of analysis is of crucial importance, since a conservative method may indicate unnecessary expensive interventions while a non-conservative one may leave the building exposed to an excessive risk.The q-factor approach, with a default value of q=1.5 (for RC structures) is in most, if not in all cases conservative, hence it should find application when it is a priori apparent that the building is not in need of interventions.

The applicability of the linear methods, however, is conditional to a substantial uniformity, over all ductile primary elements, of the ratio between the elastically evaluated demand due to the elastic

seismic action and the corresponding capacity. Unfortunately, it is not to be expected that many existing buildings can satisfy such a strict condition as suggested in EC8-3, the consequence of which is that non-linear methods of analysis will be likely employed in the vast majority of cases. Regarding the non-linear methods of analysis, usually the static approach (pushover analysis) is discussed, but EC8-3 leaves to the analyst the responsibility of making the proper choices for accurate results.

Possible solution: Multi-Modal Pushover (Chopra, Goel)

- **Standards for design of the interventions**

No special national standards for application of the 3 techniques from EC8-3. They are presented as annexes in [2] just for information.

Possible solution: Creation of Guidelines for the design of the different type of retrofitting techniques: RC, steel, FRP.

- **Problems of the Historical Heritage Buildings**

EC8-3 does not address the specific case of cultural heritage. Bulgarian cultural heritage in general is treated by Cultural Heritage Law, the Law for the Protection and Development of Culture, the Law of Regional Development, the National Strategy for the Development of Culture 2012-2020, the Plans for the Conservation and Management of Cultural Valuables. All interventions on buildings from the Bulgarian cultural heritage are to be approved by National Institute for the Immovable Cultural Heritage.

Possible solution:

The issue for the Rehabilitation of the buildings with 'monument of culture' statute has to be developed in relation to the future revision of the technical regulations in Bulgaria. For that type of buildings the traditional methods for strengthening are not applicable and the development of individual rehabilitation programs is required.

The practical application of the acting in Bulgaria technical regulations and in particular the standards Eurocodes in the design of the Rehabilitation and Strengthening shows that usually it is necessary to profit from codes and guidelines from other countries: Italy, New Zealand, Japan, USA, etc. These procedures sometimes require additional information for their application in accordance to the national regulations and construction traditions.

Model Code 2010 [5], as a basis for future codes for concrete structures, is a step forward in the development of the existing Eurocode standards not only for new, but also for existing buildings. The principles of [5] in the Bulgarian practice are waiting to be involved in different technical regulations and guidelines. In the part dedicated to the conservation of structures the concept of conservation strategies and tactics are developed. The survey, testing and monitoring are the only way to identify the deterioration mechanisms and prediction of damages of the existing structures. Very often for financial reasons these activities are neglected. The lack of conservation strategies is a serious problem for the normal performance of the existing structures.

In [5] the recommendations for the process of selection of interventions and the classification of the different type of interventions (maintenance, preventive, remedial, rebuild, reconstruction, replacement, strengthening) are presented. The editions of Eurocode standards need to be upgrade with all these requirements.

3. APPLICATION OF EUROCODES IN THE REHABILITATION AND STRENGTHENING OF EXISTING AND HISTORICAL BUILDINGS – RECOMMENDATIONS

1) The existing technical regulations in Bulgaria are mainly turned on new structures. Only particular articles in the actual national codes give some general recommendations which are not enough for a detailed and correct design.

2) The application of Eurocodes in the case of existing buildings is a very good possibility for regulation of the process of retrofitting of existing buildings. Some additional development for practical application is required.

3) The standards "Eurocode" do not address the specific case of historical buildings. The nation's historic buildings, spanning more than a thousand years of history, have much to tell us about the ordinary lives of past generations – how people of all classes and creeds lived and worked, worshipped and spent their leisure time.We can also learn from them how buildings were constructed and adorned, the traditions they embodied and the aspirations they expressed. They are a living record of our social, economic and artistic history, as well as being powerful contributors to our sense of place and to feelings of local, regional and national identity. The use of some codes and guidelines (Italy, Japan, New Zealand, USA, etc.) creates many troubles in the real design and application in the national construction practice. Special codes and guidelines for structural preservation of historical buildings are needed. It is necessary to continue working on creating specific rules for the buildings with 'monument of culture' statute within the framework of the present and future technical regulations valid in Bulgaria based on the national construction traditions and practice [9].

4) The standard EC8-3 [2] should be used as a base for the development of national strategies for Rehabilitation and Seismic upgrading of the existing buildings in different categories. The problem is topical in particular for many residential buildings from the near past.

5) Definition of the parameters for assessment of existing structures – number of tested structural elements, methods for definition of the grade of concrete, definition of the reinforcement, etc. are a question of present interest.

6) The application of Eurocodes in the Rehabilitation and Strengthening of existing and historical buildings requires the elaboration of specialized national guidelines for the different techniques for retrofitting.

7) Development of national codes and standards for gravity loads is required.

8) Specialized master programs for students, practical courses for engineers, scientific researches and interdisciplinary projects (architects, structural engineers, specialists in construction materials, managers, etc.) are necessary to be developed.

REFERENCES

[1] BDS EN 1992-1-1:2005 (EC2- Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings)

[2] BDS EN 1998-3 (EC8-3: Assessment and retrofitting of buildings)

[3] Concrete reinforced concrete structures design code (1987 and following editions)

[4] Design of buildings and facilities in seismic regions code (1987) and the Guidelines (1988) of Association Design

[5] fib Model Code for Concrete Structures 2010

[6] Ordinance 2 for design of buildings and facilities in seismic regions (2007)

[7] Ordinance РД-02-20-2 / 27.01.2012 (revision 2014)

[8] Traykova M., Chardakova T. (September 2012), "Some problems of application of the European standard EN 1998-3 for retroffiting and strengthening of RC structures, DCB'2012, Varna, Bulgaria

[9] Traykova M., (2014), "Rehabilitation and Strengthening of buildings- problems, structural solutions, practical recommendations", AMADEUS PRINT, Sofia, Bulgaria (in Bulgarian)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

IP - 9

Mladen ULIĆEVIĆ[1], Pero VUJOVIĆ[2]

CONCEPTUAL AND PRELIMINARY BRIDGES DESIGN ON HIGHWAY PODGORICA-MATEŠEVO

SUMMARY

The bridge design on new highway Podgorica – Mateševo is presented. There are 37 bridge structures at 19 sites with total length of approx. 7 km. The authors set the main design targets: emphasized rationality in order to obtain the best relationship between price and quality; greater degree of standardization in order to reduce construction costs; minimize disruption of the natural environment by the construction of new bridges; feasibility by the potential domestic contractors and the application of available technology; increased durability and maintenance criteria in severe climate conditions at high altitudes. Special emphasis was made on the prestressed concrete bridge "Moračica" with its length of 1 km and ultra-high columns of approx. 170 m height.

Keywords: highway, bridges, prestressed concrete, free cantilever construction method

Младен УЛИЌЕВИЌ[1], Перо ВУЈОВИЌ[2]

КОНЦЕПТУАЛНО И ПРЕЛИМИНАРНО ПРОЕКТИРАЊЕ НА МОСТОВИ НА АВТОПАТОТ ПОДГОРИЦА-МАТЕШЕВО

РЕЗИМЕ

Во трудот е дадено проектирањето на мостовите на новиот автопат Подгорица- Матешево. Постојат 37 мостовски конструкции на 19 локации со вкупна должина приближно 7 км. Авторите ги прикажаа главните цели на проектот: рационалност, со цел да се добие најдобар однос помеѓу цената и квалитетот; поголем степен на стандардизација, со цел да се намалат трошоците на изградба; минимизирано нарушување на природната средина со изградбата на новите мостови; физибилити од страна на потенцијалните домашни изведувачи и примена на расположива технологија; зголемени критериуми за трајност и одржување во остри климатски услови на високи надморски височини. Посебен акцент е ставен на преднапрегнатиот бетонски мост "Морачица" со должина од 1 км и со ултра-високи столбови со приближна висина 170 m.

Клучни зборови: Автопат, мостови, преднапрегнат бетон, метод на слободна конзолна градба

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, mladenu@t-com.me
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, pero@t-com.me

1. INTRODUCTION

The main design and construction of priority section Podgorica – Mateševoof the highway Bar – Boljare (Montenegrin-Serbian border) is ongoing. Total length of the section is about 41 km and consists 18.7 km of open road, 18.4 km of tunnels (two tubes) and 3.9 km of double bridges. There are 37 bridge structures at 19 sites with approx. 60.000 $m^2$of bridge deck area.

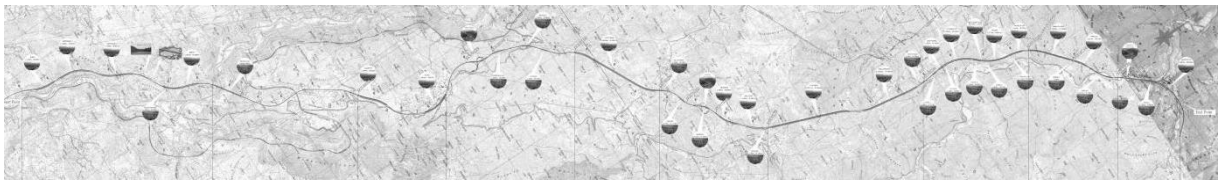


Figure 1. Overview map of highway Podgorica - Mateševo

The paper presents the main features of the adopted standardized solution bridges at the level of conceptual and preliminary design. A special emphasis was made on the bridge "Moračica" with its length of 1 km and ultra-high columns of approx. 170 m height.

Apart from the basic principles of modern design bridges, the authors set additional targets in the design of standardized solutions:

- Emphasized rationality in order to obtain the best relationship between price and quality,
- A greater degree of standardization in order to reduce construction costs,
- Minimize disruption of the natural environment by the construction of new bridges,
- Feasibility by potential domestic contractors and the application of available technology,
- Increased durability criteria in severe climate conditions at high altitudes.

2. TYPISATION OF BRIDGES SOLUTIONS

2.1. Relief, geotechnical and traffic conditions

Length of obstacles along the highway route over which bridges should transfer the road varies from 80 to 330 m, with heights of level above the terrain of 7 m, an average of 18-20 m, up to a maximum of 28 m. There are a few torrential river but its water level and the stream flow do not significantly reflect to the conditions for the bridges construction.

Generally, foundation soil has very good carrying capacity. In the lower part (first 20 km) of the highway route it is made from the limestones and dolomites rocks while flysch parts – shales, marlstones, sandstones as well as sand and marl limestones of the well bearing capacity (over 500 kN/m^2) was found in the higher part of the road (last 20 km).

The seismic hazard conditions along the route are not so severe: peak ground accelerations on the basic rocks are foundas a_{95}=0.09-0.11g and a_{475}=0.17-0.21g, which could be considered, regarding the rock structure and the layers depth, as a seismic input in the level of the structure fundament, without the need for defining of the amplification factor.

The free profile of the traffic road on the bridges is defined by the road design: the lines width in one driving direction is 2x3.50 = 7.00 m or 3x3.50 = 10.50 m to the bridges with higher alinement slope. With two marginal strips 2x0.35 m, two safety lanes 2x0.50 m and with curb cornices and safety concrete fences 2x0.46 m, this gives the total bridge width for each driving directions of 9.62 m for two lines and of 13.12 m for three traffic lines.

2.2. The bridges solution

In conceptual and preliminary design the authors suggested bridge system solution based on continuous prestressed concrete frame. Two span systems are proposed: 22+nx28+22 m and 21+nx26+21 m for bridges with lower height of the pillars. Separate bridge structure is designed for each driving direction. The main superstructure of bridges is made of compact prestressed slab cross-

section of the total width of 8.70 m (12.72 m for three lanes) and constant height d=1.0 m. The cantilevered overhangs are per 2.0 m for each side with the depth from 23 to 40 cm. Regarding the microclimatic conditions are severe, the solid homogenous prestressed cross section is selected in order to obtain no-crack concrete state which reflect to the structure durability and low maintenance cost. Greater values of concrete cover layer can be applied and the friction losses of prestressing forces in shallow span structure are reduced even for multi-curved tendons.

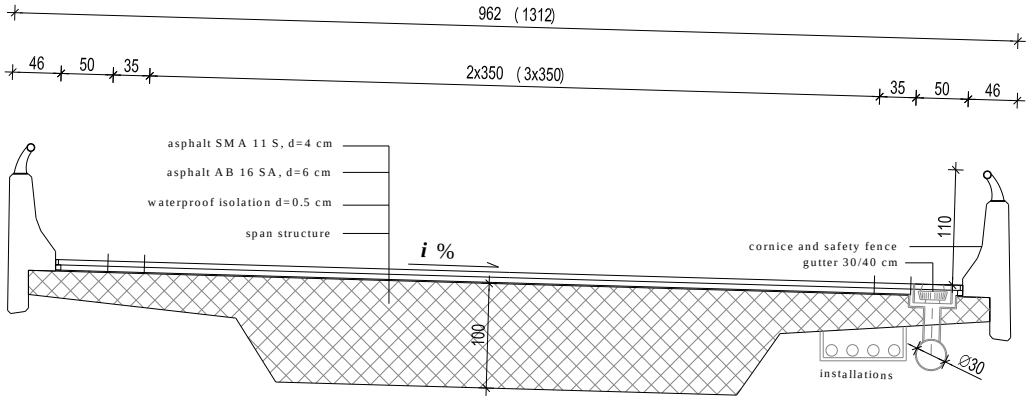


Figure 2. Typical bridge cross sections

This superstructure is rigidly attached to the internal(middle) columns, giving the integral bridge structure, without bearings on those columns. Its height varies from 7 to 28 m and the cross section is rectangular 0.8x3.6 m with the circular rounds at the ends. In order to relax temperature effects, rectangular columns are designed with a higher slenderness and longitudinally movable pot bearings are adopted on the abutments.

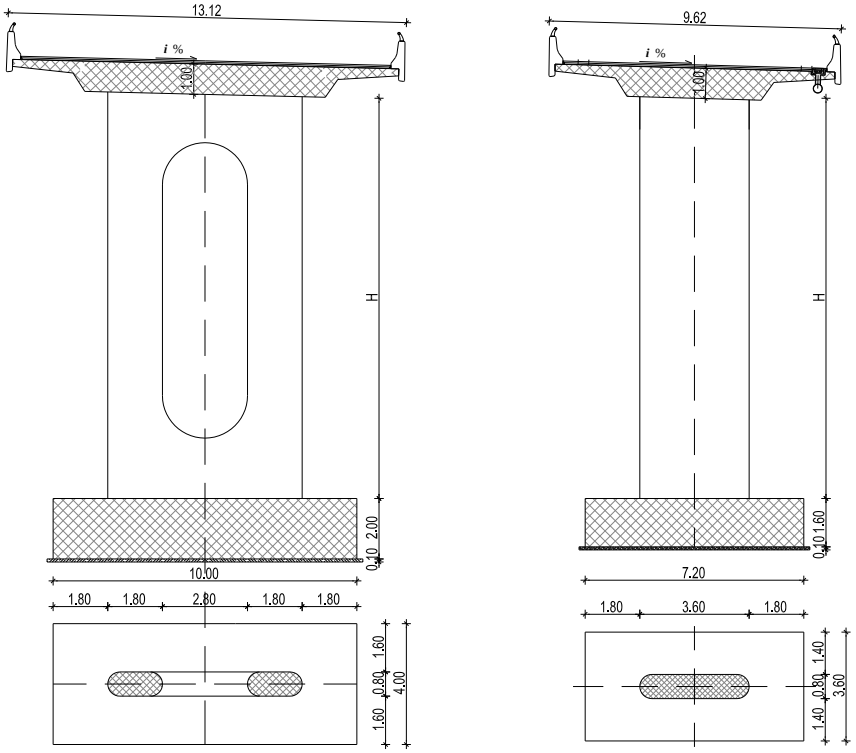


Figure 3.Columns solution

The abutments are designed like massive elements of the height from 3 to 7 m above the foundation. The chamber is formed for the bearings and expansion joints inspection. The connection with the embankment is realized over semi-cantilever parallel wing walls of the depth 40 cm.

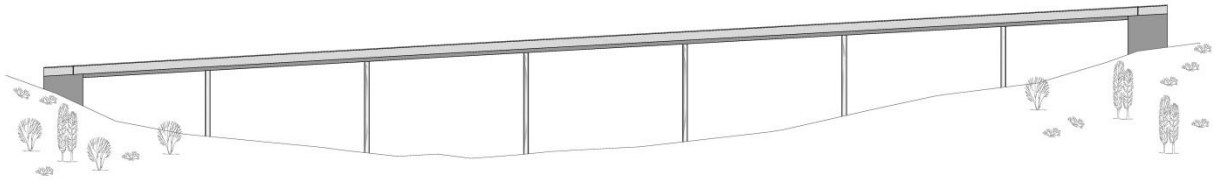


Figure 4. Typical side view

2.3. Bridges equipment

The bridges are supported on the free ends on 2x4=8 pot bearings that are movable in the direction of the bridge axis and which are fixed orthogonally to the direction of the bridge axis.

Expansion joints are waterproof, of adequate displacement capability, depending on calculated data. In its final choice it should take care about building technology which is dictated by the Producer, with whom it is necessary to agree about the details of execution, as well as about the favor of the chosen type for the roads maintenance by the snow blower because these elements are often damaged by it.

Waterproofing of the bridge deck is performed on the prepared (sand blasting) concrete base. The system of the bridge bituminous insulated strips is selected, enriched by polymers and elastomers, which is necessary for durability.

Safety concrete fence and the curb cornices are performed in the monolith way, of aerated concrete which is resistant to the frost effects. This element is finished by steel fence of the height cca 30 cm, made of pipe-galvanized profiles.

Drainage is realized over left iron gullies, which run-off pipes go into the system of horizontal and vertical gutters from which waters flow to the further training, according to the special design for the road surface drainage. Besides that, small pipes are designed for evacuation of seepage water the under the asphalt.

Transmission of installations over the bridge is solved by its hanging under the cantilever of the span structure.

2.4. Structural analysis

The structural analysis model is made of linear finite elements and it is formed for adopted bridge geometry and described limit conditions by movement. Loads are applied according to the current technical regulations.

Multi-parabolic route of prestressed cables along the spans is adopted, with 12 or 18 cables which are consisted of per 12x150 mm^2 steel strands with low relaxation of the quality 1670/1860 MPa. The initial losses during the cables tension are adopted 7% and time-dependent losses of the starting force of prestressing are predicted and adopted 20% which is enough correct regarding the shallow route of cables and regarding the fact that average stress level in the concrete in exploitation is about 55 %.

The stress control in the critical sections of the span structure satisfies, as well as deformations which are quite below the permitted values.

The standard combination of basic and extraordinary loads (earthquakes) is valid for dimensioning middle piers according to which the necessary longitudinal reinforcement is adopted with the percentage of reinforcement between 0.8 and 1.2 % and the transversal reinforcement - closed stirrups.

From the conditions of dimensioning and durability, adequate material quality and property is adopted for particular bridge elements.

2.5. Construction aspects

This bridge solution is planned for construction at a fixed scaffold, with the subsequent prestressing of "one span+20%". This technology enables the mounting of scaffolding through just two spans, with

very simple formwork for the slab deck of the span structure that can be concreted in one phase. In this way, interruption and continuation of concreting is in the section with a minimum of stresses.

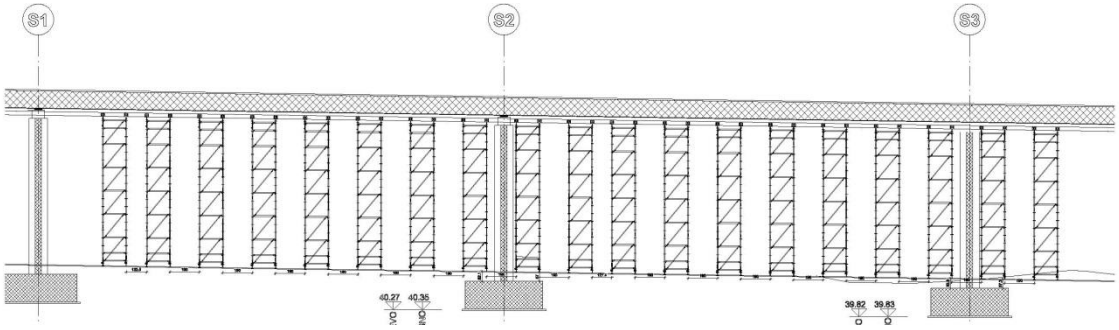


Figure 5. Scaffolding plan

Prestressing of span structure on the length $l_i+0.2l_{i+1}$is performed after reaching 70% of the compression strength of concrete. Only one half of total number of cables is tensioned, while the other half is extended until the next place of interruption. The continuity of cables is accomplished by coupler anchor heads. Then the scaffolding moves from the first span to third span and the procedure for concreting and prestressing of span structure persists.

This technology allows the completion of one cycle described above ($l_i+0.2l_{i+1}$) for about three weeks.

3. REVIEW OF "MORAČICA" BRIDGE

3.1. Location morphology, geotechnical and hydrologic conditions

"Moračica" bridge is the key object to the highway Podgorica - Mateševo. The length of the obstacle where the bridge crosses over the river Morača is about 1 km, with the maximal height of the finished level above the ground about 170 m. According to the data from the Report on geotechnical researches, the banks are mostly made of split layered limestone rocks - on the right shore limestones and on the left dolomite limestones and dolomite, both of very high bearing capacity. On the river terrace, on the left bank, the soil is made of benching glacier-fluvial sediments, which are mostly connected to conglomerates and sandstones of high bearing capacity. It can be stated that all bridge piers will be founded in very favorable geotechnical area of well bearing capacity which reaches over 1000 kN/m^2. In this design, the permitted centric pressure on the foundation soil800 kN/m^2 is adopted. The river level is under the terrace level, so it does not reflect to the conditions for the bridge construction. Also, there are no underground waters in the drill holes, which are made on the spots of the future piers.

According to the Study of micro-seismic conditions the subjected section of the route belongs to the zone B3 (VIII degree MCS) with maximal expected ground acceleration on the basic rock a_{95}=0.11g and a_{475}=0.21g, without the need for defining the amplification factor to the bridge fundaments.

3.2. Bridge design solution

The traffic profile on the bridge is: two lines for each direction(2x3.50=7.00 m), two edge strips (2x0.35 m), pavements (2x2.00 m) and diverting belt (8.00 m). This gives the total bridge width of 23.40 m including the curbs and safety concrete fence.

The road surface is in one-side transversal incline of 2.5 % for each driving direction towards the outer curbs and the flat level is designed in the direction with the one-side constant slope of 4.0 %. The route at the beginning of the bridge (the first 150 m) is in very mild transition curve, where the transversal incline of the road surface is changed from 4 to 2.5 %.

The width of the obstacle – of the river channel is approx. 100 m which requires the formation of the bridge middle opening of approx. 150 m if we have in mind necessity for keeping the enough space from the vertical left river bank which is under the effects of time erosion.

The proposed solution of the bridge in the preliminary design is the result of a joint optimization of the conceptual designs that these authors offered earlier separately. Namely, the costs analysis showed that the optimum is reached by adoption of less number of piers, on the count of increasing the spans size, because the materials quantity in the span structure increases more slowly with the increase of spans (only the quantity of concrete is increased in the ribs of the box section) in relation to the materials quantity in piers and foundations, concerning the very height of piers. In addition, it was necessary to respect the limit in the maximal span choice in order to make acceptable the contribution of self-weight of the span structure to the total load, and thus reduce the adverse effects of time-dependent deformation of the concrete.

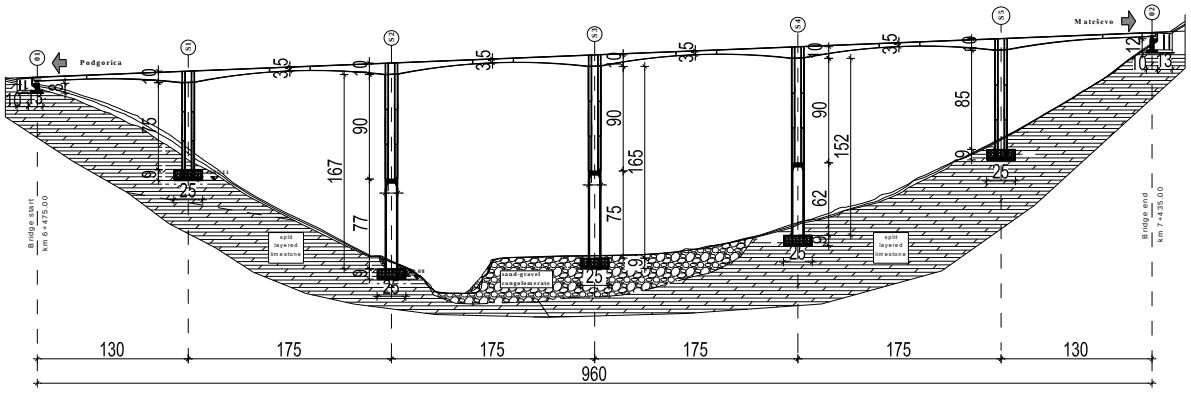


Figure 6. Longitudinal section of the bridge

Finally, the continuous prestressed concrete frame bridge system has chosen with over six spans: 130+4x175+130=960 m, which will be performed by equilibrium free cantilever construction method on each pier. The main span structure is consisted of unique three-cell prestressed box cross section of the total width of 22.70 m, with changeable height of 3.5 m in the spans middle up to 10.0 m above the piers. In the ending spans, on the length of 42.5 m from ends, the section has constant height of 3.5 m.

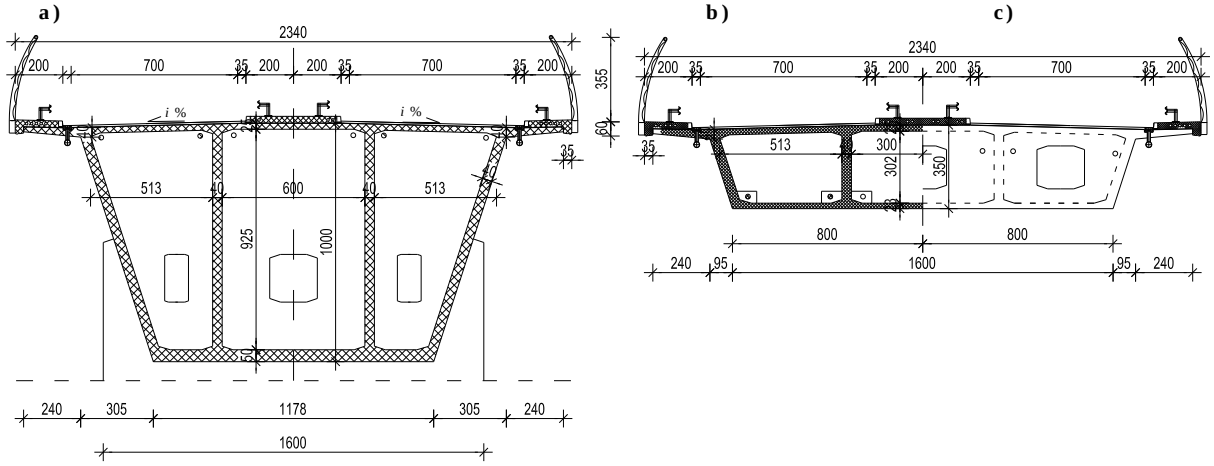


Figure 7. Cross sections of the span structure:

a) above the piers, b) in the spans middle, c) above the abutments

Cantilever overhangs which the pavements bear are of the length 2.40 m and of changeable depth from 20 to 40 cm. The bridge deck is 25 cm thick with haunches at ends, while the thickness of the lower slab vary from 23 cm in the middle part of the span to 50 cm in the zone of the middle piers. Vertical inside and mild skew outside ribs are of depth 40 cm, with transversal stiffness above the piers and on deviation places of the external tendons for prestressing.

This superstructure is rigidly connected with the middle piers S1 to S5, while, with the aim of relaxation of the temperature effects, longitudinally movable high quality pot bearings are placed on the abutments.

Piers in the ending fields are of the height 75.20 m (S1) that is 85.70 m (S5) and they are designed like double. Transversal section of the rectangular-rhombic form is of the dimensions (2.0-3.0)/16.20 m, with changes of the thickness of box wall from 50 to 70 cm in three segments of the height from 25 to 30 m. In the transversal direction, piers walls are connected in the middle with two RC diaphragms of the thickness of 30 cm.

The upper parts of ultra-high middle piers S2 (167.20 m), S3 (165.02 m) and S4 (152.36 m) have the same geometry. Described box section forms the piers in the upper 90 m, while the double piers in the lower parts (approx. 70 m above the foundation) are joined into unique box section of the dimensions 11x17.40 m and the wall thickness of 120 cm. RC diaphragms of the depth 50 cm are designed along the box center and they have the openings for inspection of the piers inside.

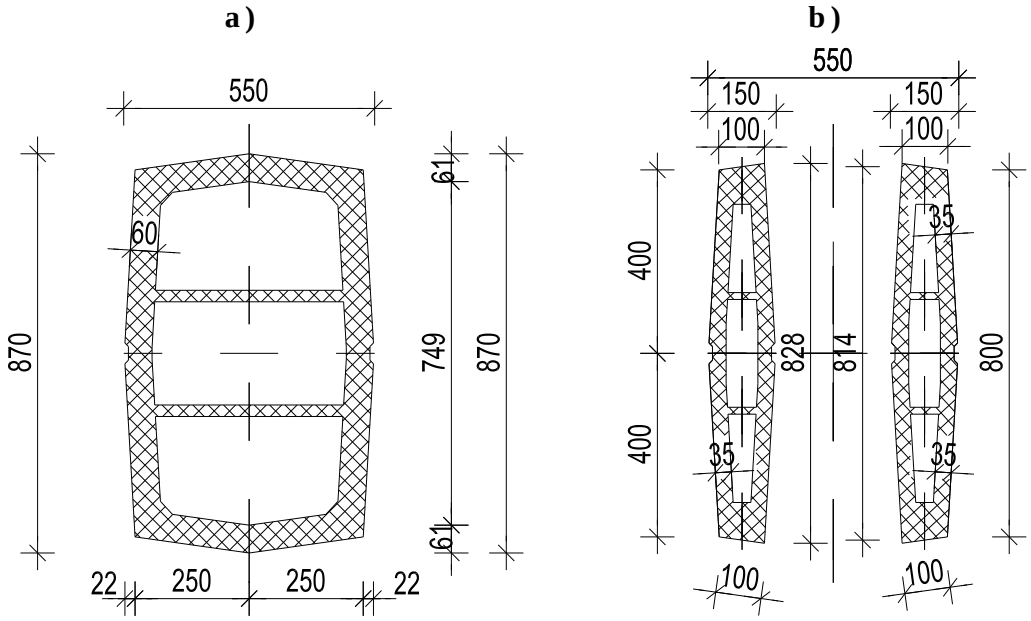


Figure 8. Cross section of the piers: a) lower part, b) upper part

Such solutions of piers have justifications from more aspects:

a) Significant decrease of the wind effects to the bridge orthogonally thanks to the reduction of the exposed area and to the choice of very favorable aerodynamic shape;

b) Decrease of "peaks" in the moment diagram of the span structure above the piers;

c) Decrease of the piers mass and materials usage with simultaneous increase resistance to buckling;

d) Positive aesthetic effects through view "lightening" to the bridge and play of light and shadows;

e) Possibility of easy inspection and potential repair inside the piers during exploitation.

The piers are founded on the RC boxes that are filled with stone-gravel material and are rigidly connected to the rock mass. The dimensions of the base are 24x30 m and box height is9 m with the walls thickness of 1.0 m. They are closed with the lower and upper RC plate of the thickness 2.0 m and 1.0 m respectively. The foundation pit is performed of unreinforced concrete of the quality C15/20 – with the flat pillow of the thickness of 20 cm and with the walls of the thickness 40 cm.

The bridge abutments are designed like massive elements of the height 6 m (O1) and 10 m (O2). The chamber is formed for the inspection of bearings and expansion joints. Four pot bearings lie on the RC cubes. The contact with the embankment behind the pier is realized with the quite long parallel RC wing walls which are, in the aim of the stress reduction and stability, reinforced with transversal RC diaphragms of the thickness of 60 cm.

The total bridge length, including wing walls is 960+2x17.40=994.80 m.

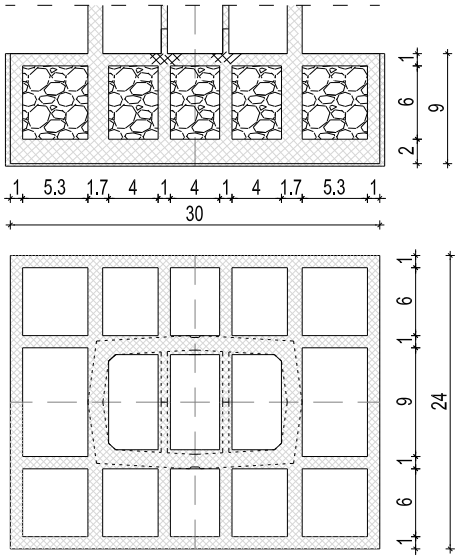


Figure 9.Piers foundation

3.3. Bridge equipment

Common solution of bridges equipment is described above. This bridge is supported on free ends on 2x4=8 pot bearings of the capacity per P1=6000 kN, H=200 kN, which are movable in the direction of the bridge axis ±200 mm and which are fixed orthogonally to the direction of the bridge axis.

Expansion joints are waterproof, of the displacement capability ±200 mm.

The curb cornice and inspection corridors are planned to be casted in situ of aerated concrete which is resistant to the frost effects. Wind screens of the height 3.5 m are assembled on these elements as well as safety fences with the height of 60 cm.

The box span structure has enough capacity for transmission over the bridge of all types of installations and PVC pipes Ø110 mm are placed in the pavements and in the diverting belt.

Figure 10. “Moračica” bridge – 3D view

3.4. Structural analysis

The structural analysis and calculations are carried out in concordance with the selected technology in the system of the equilibrium cantilever construction on each pier with the total cantilever length of 87.50 m. Internal prestressed cables are adopted to satisfy compression stresses state due to self-weight action and equipment load during the construction as well as the deformations of the span structure which gives the favorable position of the finished level in this phase. Rectilinear cables – steel strands of the quality 1670/1860 MPa with low relaxation of the section 31x150 mm^2 are placed in the upper slab and in the ribs and its number varies from 48 above the piers to 4 in the middle of the span, at the end of cantilever. The weight of the cage grid, formwork and other equipment is assumed to be 130 tons. The initial losses of the prestressing force and time-depended losses during the construction are compensated by additional tension of the cables at the end of every segment.

After joining in the middle of the bridge span, the ends of cantilevers are rigidly connected by external cables along the ribs of box span structure for the action of the rest dead load and of the traffic load and temperature changes. Multi-polygonal route is adopted with 12 cables of the section 31x150 mm^2, per 4 cables next to the inside ribs and per two next to the outside ribs. The initial losses of prestressing force are supposed of 7% and time-depended losses of 15%.

The structural analysis model is formed of the mesh of the finite FRAME elements in the package SAP 2000. Two independent analytical models are formed – for the phase of the cantilever construction and for the phase of exploitation.

Loads are applied according to the current technical regulations. The basic wind velocity $v_{10,50}$=26 m/s is adopted in accordance with the available data from the technical regulations. That gives the load of2.50 kN/m^2on unloaded bridge and of 1.83 kN/m^2on loaded bridge with adequate factors of expositions and field topography.

For the seismic estimation of the structure, the design spectrum is adopted according to Eurocode 8 - Part 2: Bridges, with the damping of 5% and with the maximal ground acceleration a_{95}=0.11g and a_{475}=0.21g. Vertical component of the ground acceleration is neglected in this preliminary analysis. The horizontal components of the spectrum acceleration in the modal analysis are combined and 36 modes of oscillations are counted for that.

The control of stresses is realized in five critical sections of the span structure in all phases of construction and exploitation. The combination of the dead, traffic and temperature loads is critical. According to the calculation results, the camber in the middle of the span of 8 cm is adopted which should compensate time-dependent deformations in concrete.

The combination of earthquake loads in the phase of construction is standard for dimensioning of the middle piers. However, thanks to the presence of the large normal forces, the calculated reinforcement is in minimum. Interactional diagrams are done for all piers sections, as well as moment-curvature diagrams. Values of the curvature ductility are got not less than 5 at all sections, which guaranties the favorable seismic response during the maximal earthquake action.

The applied analysis of slenderness reflects to the frames with movable nodes and it is adequate for the concrete case, because the double piers are approximately the same size. Also, concerning the neglected displacements, it can be stated that they are fixed in one-part box piers on the lower end. The applied procedure gave the slenderness of λ=109, which responds to the equivalent length of buckling of 125 m or 1.40H. Besides that, the level of the stress consumption in the concrete is under 50%, which gives the additional safety. Also the influences according to the Second order theory are estimated. Longitudinal reinforcement is adopted with the percentage of 1.0 % and transversal reinforcement - closed stirrups.

From the conditions of dimensioning and durability, the adequate materials quality is adopted for the particular bridge elements.

3.5. Construction issues

The suggested solution of the bridge is predicted for the equilibrium cantilever construction on all piers, which makes possible the parallelization of the works and reduction of the terms for works completion. The length of the segments is 5 m. Parts of the span structure in the ending spans of the length approx. 40 m can be performed in the classical scaffold with the height up to max. 30 m. Piers are concreted on the spot in the portable formwork, with the height of the segment up to 4 m. For increasing the safety in the phase of the cantilever construction, temporary steel bracings should be placed between the double piers.

Concerning the scope and the complexity of the work, the selected building technology as well as data about the construction of the similar structures in Europe, we think that the real term for the bridge construction is 36 months.

3.6. Technical and financial indicators

Total area of the bridge including the wing walls is 23,278.32 m^2. The quantities of building materials needed for structural elements as well as the consumption per volume and area units are shown in Table 1.

Structure elements	Concrete quantity m^3	Consum-ption m^3/m^2 of the deck area	Rein-forcement quantity kg	Consum-ption kg/m^3 of concrete	Cables quantity kg	Consum-ption kg/m^2 of the deck area
Foundations	21,612	0.928	1,469,616	68	-	-
Abutments	2,789	0.120	223,120	80	-	-
Piers	34,164	1.468	5,466,240	160	-	-
Span structure	19,920	0.856	2,988,000	150	1,287,535	55.30
Corridor, curb cornices and fence	2,083	0.089	93,735	45	-	-
TOTAL	**80,568**	**3.461**	**10,240,711**	**127.11**	**1,287,535**	**55.30**

Table 1.Consumption of building materials

According to the data from the executed structures in the last few years in Europe as well as according to the current state of the prices of the building materials and works in Montenegro and in the surroundings, we can estimate the total price for the bridge construction of around 50 million €,i.e. 2100 €/m^2(excl. VAT).

REFERENCES

[1] Ulićević, M., Vujović, P., Lučić, D. (2008): Conceptual design of bridges on highway Bar – Boljare, section Smokovac – Uvač, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, ME

[2] Ulićević, M., Vujović, P. (2008): Preliminary design of "Moračica" bridge on highway Bar – Boljare, section Smokovac – Uvač, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, ME

[3] Ulićević, M. (2008): Preliminary design of "Čestogaz" bridge on highway Bar – Boljare, section Smokovac – Uvač, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, ME

[4] Vujović, P. (2008): Preliminary design of "Mištica" bridge on highway Bar – Boljare, section Smokovac – Uvač, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, ME

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SC - 1

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Meri CVETKOVSKA[1], Strahinja TRPEVSKI[2], Andrej ANDREEV[3], Ana TROMBEVA-GAVRILOSKA[4], Marijana LAZAREVSKA[5], Dimitar PAPASTEREVSKI[6]

ENVELOPE OF BUILDING AND ENERGY DEMAND FOR ACHIEVING PASSIVE HOUSE STANDARD

SUMMARY

The building orientation and the thickness of the thermal isolation of the building envelope are one of the factors affecting the achievement of the Passive House standard. Other important factors are the windows. For the windows the three basic parameters that influence the achievement of the Passive House standard are: the size of the windows in facade elements, the type of the glass and the type of the window frames. Analysis based on variations of all these parameters give a clear picture of the impact of each of these parameters as well as of their combination on the energy needs of the Passive House. The calculations presented in this paper were based on the methods of thermodynamics, using MKS EN and DIN standards, and the program packages PHPP 2007, HEAT2 and NOVOLIT.

Keywords: passive house, energy demand, thermal insulation, energy efficient windows, solar factor

Мери ЦВЕТКОВСКА[1], Страхиња ТРПЕВСКИ[2], Андреј АНДРЕЕВ[3], Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА[2], Маријана ЛАЗАРЕВСКА[4] Димитар ПАПАСТЕРЕВСКИ[5]

ОБВИВКА НА ЗГРАДА И ЕНЕРГЕТСКО БАРАЊЕ ЗА ПОСТИГНУВАЊЕ СТАНДАРД НА ПАСИВНА КУЌА

РЕЗИМЕ

Ориентацијата на зградатаи дебелината на топлинската изолација на обвивката на објектот се еден од факторите кои влијаат на остварувањето на стандардот на пасивна куќа. Други важни фактори се прозорците. Кај прозорците три основни параметри влијаат на остварувањето на стандардите за пасивна куќа: големината на прозорците во фасадните елементи, видот на стаклото и видот на прозорецот-рамки. Анализа направена врз основа на варијанти на сите овие параметри дава јасна слика за влијанието на секој од овие параметри, како и на нивната комбинација на енергетските потреби на пасивна куќа. Пресметките презентирани во оваа студија беа врз основа на методите на термодинамиката, употребувајќи МКС ЕН и DIN стандардите, и програмските пакети PHPP 2007, HEAT2 и NOVOLIT.

Клучни зборови: пасивна куќа, енергија, топлинска изолација, енергетски ефикасни прозорци

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, strahinja_trpevski@yahoo.co.uk
[3] MSc., CIVKON, Skopje, Republic of Macedonia, andrej.andreev@civkon.mk
[4] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk
[5] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk
[6] Assist. PhD, Faculty of Architecture, UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, papasterevski@gmail.com

1. INTRODUCTION

Nearly 40% of the total energy consumption in Europe is consumed in buildings, 67% of it in residential buildings and only 33% in commercial buildings. Hence, this paper refers to the analysis of residential buildings under Macedonian climate conditions.Passive buildings represent the highest standard in the energy efficiency of buildings [1,2,3,4,5]. They guarantee extremely low energy needs, which can be fully meet with relatively small alternative energy sources (sun, water, wind, waste, etc..). It will help to decrease the environmental impact of the building sector, in same time it gives opportunity for full independence from the most exploited sources of energy that are used so far and hence, the concentration of CO_2 in atmosphere could be reduced drastically.

Up to 90 million tons of CO_2 emissions could be saved annually by 2020 if all Europe's buildings were fitted with double-glazed Low-E insulating glass units (i.e. all existing and new, residential and non-residential buildings). Up to 97 million tons of CO_2 emissions could be cut if, in addition to retrofitting existing buildings with Low-E double-glazing, greater use were made of triple-glazed Low-E units for new buildings, where appropriate (i.e. in cooler northern regions). This is good news because the EU has committed to cutting around 300 million tons of needless CO_2 emissions annually.

2. BASIC FACTORS FOR ACHIEVING THE PASSIVE HOUSE STANDARD

2.1. Micro and macro location

The location is an important factor for calculation of the energy demand of the building, either for heating or cooling, due to the angle at which the sun rays fall on the ground in summer or winter. Shadings over the buildings that are coming from the nearby mountains, hills, buildings, plants, from the structural elements of the building and even from the position of the windows in the wall, have a major influence on energy demands too.

2.2. Architecture

The layout of the rooms, the disposition, design and especially the compactness of the façade have a huge influence on energy demands of the buildings and therefore the ratio between the surface of the building envelope and the building volume (A/V) should be approximately 0.7 m^2/m^3.

The south side shall be assigned to the rooms for longer stay (living room, dining room, study room, etc.). The north side shall be assigned to the bedrooms, if the building is at the ground level. If the building has more floors, the bedrooms shall be on the south side.

The recommendation for the toilets, staircases, storage rooms and other ancillary facilities is always to be oriented on the north side, or in exceptional situations on east or west.

On the south facade windows should occupy 25% to 30% of the area and should have shading blinds or louvers with such an angle that allows the winter sun to shine the windows, but disables the summer sun. The windows on the north side should be reduced to the minimum possible architectural standards. It is essential to avoid windows on the east and west side of the building. If it is still necessary they should be of the smallest possible size and well shaded.

2.3. Building envelope

For the walls, roof and ground floor the thermal insulation thickness should satisfy the requirement $U \leq 0.15$ W/(m^2K). It is commonly achieved by the insulation thickness of 250 mm, 300 mm, up to 400 mm, depending on climate conditions. Glazing is mostly with three-layer low emission glass with $U \leq 0.80$ W/(m^2K), but for the build in windows the U-factor has to be $U \leq 0.85$ W/(m^2K). The general light transmittance (solar factor) has to be $g \geq 50\%$. Nowadays, we have glazing with $U = 0.51$ W/(m^2K) and $g \geq 62$. The same criteria are applicable to the doors. For the entrance doors the certificate for the highest climate test E (extreme) is required and the U factor has to fit the value $U \leq 0.80$ W/(m^2K). In case of Passive House the heat losses through thermal bridges are strictly limited to total $U \leq 0.01$ W/(m^2K).

2.4. Air impermeability

Air impermeability is one of the criteria for evaluation and certification of passive houses and limit value is $n_{50} \leq 0.6\ h^{-1}$, where n_{50} is the ratio between the volume of the scavenging air at a pressure of 50 Pa and the total volume of the building. It is recommended this value to be reduced as much as possible, even under $0.3\ h^{-1}$. The air impermeability is measured through the air exchange with 50 Pa difference in pressure.

2.5. Ventilation

Replacement of the used with fresh air and delivery of the required amount of heat to the building are made by the ventilation. Thus, humidity and air quality are controlled. The amount of fresh air needed for passive houses is only 20 to 30 m^3/person which shall be taken into account while sizing of the system for ventilation. For gyms or rooms for smoking the required quantity is 50 to 60 m^3/person. The criteria that the ventilation system shall meet are the following: recuperator with thermal efficiency $\eta \geq 75\%$, high efficiency of fans and controller (CRC ≤ 0.45 Wh/m^3); air temperature after the recuperator ≥ 16.5°C at -10°C, normal operation of the system up to -15°C, high quality air filters (F7 minimum standard for entry, G4 for output); air speed in ducts $\leq$ 2m/sec.

2.6. Heating

An extremely low energy demand for heating enables the heat to be delivered through the ventilation system. The air is heated with electric heaters after the recuperator, or with thermal pumps. When the air is heated by the the sanitary hot water the most economical solutions are obtained. The required energy for hot sanitary water is dominant in the total energy demand and reaches up to 35kWh/(m^2a), therefore it is an important factor in choosing the right heating system for hot sanitary water.

2.7. Frequency of overheating

The frequency of overheating during summer period is an important criterion in the evaluation of passive houses and the value should not be more than 10% of the period in use. Projected summer temperature in the building is 25°C, and frequency of overheating is acceptable only up to 26°C.

2.8. Additional energy for heating

The additional energy required for heating is another assessment criteria for certification of the Passive Houses and must not exceed 15 kWh/(m^2a). Distribution of the energy losses and gains and the additional energy requirements are presented in Figure 1.

2.9. Gross energy requirement

The gross energy requirement, or so-called initial energy, is one of the assessment criteria for passive houses. The maximum allowable total energy consumption for passive house is 120 kWh/(m^2a).

3. CALCULATION METHODOLOGY

Appropriate planning, anticipation of all the steps and taking into account the exact entry parameters is an extremely important during the design and the calculation procedure of the passive houses. The entry data that has to be defined as first are: type and purpose of the building; internal design temperature (20°C); number of inhabitants; calculation method (monthly or annual method); location (climate conditions);existence of surrounding buildings (Feist, 1993). The next step is determination of: areas and their functions; U-values of the different parts of the building envelope; emission balances, thermal bridges; as well as energy demands for heating and cooling (Bisanz, 1999).

The basic assessment criteriawhether the building meets the standard “passive house” or not, are as follows: specific energy demands for heating/cooling (QSH/QSC) [$\leq$ 15kWh/(m^2a)],or alternative: heating/cooling load (HL)/(CL)[$\leq$ 10W/m^2];air impermeability [$\eta_{50} \leq 0.6h^{-1}$]; specific primary energy demand (QSP) [$\leq$ 120 kWh/(m^2a)] (Feist, 1994).In addition to these basic criteria, there are several criteria which are also important, especially from the economical aspect and the exploitation costs of

the building, such as: frequency of overheating of the building (hφ)[≤ 10%];the ability of the ventilation system to distribute the required quantity of heat (PH) and the emission of CO_2.

This paper deals with the influence of some of the basic parameters on the evaluation criteria for Passive House standard. The orientation of the passive house and the thickness of the thermal insulationof the roof, ground and in façade walls were varied and the influence of these four parameters was analyzed. In order to obtaincomplete analysis there is a need to track and vary some more parameters, as: percentage and position of the glazed surfaces on the facade; the type of the window glass; the type of the window frames; the position of the windows in the wall; shading from structural elements;an additional shading in summer; the size and number of solar panels for hot water; the technical solutions for the use of sanitary hot water. All these parameters were subject of the complete research (Andreev, 2013), but the results are not presented in this paper.The calculations are based on the methods of thermodynamics, using Macedonian MKS EN and DIN standards, and program packages PHPP 2007, HEAT2 and NOVOLIT.

3.1. Basic data on the analyzed passive house

The macro location of the analyzed passive house was taken to be in the eastern part of Macedonia. It was located on plateau, at altitude of 600 m. The front facade of the building was completely orientated on south, and the entrance was on the north side. The architecture was taken to be the same as for the famous house of Franz Freundorfer (Figure 2). The building was located in "ideal" conditions in order to enable variations of all mentioned parameters and additionally to enable parametric analysis. The building consisted of ground-floor, first floor and under roof space. The ground floor was allocated to daily living, while the first floor was designed for sleeping and resting. The under roof space was designed to accommodate technical equipment.

Figure 1. Passive house designed by Franz Freundorfer –
Ground and first floor of the analyzed building

The construction materials used in this study were different from the ones in the original building because they were adapted to the construction market in Macedonia. Façade walls were the same on all four sides of the building with a thickness of 50 cm and the composition was: plasterboard 12.5 mm on metal sub-construction; rock wool 50 mm with λ = 0.045 W/(mK), gypsum mortar 17 mm with λ = 0.510 W/(mK), masonry blocks from "Ytong" 250 mm with λ = 0.16 W/(mK), gypsum-lime mortar 17 mm with λ = 0.70 W/(mK), 5 mm glue for thermal insulation, 150 mm styrofoam as thermal insulation with λ = 0.024 W/(mK), 5mm glue and smoothing mass, 3mm final mortar.

The gable roof was made of reinforced concrete slab MB30 with shelters on all four sides of the building. The composition of the roof was: 12.5 mm plasterboard on metal sub construction; 50 mm rock wool with λ = 0.045 W/(mK), 100 mm reinforced concrete slab MB30 with λ = 2.30 W/(mK), 150 mm thermal insulation with λ = 0.024 W/(mK), 22 mm wooden revetment with λ = 0.024 W/(mK); 3mm vapor barrier, two layers of wood laths and roof tiles.

The ground floor was placed directly on earth and around the building a route horizontal intermediate plate from extruded polystyrene was set. The composition of the floor was: floating floor base 30 mm, rock wool 20 mm with λ=0.038 W/(mK), 350 mm reinforced concrete slab MB30 with λ = 2.3 W/(mK), 340 mm thermal insulation with λ = 0.038 W/(mK), 8 mm waterproofing layer with λ = 1.2 W/(mK), concrete foundation 100 mm.

The windows were selected from the list of certified passive house windows, as follows:

- Frame W Internorm - passiv Fixverglasung - with distancer 'Thermix',
- Glass INTERPANE - iplus 3E (4:/14/4/14/:4 Argon 90%)

During the process of defining the parameters, the following values and information were defined, too: thermal envelope (line of balance); Treated Floor Area- TFA.

The calculation of the areas covered: all net living areas with heights over 2m, areas with heights from 1m to 2m were calculated with 50%, non leaving areas (basement, machine rooms and storage) with height above 2m, were calculated with 60%.

4. ANALYSIS OF THE CALCULATION RESULTS

The calculation of the passive house was made with the software package PHPP 2007. Dimensions of the insulation, windows and all other elements were defined to meet the criteria for a passive house and in same time to be as close as possible to the limit values for the Passive House (PH) standard. In such a way by variations of the above mentioned parameters the influence of each parameter on achievement the Passive House standard could be defined.

The indoor temperature in summer was taken to be 25^0C while in winter to be 20^0C. According to the calculation results the ventilation system could not deliver the needed quantity of heat, so there was a need somewhere in the house a supplementary heating device to be placed. This device should supply an additional 171 W. During the summer period there was no need of cooling system, but opening of the windows was required at nights. Emission of carbon dioxide caused by the heating was 9 kg/(m^2a), while the emission caused by the total consumed energy was 19 kg/(m^2a). Comparison of the final calculation results with the maximum values defined by the Passive House standard is presented in Table 1.

Table 1. Comparison of calculation results and standard values

Criteria	Symbol	Unites	Design value	Max. value (standard)	Are criteria satisfied?
Specific space heating demand	Q_{SH}	kWh/(m^2a)	14	15	Yes
Specific primary energy demand	Q_{SP}	kWh/(m^2a)	78	120	Yes
Heating load	HL	W/m^2	10	0	Yes
Cooling load	CL	W/m^2	7	10	Yes
Frequency of overheating	h_ϕ	%	4	10	Yes

4.1. Influence of the orientation of the building on achievement the PH standard

The orientation of the building plays an extremely important role in the final balance of energy gains and losses, because windows with south orientation contribute to reduction of the energy demand for heating, while windows on the north side have no contribution to gains, but in opposite - the losses are increased. However, during summer, the southern windows contribute to overheating of the building and hence to energy demands for cooling the building. To prevent overheating there are effective and relatively inexpensive measures for summer shading.

The windows on the east and west sides of the building make significant contribution to the needs for heating of the building in winter, but they are unsuitable for use in the summer because seriously contribute to overheating. The measures for their shading are either extremely expensive or not

effective. The orientation of the walls has no impact on energy balance, due to the large thickness of insulation in them. The influence of orientation of the house, presented in this paper, is based on analysis of several parameters. For that purpose the initial orientation of the house was rotated by steps of 30° clockwise and the results of PHPP 2007 for each of the defined positions of the house are presented in the Table 2.

Table 2. Influence of orientation of the building on achievement the Passive House standard

Description	Specific energy demands			Load		Frequency of overheating	CO_2emision	
	heating	cooling	primary energy	heating	cooling		Without equipment	Total
Symbol	Q_{SH}	Q_{CS}	Q_{SP}	HL	CL	h_ϕ	CO_2^{Qsh}	CO_2^{Qsp}
Unites	kWh/(m^2a)			W/m^2		%	kg/(m^2a)	
Prescribed values	15		120	10	10	10	/	/
Design values	13.93	9.36	77.74	10.06	6.76	3.62	8.88	19.35
Rotation 30°	14.57	11.22	78.33	10.22	7.87	6.11	9.01	19.49
Rotation 60°	16.34	14.93	79.96	10.46	8.56	12.97	9.39	19.86
Rotation 90°	18.26	17.20	81.78	10.65	10.03	11.90	9.80	20.28
Rotation 120°	20.02	16.68	83.47	10.75	8.96	9.89	10.19	20.66
Rotation 150°	21.41	14.99	84.84	10.78	7.55	4.10	10.51	20.97
Rotation 180°	22.92	13.85	86.36	10.94	6.61	1.83	10.85	21.32

4.2. Influence of the thickness of the thermal insulation on achievement the PH standard

For the purposes of this analysis, the thickness of the insulation in all elements first was increased by 25% from the initial design value until doubling the thickness was reached, and then decreased by 25% until complete elimination of insulation was reached. The results of PHPP 2007 for each variation are sorted and presented in Table 3. The calculations were also made for individual variations, as well as with the same ratio of increase and decrease of the insulation (25%) (facade walls, floor and roof). The results for façade walls are presented in Table 4.

The influence of the variation of the thermal insulation thickness on specific energy demand for heating is presented in Figure 2 and the influence of the variation of the thermal insulation thickness on specific primary energy demand is presented in Figure 3.

Table 3. Influence of thickness of thermal isolation in building envelope on achievement the PH standard

Description	Specific energy demands			Load		Frequency of overheating	CO_2emision	
	heating	cooling	primary energy	heating	cooling		Without equipment	Total
Symbol	Q_{SH}	Q_{CS}	Q_{SP}	HL	CL	h_ϕ	CO_2^{Qsh}	CO_2^{Qsp}
Unites	kWh/(m^2a)			W/m^2		%	kg/(m^2a)	
Prescribed values	15		120	10	10	10	/	/
Design values	13.93	9.36	77.74	10.06	6.76	3.62	8.88	19.35
No isolation	310.67	0.00	415.63	97.44	0.00	0.00	86.08	96.54
Decreased 75%	57.55	12.27	125.62	24.04	5.13	0.00	19.83	30.29
Decreased 50%	30.27	12.03	95.04	15.58	6.19	0.62	12.84	23.30
Decreased 25%	19.48	10.63	83.43	12.04	6.57	2.15	10.18	20.65
Increased 25%	10.67	8.33	74.56	8.80	6.87	4.54	8.15	18.63
Increased 50%	8.59	7.53	72.62	7.92	6.95	5.20	7.70	18.18
Increased 75%	7.17	6.90	71.35	7.28	7.00	5.81	7.41	17.89
Increased 100%	6.16	6.40	70.47	6.78	7.05	6.96	7.21	17.69

Table 4. Influence of thickness of thermal isolation in facade walls on achievement the PH standard

Description	Specific energy demands			Load		Frequency of overheating	CO_2emision	
	heating	cooling	primary energy	heating	cooling		without equipment	Total
Symbol	Q_{SH}	Q_{CS}	Q_{SP}	HL	CL	h_ϕ	CO_2^{Qsh}	CO_2^{Qsp}
Unites	kWh/(m^2a)			W/m^2		%	kg/(m^2a)	
Prescribed values	15		120	10	10	10	/	/
Design values	13.93	9.36	77.74	10.06	6.76	3.62	8.88	19.35
No isolation	59.35	16.35	127.71	25.30	6.97	0.53	20.30	30.77
Isolation 50mm	29.91	13.02	94.67	15.70	6.84	1.43	12.75	23.22
Isolation 100mm	20.73	11.21	84.75	12.56	6.79	2.56	10.48	20.95
Isolation 150mm	16.40	10.10	80.24	11.00	6.77	3.21	9.45	19.92
Isolation 250mm	12.35	8.83	76.18	9.44	6.75	3.90	8.52	19.00
Isolation 300mm	11.26	8.44	75.12	9.00	6.74	4.11	8.28	18.75
Isolation 350mm	10.47	8.14	74.36	8.66	6.74	4.27	8.10	18.58
Isolation 400mm	9.86	7.90	73.79	8.40	6.73	4.40	7.97	18.45

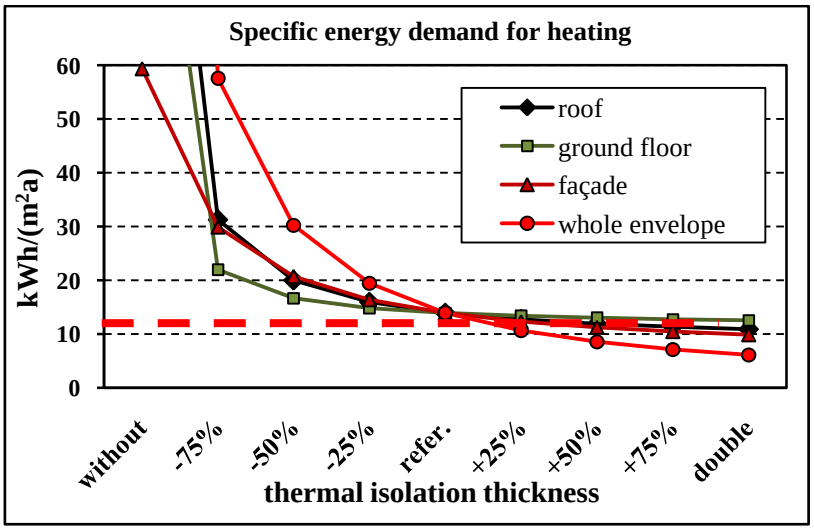


Figure 2. Influence of variation of thermal insulation thickness on specific energy demand for heating

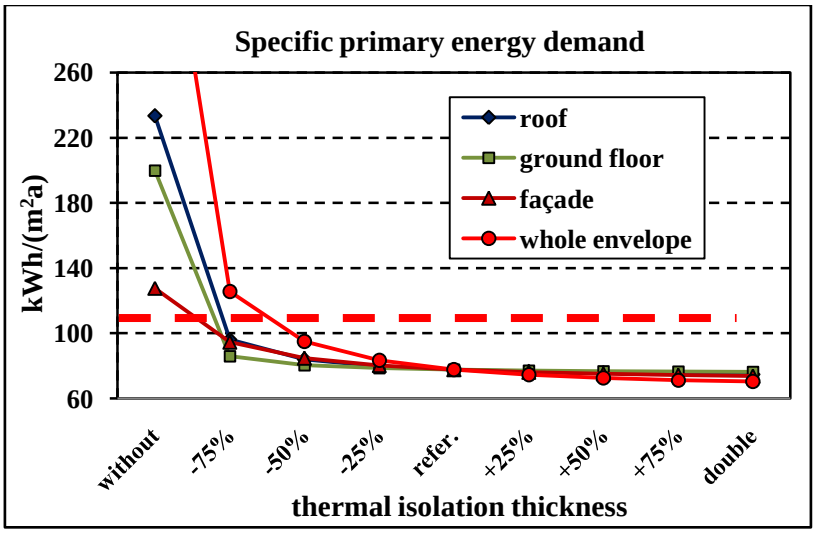


Figure 3. Influence of variation of thermal insulation thickness on specific primary energy demand

4.3. The impact of windows on achieving the passive house standard

The windows are part of the thermal envelope of the building and therefore their impact on total energy demand is high. It is even more apparent in case of passive houses, because despite the need for good heat insulation properties, the use of energy from the sun in winter is of exceptional importance. To provide the necessary solar gains in house, the solar factor or permeability of the light glazing becomes crucial for overall energy needs, but also the risk of overheating is high in summer. Because of these facts, the windows are a key element in achieving the passive house standard.

For the purposes of this paper and for more detailed analysis of the impact of the glazed surfaces on the energy demands of the building, variations in percentage of the window area separately on each facade and on the whole building were made. According to the design data, on the south side of the building the total window area is 26,63 m^2, on the north side it is 3,46 m^2, on the east side it is 8,21 m^2 and on the west side it is 6,55 m^2. The total design window area for the entire building is 44,85 m^2.

For the purposes of this analysis, the window area on each façade separately and on the whole building first was increased by step of 25 % up to 100% and then decreased by step of 25 % up to complete elimination of the windows. In all these cases the following parameters were analyzed: specific energy demand for heating (Q_{SH}), specific energy demand for cooling (Q_{SC}), specific energy demand for primary energy (Q_{SP}), heating load (HL), cooling load (CL), thermal energy to be submitted through the ventilation system (PH), the frequency of overheating (h_φ) and the emission of carbon dioxide (CO_2).

For each of the analyzed variations the calculation results obtained by the computer program PHPP 2007 are presented in: Table 5 for south orientation of the windows, Table 6 for north orientation of the windows, Table 7 for east orientation of the windows, Table 8 for west orientation of the windows and Table 9 for the whole building.

Table 5. Effects of variations in window area on the south facade

Criteria	Q_{SH}	Q_{SC}	Q_{SP}	HL	CL	P_H	h_φ	CO_2^{QSH}	CO_2^{QSP}
	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	W/m^2	W/m^2	W	%	kg/(m^2a)	kg/(m^2a)
Prescribed value	15		120	10	10	/	10	/	/
Designed area	13,93	9,36	77,74	10,06	6,76	1524,34	3,62	8,88	19,35
Without windows	18,41	6,58	81,16	8,90	3,18	1348,34	0	9,67	20,13
75% less	21,88	6,96	84,95	10,03	3,19	1519,50	0	10,53	21,00
50% less	19,45	8,09	82,64	10,12	4,21	1532,60	0	10,00	20,47
25% less	16,54	8,94	79,99	10,10	5,46	1530,02	0,62	9,40	19,87
25% more	11,74	9,47	75,94	10,02	8,08	1517,52	8,83	8,46	18,94
50% more	10,05	9,39	74,61	9,97	9,32	1510,72	12,61	8,16	18,64
75% more	8,51	9,22	73,41	9,92	10,74	1502,51	14,12	7,88	17,80
100% more	7,35	9,01	72,53	9,86	12,08	1494,67	15,40	7,68	18,16

Table 6. Effects of variations in window area on the north facade

Criteria	Q_{SH}	Q_{SC}	Q_{SP}	HL	CL	P_H	h_φ	CO_2^{QSH}	CO_2^{QSP}
	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	W/m^2	W/m^2	W	%	kg/(m^2a)	kg/(m^2a)
Prescribed value	15		120	10	10	/	10	/	/
Designed area	13,93	9,36	77,74	10,06	6,76	1524,34	3,62	8,88	19,35
Without windows	13,40	8,65	77,18	9,86	6,36	1493,99	2,41	8,75	19,22
75% less	13,76	8,81	77,54	10,00	6,40	1515,15	2,47	8,83	19,31
50% less	13,84	9,02	77,63	10,03	6,53	1519,52	2,93	8,85	19,33
25% less	13,91	9,24	77,71	10,05	6,68	1523,11	3,39	8,87	19,35
25% more	14,03	9,69	77,86	10,10	6,97	1529,88	4,19	8,91	19,38
50% more	14,10	9,92	77,94	10,12	7,12	1533,20	4,55	8,92	19,40
75% more	14,16	10,15	78,01	10,14	7,27	1536,49	4,89	8,94	19,41
100% more	14,22	10,38	78,09	10,16	7,42	1539,77	5,20	8,96	19,43

Table 7. Effects of variations in window area on the east facade

Criteria	Q_{SH}	Q_{SC}	Q_{SP}	HL	CL	P_H	h_φ	CO_2^{QSH}	CO_2^{QSP}
	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	W/m^2	W/m^2	W	%	kg/(m^2a)	kg/(m^2a)
Prescribed value	15		120	10	10	/	10	/	/
Designed area	13,93	9,36	77,74	10,06	6,76	1524,34	3,62	8,88	19,35
Without windows	13,98	6,57	77,58	9,77	4,59	1480,67	0	8,84	19,32
75% less	14,63	7,00	78,25	10,04	4,80	1521,37	0	9,00	19,47
50% less	14,45	7,81	78,13	10,06	5,44	1524,62	0,41	8,97	19,44
25% less	14,19	8,59	77,94	10,06	6,09	1524,84	1,16	8,92	19,40
25% more	13,67	10,09	77,55	10,06	7,42	1523,56	5,51	8,83	19,31
50% more	13,42	10,80	77,37	10,05	8,08	1522,64	11,97	8,79	19,27
75% more	13,18	11,48	77,19	10,04	8,75	1521,65	13,21	8,75	19,23
100% more	12,94	12,14	77,02	10,04	9,41	1520,61	12,98	8,71	19,19

Table 8. Effects of variations in window area on the west facade

Criteria	Q_{SH}	Q_{SC}	Q_{SP}	HL	CL	P_H	h_φ	CO_2^{QSH}	CO_2^{QSP}
	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	W/m^2	W/m^2	W	%	kg/(m^2a)	kg/(m^2a)
Prescribed value	15		120	10	10	/	10	/	/
Designed area	13,93	9,36	77,74	10,06	6,76	1524,34	3,62	8,88	19,35
Without windows	14,16	9,62	77,77	9,74	6,62	1476,15	3,61	8,89	19,36
75% less	14,58	9,73	78,22	9,94	6,63	1506,62	3,54	8,99	19,46
50% less	14,39	9,62	78,09	9,99	6,67	1513,48	3,56	8,96	19,43
25% less	14,16	9,49	77,92	10,03	6,72	1519,06	3,59	8,92	19,39
25% more	13,70	9,23	77,57	10,09	6,80	1529,50	3,65	8,84	19,31
50% more	13,48	9,10	77,41	10,13	6,84	1534,61	3,68	8,80	19,28
75% more	13,26	8,98	77,25	10,16	6,88	1539,68	3,71	8,76	19,24
100% more	13,05	8,86	77,10	10,20	6,92	1544,73	3,73	8,73	19,21

Table 9. Effects of variations in window area on all four facades of the house

Criteria	Q_{SH}	Q_{SC}	Q_{SP}	HL	CL	P_H	h_φ	CO_2^{QSH}	CO_2^{QSP}
	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	W/m^2	W/m^2	W	%	kg/(m^2a)	kg/(m^2a)
Prescribed value	15		120	10	10	/	10	/	/
Designed area	13,93	9,36	77,74	10,06	6,76	1524,34	3,62	8,88	19,35
Without windows	18,97	1,13	81,31	9,74	0,48	1225,84	0	9,70	20,17
75% less	23,78	1,92	86,77	9,94	0,80	1496,48	0	10,95	21,41
50% less	20,92	5,39	83,94	9,99	2,58	1517,21	0	10,30	20,77
25% less	17,16	7,97	80,49	10,06	4,67	1524,02	0	9,51	19,98
25% more	11,48	10,25	75,82	10,08	9,00	1527,44	12,74	8,43	18,91
50% more	9,70	10,67	74,47	10,09	11,09	1528,15	14,48	8,12	18,60
75% more	8,21	10,89	73,35	10,08	13,37	1527,31	22,67	7,86	18,35
100% more	7,15	11,05	72,57	10,08	15,57	1526,77	26,79	7,68	18,17

The calculation results showed that the energy demand for heating is most sensitive to changes in the percentage of window area on the south facade. When the window area on the south facade is increased, the Specific energy demand for heating is reduced and opposite. All other facades have negligible effect and the north facade has negligible, but opposite effect (Figure 4). The energy demand for cooling is most sensitive to changes in the percentage of window area on the east facade. When the window area on the east facade is decreased, the Specific energy demand for cooling is reduced and opposite. All other facades have less, but not negligible effect (Figure 5).

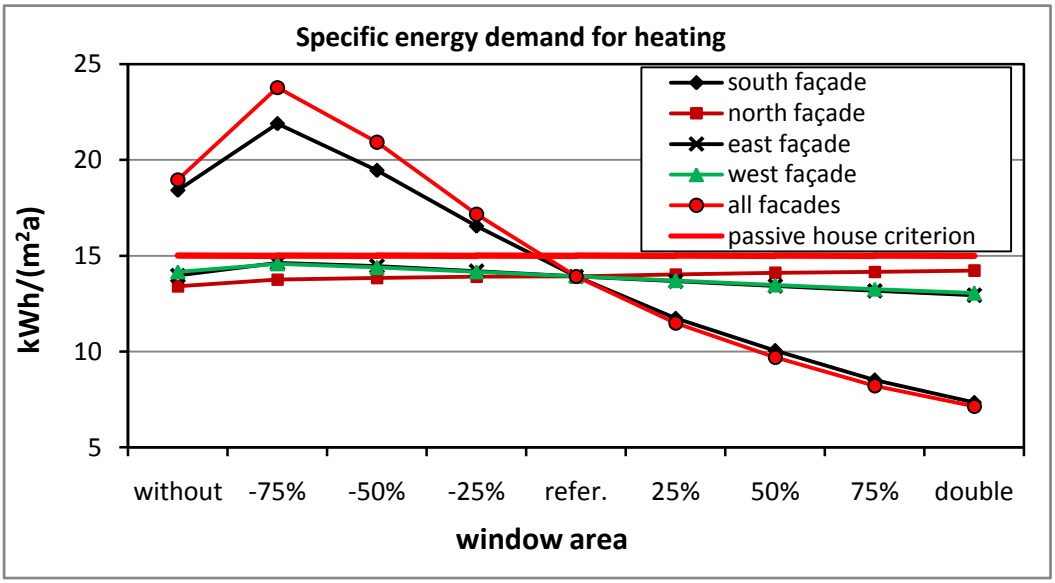


Figure 4. Effects of window area variations on Specific energy demand for heating

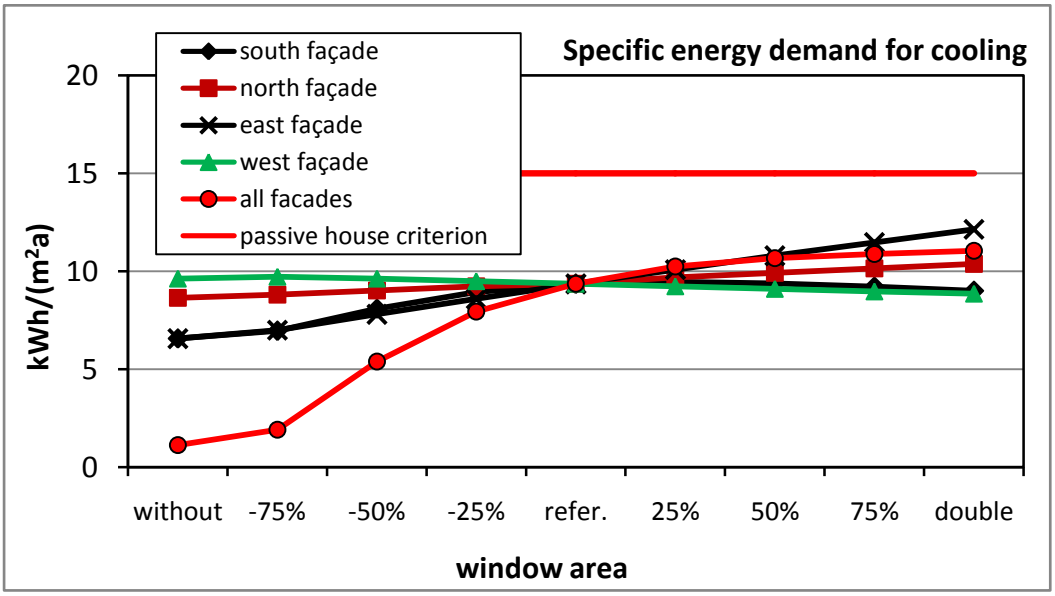


Figure 5. Effects of window area variations on Specific energy demand for cooling

4.4. Influence of the type of window frame and type of glass

In addition to variations of window area on different facades of the building, the type of glass and the type of the frame were varied and the results of the analysis are presented in this paper. For that purpose combinations of frames and glass which are characteristic for the building tradition in Macedonia were used. It was assumed that the built in windows were made identically as for windows of passive house, which means thermal bridges were eliminated.

The following combinations were analyzed: 1) Windows with wooden frame d = 48 mm (U_f=2,50 W/m^{2}K), glazed with single glass (U_g=5,80 W/m^{2}K and g=0,87) ; 2) PVC frame windows with d=72 mm (U_f=2,20 W/m^{2}K), with double glazed glass 4+12 (air) +4 (U_g=2,90 W/m^{2}K and g=0,77) 3.) PVC frame windows with d=98 mm (U_f=1,60 W/m^{2}K), with double glazed glass 4+16 (90 % argon)+4, PVC spacer with thermal bridges factor ψ=0,05 W/(mK) (U_g=1,20 W/(m^{2}K) and g=0,60).

For that purpose the computer program PHPP 2007 was used and the calculation results are presented in Table 10.

Table 10. Influence of the type of window frame and type of glass

Criteria	Q_{SH}	Q_{SC}	Q_{SP}	HL	CL	P_H	h_φ	CO_2^{QSH}	CO_2^{QSP}
	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	kWh/(m^2a)	W/m^2	W/m^2	W	%	kg/(m^2a)	kg/(m^2a)
Prescribed values	15		120	10	10	/	10	/	/
Design values	13,93	9,36	77,74	10,06	6,76	1524,34	3,62	8,88	19,35
Single glass with wooden frame	91,62	23,63	164,64	37,38	9,46	5663,01	1,56	28,74	39,21
PVC frame with double glazed glass	53,29	18,51	120,98	24,35	8,46	3689,98	1,52	18,77	29,23
PVC frame with double glazed glass with argon	30,58	12,82	95,37	15,81	6,63	2394,82	0,92	12,91	23,38

5. CONCLUSION

With the radical changes in urban development, i.e. the way the buildings are designed, constructed and renovated, significant impact can be made in the reduction of energy needs and the use of renewable energies, and thus in creating a sustainable future for the buildings and cities.

The orientation of the building has direct impact on the energy balance of the passive building. The results show that the building orientation of ± 30° has minimal impact on the demand for energy for heating or the most up to 5%. Further rotation of the building shows far greater impact on energy demand for heating with a growth of about 7% for every additional 30° rotation. The reason for this change is to reduce the exposure of the windows to the southern sun rays, thus reducing solar heat gains.

The orientation of the building has a great impact on energy demand for cooling. The reason for this is the exposure of significant area of windows on the south side to the sun rays, when it is rotated by more than ± 30°. Accordingly, the extended rotation to the north side, i.e. for rotations of more than ± 120° a decrease of energy demand for cooling appears. The rotation of the building to ± 30° from the north-south orientation makes small and insignificant impacts on energy demand for cooling, and thus over the necessary financial means to achieve the Passive House standard. Larger deviations have a serious impact on energy demand for cooling. Good insulation in walls doesn't allow cooling of the building during the night but therefore requires more energy to cool the building.

The orientation itself has a profound effect on overheating the building. Unlike the energy needs for heating and cooling, even the slightest deviation on axis from north-south, the increase in overheating is high. For deviations up to ± 30 °, an increase in the frequency of overheating is even 50%. Maximum frequency of overheating is reached when deviations from the north-south axis are between ± 60 ° and ± 90° and can reach overheating of 2.2 times greater than projected ones. Therefore, it is necessary to apply measures for summer shading on windows (eaves that protect from the summer sun and allow winter sun lighting, various blinds and even deciduous trees).The emission of CO_2 is proportional to the increase in energy consumption for heating / cooling and total primary energy. The CO_2 emissions can vary due to the orientation of the building up to 22% (out of the energy consumed without household appliances) or up to 10% (of total energy consumed).

In order to better understand the influence of the changes in the thickness of the insulation, many combinations have been analyzed in this paper, such as different thickness of the thermal isolation in the roof; to the ground, in the façade walls and in the whole envelope. By analyzing the results it is obvious that the slightest impact on energy demand for heating has insulation in the floor slab, and the most effective is the insulation of the facade. Increasing the thickness of the insulation more than it is recommended (i.e. an increase of the U-value of elements) has no major contribution to the reducing of the energy demands and represents an economically non profitable investment. In opposite, the

reduction of the insulation of the elements drastically affects energy demand for heating, so that the least cuts in insulation within any of the building elements will pass the limit 15 kWh/(m^2a). Opposite of the energy demands for heating, the thermal insulation of the building envelope has insignificant impact on energy demand for cooling. The thermal insulation of the building envelope makes almost no impact on energy demand for cooling.

Contrary to expectations, the overheating decreases with decreasing the insulation and increases with increasing the insulation. This is due to the fact that with reduction of the insulation, the thermal capacity of the elements is proportionally decreased and in case of less insulation the cooling of the building grows faster during the nights. And vice versa the greater insulation prevents nighttime cooling of the building, which contributes to higher overheating. The emission of CO_2 is proportional to the increase of energy consumption for heating / cooling.

The orientation of the building plays an extremely important role in the final balance of profit and loss, because the southern orientation of windows contribute to reducing energy demand for heating, while windows on the north side have no contribution to gains, but the opposite - the losses are increased. The analysis confirmed that the greatest impact on the energy demand for heating has the window area located on the south side of the building. It appears that the design should anticipate as large window area with this orientation as it is possible. However, during summer, the southern windows contribute to overheating of the building and hence the energy demand for cooling increases. To prevent overheating there are effective and relatively inexpensive measures for summer shading.

The windows on the east and west sides of the building make significant contribution to the needs for heating of the building in winter, but they are unsuitable for use in the summer because seriously contribute to over-heating. The measures for their shading are either expensive or not effective. The orientation and the size of the windows have impact on energy balance, of the building that very seriously should be taken for consideration at the planning and design stage of the building.

The frequency of overheating mostly depends on the type of glazing of the windows. By reducing the solar factor the overheating is reduced, but the energy demand for heating is increased and vice versa.

From the analysis results it could be concluded that windows are one of the most important elements in achieving the Passive House standard. The choice of glazing is extremely important and it should satisfy all the prescribed criteria for glass for passive house.

Emission of carbon dioxide (CO_2) is proportional to the increase in energy consumption for heating / cooling and total primary energy.

REFERENCES

[1] Feist, W., Overview of passive house development, CEPHEUS - Project Information No. 39, Opinion on standard DIN V 4108 Part 6, Darmstadt: Passive House Institute, 2001

[2] Andreev A., Parametric analysis of the energy demand in buildings with Passive House standard, Master thesis, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, 2013

[3] Bisanz, C., Design heating load in low energy and passive houses. Darmstadt: Passive House Institute, 1999

[4] Feist. W., Passive houses in Central Europe, Doctoral dissertation, Kassel: University of Kassel, 1993

[5] Bahr, A., Such, M., Riedel, S., Certified European Passive House Designer. Darmstadt: Passive House Institute, 2012

[6] Abteilung Bauphysik, Software HEAT2 (A heat transfer PC-program).Sweden: University of Lund, 1991

[7] Passive House Institute, Software PHPP. Darmstadt, 2012

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 2

Meri CVETKOVSKA[1], Strahinja TRPEVSKI[2], Dimitar PAPASTEREVSKI[3]

ESTABLISHING SUSTAINABILITYASSESSMENT WITHAN "OPEN HOUSE"METODOLOGY

SUMMARY

An integrated approach is the only way to avoid decisions being prepared under wrong assumptions: the prevailing preference of an "economic" view has to be replaced by a sustainable one, which includes ecological and social considerations, as well as mid and long-term thinking. Only if potential impacts of decisions are broadly assessed, the development of cities will become sustainable, step by step. To achieve both, the administration and political decision makers, have to work across sectors. This paper will be focused on analysis of OPEN HOUSE as a proposition for a common European methodology for building sustainability assessment. This methodology provides a mechanism for giving the assessment faster and in less complicated way, adaptable to national requirements.

Keywords: sustainability, assessment, green buildings, lifecycle, environment

Мери ЦВЕТКОВСКА[1], Страхиња ТРПЕВСКИ [2], Димитар ПАПАСТЕРЕВСКИ[3]

ВОСПОСТАВУВАЊЕ НА ПРОЦЕНКА ЗА ОДРЖЛИВОСТ НА ОБЈЕКТИ СО "OPEN HOUSE" МЕТОДОЛОГИЈА

РЕЗИМЕ

Интегриран пристап е единствен начин да се избегне донесување на одлуки кои базираат на погрешни претпоставки: претпочитање на "економскиот" за сметка на „одржливиот" аспект, кој вклучува еколошки и социјални фактори, како и среднорочно и долгорочно размислување. Развојот на градовите ќе стане одржлив само ако потенцијалните ефекти од одлуките широко се оценуваат. За да се постигне ова, администрацијата и донесувачите на политичките одлуки треба вкрстено да делуваат. Овој труд ќе се фокусира на анализа на OPEN HOUSE методологијата, како нов предлог за заедничка европска методологија за проценка на одржливоста на објектите. Оваа методологија обезбедува побрза и помалку комплицирана проценка, прилагодлива на националните барања.

Клучни зборови: одржливост, оценување, зелени зградби, животен циклус, животна средина

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
2 Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, strahinja_trpevski@yahoo.co.uk
3 Assist. PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, papasterevski@gmail.com

1. INTRODUCTION

The technological and industrial development in the 20th century caused such environmental disturbances and disrupted the eco-system, that it will be necessary the whole knowledge and the scientific potential of the 21st century to repair the mistakes of the past century. Nowadays general trend of environmental, energy-efficient and sustainable ecology architecture was anticipated and founded more than 30 years ago. The call to return to life in harmony with nature means "road to a greener future" and ecological thinking. Due to the brutal world race in exploiting natural resources and the increasingly alarming news about global warming, put on the agenda the question of a buildings as the biggest polluters on the planet, that use more than half of the energy in developed countries and give rise to more than half of the gases that cause climate change.

It is estimated that the human footprint has affected 83% of the global terrestrial land surface and has degraded about 60% of the ecosystems services in the past 50 years alone. Land use and land cover change has been the most visible indicator of the human footprint and the most important driver of loss of biodiversity and other forms of land degradation.

Currently 70 percents of global GDP is now generated by cities and 53 percents of the total world's population resides in cities. It is estimated that 70 percents of the world's population will be living in cities by 2050. This means the role of cities in enabling more sustainable futures is now more important than ever. Cities are the cultural and economic centers of the world whose progress depends upon effective management and evidence-based policy making.

In the past years, the European Parliament has always considered energy efficiency in the housing sector as an opportunity which was not sufficiently considered by EU policies from the point of environmental aspects of sustainability, i.e. "green buildings". This provides a holistic approach regarding resources and life-cycle impact of the sector. Different resources used in different lifecycle stages give rise to different negative environmental impacts. An important part in many environmental categories is made up of aspects other than energy efficiency. Existing policies, mainly on energy efficiency, need to be complemented with policies for resource efficiency, looking at a wider range of resource use and environmental impacts, across the life-cycle of buildings. For example, embedded energy is an investment of 100.000 Euros in a photovoltaic panel would save 75 tones of CO_2 over 30 years, but the same investment in low carbon concrete would save 663 tones of CO_2 in the buildings, immediately.

2. SUSTAINABLE BY DESIGN

Architecture must utilise holistic, integrative methods from the smallest scale up through that of city and regional planning, never forgetting that buildings, landscapes, the natural environment and infrastructures are all essential elements in the continuous creation of a sustainable future. A careful and considerate design of forms, geometry and spatial strategies, married with the appropriate materials, equipment and functional distribution can reduce the use of resources, greenhouse gas emissions and overall environmental impact by 50% to 80%.

Sustainable by Design means to have a Strategy. It **begins** with the earliest stages of a project and requires commitments between all the stakeholders: clients, designers, engineers, authorities, contractors, owners, users and the community and **incorporates** all aspects of construction and future use based on full Life Cycle Analysis and Management. At the same time it **optimises** efficiency through design. Renewable energies, high performance and environmentally benign technologies are integrated to the greatest practical extent in the project conception. Sustainable by Design **recognises** that all architecture and planning projects are part of a complex interactive system, linked to their wider natural surroundings, and reflects the heritage, culture, and social values of the daily life of the community. Than it **seeks** healthy materials for healthy buildings, ecologically and socially respectful land-use, and an aesthetic sensitivity that inspires, affirms and ennobles. This **aims** to significantly reduce carbon imprints, hazardous materials and technologies and all other adverse human effects of the built environment on the natural environment. Sustainable by Design **endeavours** to improve the quality of life, promote equity both locally and globally, advance economic well-being and provide opportunities for community engagement and empowerment.

It **recognises** the local and planetary interdependence of all people. It acknowledges that urban populations depend on an integrated, interdependent, and sustainable rural-urban system for their life support systems (clean water and air, food, shelter, work, education, health, cultural opportunity, and the like) [1].

3. CONCEPT OF THE OPEN HOUSE METHODOLOGY

The overall concept of OPEN HOUSE (OH) is to develop and to implement a common European transparent building assessment methodology, complementing the existing ones, for planning and constructing sustainable buildings by means of an open approach and technical platform. OH is developing a transparent approach able to emerge collectively in an open way across the EU. With such approach is able to communicate to all stakeholders and their interactions. As a baseline, existing standards (both CEN/TC 350 and ISO TC59/SC17)are used, the EPBD Directive and its national transpositions and methodologies for assessing building sustainability at international, European and national level. The core assumption of this approach is that there is little chance for any assessment methodology to become the mainstream and to reach the "label" level, unless it is something that has been developed in a transparent, collective way. Having this deep inside of the process of preparation of the OH methodology, it could assist to a common approach that will produce an EU wide assessment methodology for sustainable buildings contributing to current activities on standardization of assessment methodologies at European level and also to a European potential related standard.

Public authorities are major building consumers in Europe, spending some 16 % of the EU's Gross Domestic Product. By using their purchasing power to opt for goods and services that also respect the environment they can make an important contribution towards sustainable development. As it has highlighted in its COM (2008) "Public Procurement for a better environment", Green Public Procurement (GPP) has a high potential to boost the competitiveness of European industry by stimulating innovation in eco-technologies. Sustainable procurement is at an earlier stage than GPP but Public authorities are little by little adopting these practices at EU level.

3.1. The scientific and technical objectives

The OH baseline could be define as open and transparent European platform for building sustainability which widely communicate the baseline concept and outline the mechanism for interaction among the project and stakeholders. Building OH Platform means facilitating a pan EU effort towards a common view on building sustainability and to pave the way for implementing and evaluating such methodology through selection of case studies and mechanisms for decision making. Developing of a methodology compatible with EPBD and its national adaptations can only contribute to a future European Sustainable Building Directive. This methodology is based on objective, scientifically rigorous and stringent performance criteria. It address the unresolved issues concerning building sustainability (E.g. performance requirements such as accessibility, weighting, variables such a building type, target user and climate). Develops new indicators, especially those related with economic and social factors, like for example safety and security, spaces for privacy or conviviality (e.g. co-housing, cafeteria in a office building), externalities (e.g. use of local services or products, unemployment rate of the area), European concept of cost and value (the cost for improving the labeling classification of the building, value of the labeled building after a time period, value for policy makers and end users), radioactive wastes, etc.

3.2. Standards for sustainable construction

Existing methodologies are partially based on existing standards. In spite of CEN and ISO work, there is not yet finalized common European standards regarding construction sustainability and the existing assessment methodologies are predominantly developed for their own countries, based on special political, climatic and cultural initial conditions and different calculation tools and standards. The lack of a common European standard makes it harder to develop a common methodology or tool for assessing the sustainability at a European level. During the last years international, European and national standardization bodies have developed sustainable construction related normative. CEN (European Committee for Standardization) is developing standards to support the

development of methodologies for assessing building sustainability performance. The CEN/TC 350 "Sustainability of Construction Works" has already developed standards related to sustainability works and is developing other indicators related to the same issue. The overall aspect of the sustainability is taken into account (environmental, economical and social).ISO *TC59/SC17: Building Construction/Sustainability in Building Construction*. The ISO Secretariat has published several ISO standards addressing the development of indicators for buildings, environmental declaration of building products and methods of assessment for environmental performance of construction works between others, and it is currently developing other standards addressing issues like, the terminology of buildings and constructed assets and sustainability in building construction as well as updating of the methods of assessment for environmental performance of construction work. Those two major aspect from standardization took part of the OH methodology.

4. BASIC ELEMENTS OF THE OPEN HOUSE METHODOLOGY

4.1. Evaluation framework and indicators structure

The evaluation framework defines the hierarchical structure of the assessment methodology. It is composed of 6 main categories(Fig. 1):

Figure 1. Overview of the 6 assessment

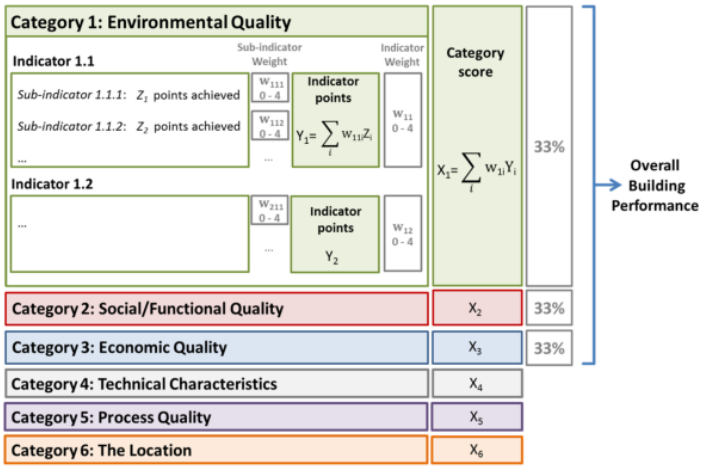


Figure 2. Overview of the scoring process categories of the OH framework

Each category is composed of several indicators assessing different key issues for the sustainability performance of the project. Each indicator consists in one or several sub-indicators that evaluate a precise issue covered by the indicator topic. Each indicator is described with the same sections: Objective, Assessment Methodology, Calculation and Rating, Documentation Guidelines, Relation to other indicators, Resources, and Attachments.

The OPEN HOUSE methodology has been developed on the basis of renowned certifications like BREEAM, LEED or DGNB Certificate, international initiatives like iiSBE or SB Alliance as well as standards from ISO TC 59/SC 17 and CEN/TC 350. It also includes outcomes from other EU projects, like LEnSE or SuPerBuildings, with the adoption of a common structure for sustainability assessment of buildings. The OH assessment methodology is composed of a set of 56 indicators whose applicability has been tested in 68 case studies distributed all over Europe.

4.2. Scoring process and scoring cards

The scoring process describes the way points are calculated, from the evaluation of each sub-indicator to the global performance of the building. Fulfilling requirements set by sub-indicators awards a certain amount of points ranging from 0 to 100depending on the performance met. Each sub-indicator is weighted from 0 to 4, with 0 meaning the sub- indicator is irrelevant, and 4 it is of high importance. The score for each indicator is the weighted average of the points awarded for the sub-indicators. Each indicator is weighted from 0 to 4, and the score achieved for each category is the weighted average of

the points awarded for the indicators. The final building performance is obtained by calculating the average of the environmental, social and economic category scores (Fig.2). (Environmental, social and economic categories are equally weighted). The three other categories are evaluated separately. The scoring card is the table containing all information about the score achieved for each sub-indicator, indicator, category and overall building performance (Fig. 3). It also displays the different weightings for each sub-indicator, indicator and category.

		Sub-indicator Weight [EU]
Environmental Quality		
1.1	**Global Warming Potential (GWP)**	
1.1.1	Global Warming Potential (GWP)	4
1.2	**Ozone Depletion Potential (ODP)**	
1.2.1	Ozone Depletion Potential (ODP)	4
1.3	**Acidification Potential (AP)**	
1.3.1	Acidification Potential (AP)	4
1.4	**EutrophicationPotential (EP)**	
1.4.1	EutrophicationPotential (EP)	4
Economic Quality		
3.1	**Building-related Life Cycle Costs (LCC)**	
3.1.1	Life cycle costs	4
3.1.3	Sensitivity analysis [design phase]	3
3.2	Value Stability	
3.2.1	Area Efficiency	2
3.2.2	Conversion feasibility	4
3.2.3	Energy and water dependency	1
3.2.4	Building performance management	1
Process Quality		
5.1	**Project Brief Strategy**	
5.1.1	Project Brief	3
5.1.2	Architectural competition	1
5.2	Integrated Planning	
5.2.1	Multidisciplinary formation of the planning team	4
5.2.2	Qualification of the Integrated Project Team	4
5.2.3	Design Charrette / Preparation of consultation	4
5.2.4	Integrated planning process	4
5.2.5	Participation of future building users and other relevant stakeholders / Community impact consultation	4

Social / Functional Quality		
2.1	**Barrier-free Accessibility**	
2.1.1	Barrier-free Accessibility	1
2.2	Personal Safety and Security of Users	
2.2.1	The satisfaction of minimum health and safety requirements in the workplace	4
2.2.2	Reduction of the extent of damage if an accident should occur inside and outside the building	4
2.2.3	Measures preventing building users from crime	2
2.3	**Thermal Comfort**	
2.3.1	Operative temperature	4
2.3.2	Radiant temperature asymmetry and floor temperature	1
2.3.3	Draught, air velocity	2
2.3.4	Humidity in indoor air	1
Technical Characteristics		
4.3	Cleaning and maintenance	
4.3.1	Load-bearing structure	4
4.3.2	Non-load-bearing external structures	4
4.3.3	Non-load-bearing interior structures	4
4.5	Noise Protection	
4.5.1	Airborne sound insulation with respect to exterior sound	4
4.5.2	Airborne sound insulation with respect to other working areas and to personal working areas	4
The Location		
6.1	**Risks at the Site**	
6.1.1	Earthquakes	2
6.1.2	Landslides	3
6.1.3	Volcanic eruptions	1
6.1.4	Tsunamis	1
6.1.5	Extreme temperatures	2
6.1.6	Forest fires	2
6.1.7	Drought	1
6.1.8	Floods	2
6.1.9	Storms	3
6.1.10	Avalanches	1

Figure 3. Extract from Figures of Scoring card sections

The indicator is mainly based on the method of Life Cycle Assessment (LCA): LCA results of the building to be assessed are calculated in a standardized way and evaluated against benchmarks. Thus Global Warming Potential is a quantitative indicator(Fig.4).

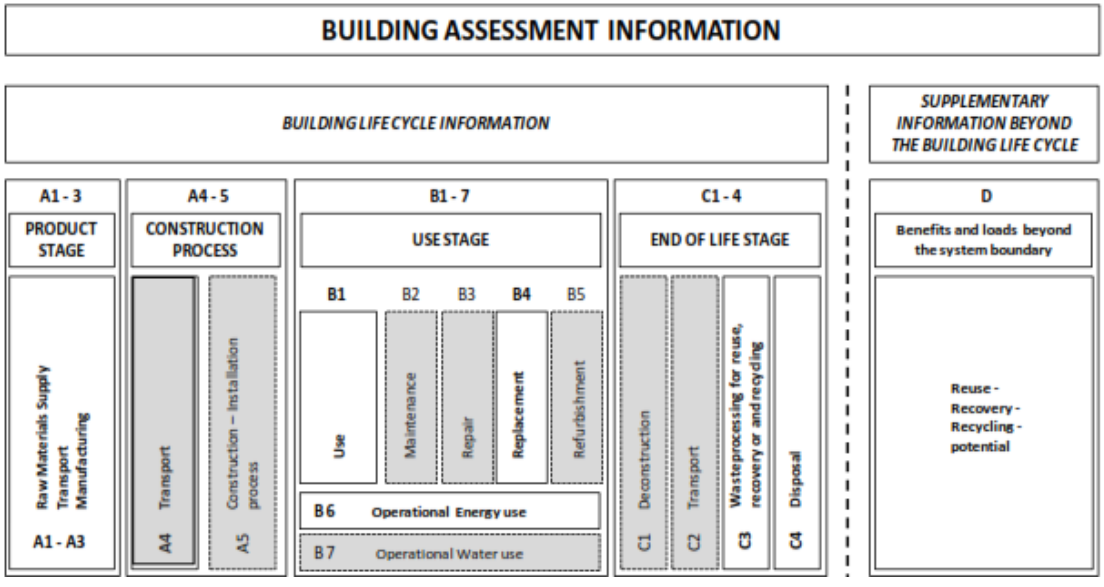


Figure 4. Building Life Cycle Phases according to FprEN 15978, adapted

According to the standards EN ISO 14040 and 14044, the method of Life-Cycle Assessment generally consists of four steps: Definition of goal and scope of the study, inventory analysis, impact assessment and interpretation.

The development of an efficient free online platform including a user-friendly assessment tool for new office buildings (http://oh.building-21.net/) has been prepared to facilitate the communication towards a common view on building sustainability.(Fig.5). The OPEN HOUSE Platform, is an advanced and open environment that has currently no similar one in the public domain. Every web user is able to use this online tool to carry out a self-evaluation of the sustainability of the project. The platform has been tested and holds information on 67 case studies, which manifests the maturity and the stability of the development.

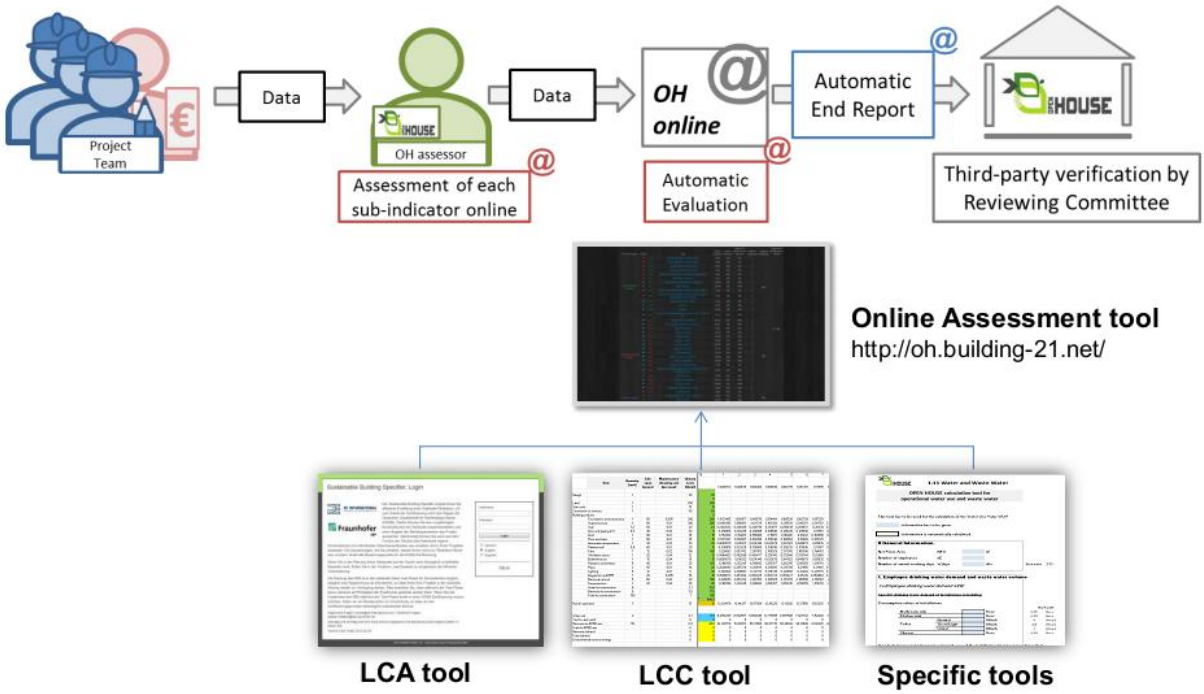


Figure 5. OPEN HOUSE Assessment Process

5. RESULTATES FROM THE CASE STUDY- EXECUTIVE SUMMARY

5.1. Project description

The OH methodology was tested on a SEAVUS-project. It is suited in two buildings that are located close to the central part of Skopje, Macedonia, but in a part of the town that is surrounded with vegetation. The subject of this quick and basic assessment is only one of the two buildings.

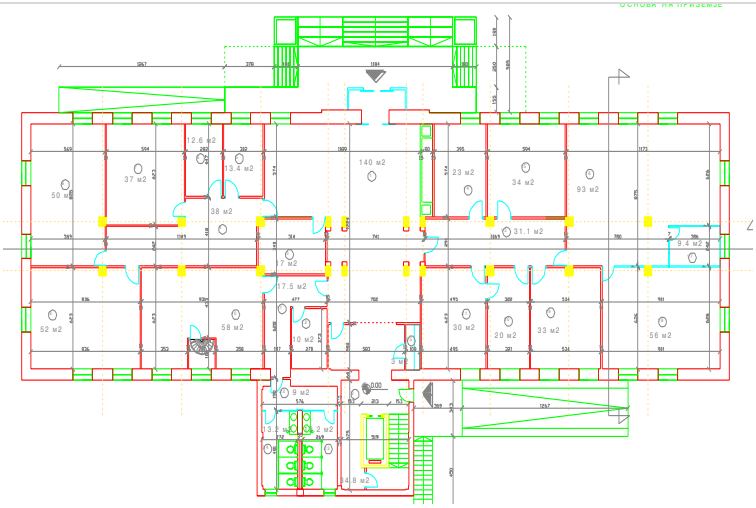
The first building was originally built in 1936 and the second one in 1957. The both were used as warehouses for tobacco. The five-storey buildings were completely reconstructed during the year 2008/2009 by changing the envelope, roof, windows and wooden floors. The bearing structure is: reinforced concrete frames in both directions (skeleton system) that were repaired during reconstruction and masonry walls, originally constructed. During the repair the wooden floors were replaced by reinforced concrete slabs. External walls are made of 67 cm brick at the ground floor and 50 cm brick at other floors and 8 cm Expanded polystyrene and finishing layer (ETICSsystem). Internal walls are from gypsum-carton plates (KNAUF system). The floors are ceramic tiles with under-floor heating. The roof consists of two layers of 2cm wooden trellis and 5cm rock wood (total 10 cm rock wood), hydro insulation and sheet metal roof. Windows are from aluminium with K-glazing and U=1,2W/m^{2}K. The building is equipped with shutters Venice blinds.The heating and cooling system is solved by geothermal pumps and the ventilation system recuperates the fresh air by

using the heat of the air that is ventilated out of the building. The vertical communication is with central stairs and one lift only. Nowadays the building is used as office (85% of the net floor area), but in same time it is an educational center. There are few classrooms, Congress hall and Restaurant.

Project MK.1

SEAVUS Consortium, Macedonia

Source: ALEANT, Skopje



Building Type
Office Building

Building Phase
In use
Date of Completion: 04/2009

Building Characteristics
Total Floor Area: 4252 m²
Number of storeys: 5

Address
11 Oktomvri 33a
1000 Skopje
Macedonia

Assessor
MeriCvetkovska
Civil Engineering Faculty,
Skopje, Macedonia

Building Owner
SEAVUS Consortium

Architect
Karolina Bocevska
ALEANT, Skopje

Assessment Methodology
OPEN HOUSE v1.1 (01/2012)
Basic & Quick Sustainability Assessment

5.2. Results

		Score (%)
Environmental Quality		
1.1	**Global Warming Potential (GWP)**	-
1.2	**Ozone Depletion Potential (ODP)**	-
1.3	**Acidification Potential (AP)**	-
1.4	**Eutrophication Potential (EP)**	-
1.5	**Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)**	-
1.6	Risks from materials	**X**
1.7	Biodiversity and Depletion of Habitats	**0**
1.8	Light Pollution	**100**
1.9	**Non-Renewable Primary Energy Demands (PEnr)**	-
1.10	**Total Primary Energy Demands and Percentage of Renewable Primary Energy**	-
1.11	**Water and Waste Water**	**0**
1.12	**Land use**	**50**
1.13	**Waste**	**0**
1.14	Energy efficiency of building equipment (lifts, escalators and moving walkways)	**37**
Social / Functional Quality		
2.1	**Barrier-free Accessibility**	**75**
2.2	Personal Safety and Security of Users	**83**
2.3	**Thermal Comfort**	**87**
2.4	**Indoor Air Quality**	**67**
2.5	Water Quality	**20**
2.6	**Acoustic Comfort**	**0**
2.7	**Visual Comfort**	**64**
2.8	**Operation Comfort**	**36**
2.9	Service Quality	**10**
2.10	**Electro Magnetic Pollution**	**50**
2.11	**Public Accessibility**	**80**
2.12	Noise from Building and Site	**100**
2.13	Quality of the Design and Urban Development of the building and Site	**30**
2.14	Area Efficiency	**100**
2.15	**Conversion Feasibility**	**88**
2.16	**Bicycle Comfort**	**0**
2.17	**Responsible Material Sourcing**	**0**
2.18	**Local Material**	**X**
Economic Quality		
3.1	**Building-related Life Cycle Costs (LCC)**	**43**
3.2	Value Stability	**43**
Technical Characteristics		
4.1	Fire Protection	**X**
4.2	Durability of the structure and Robustness	**100**
4.3	Cleaning and maintenance	**95**
4.4	Resistance against hail, storm high water and earthquake	**X**
4.5	Noise Protection	**30**
4.6	**Quality of the building shell**	**63**
4.7	**Ease of Deconstruction, Recycling, and Dismantling**	**17**
Process Quality		
5.1	**Quality of the Project's Preparation**	**31**
5.2	Integrated Planning	**85**
5.3	Optimization and Complexity of the Approach to Planning	**35**
5.4	Evidence of Sustainability during Bid Invitation and Awarding	**25**
5.5	**Construction Site impact/ Construction Process**	**0**
5.6	Quality of the Executing Contractors/Pre-Qualification	**50**
5.7	Quality Assurance of Construction Execution	**50**
5.8	**Commissioning**	**50**
5.9	Monitoring, Use and Operation	**52**
The Location		
6.1	**Risks at the Site**	**84**
6.2	Circumstances at the Site	**83**
6.3	**Options for Transportation**	**44**
6.4	Image and Condition of the Location and Neighbourhood	**40**
6.5	Vicinity to amenities	**70**
6.6	Adjacent Media, Infrastructure, Development	**100**

6. CONCLUSION

OPEN HOUSE methodology is not just a tool to evaluate a building's sustainability once it is completed, but it should be used as a design tool in order to ensure that the constructed buildings are truly as sustainable as possible. The engineers, like architects, should act as coordinators in the whole design and implementation process and for this reason deep understanding of the OPEN HOUSE methodology is necessary.

The potential of OH methodology was established throughout the review and evaluation of the state of the art in international standardization, global initiatives and international rating tools targeting the assessment of sustainable buildings. This contributed to the definition of a common framework for the European concept of sustainable buildings, to the promotion of the standardization of assessment methods as a first step towards European comparability and to support the dissemination of the work from standards CEN TC/350. Development of an efficient free online platform including a user-friendly assessment tool for new office buildings (http://oh.building-21.net/) is the added value of this methodology. Development of the OPEN HOUSE methodology made of a free assessment guideline containing a detailed description of the final set of 46 indicators and tools for the LCA and LCC assessment and other specific indicator tools makes this methodology the most comprehensive one in the world.

Going more specifically in details could be said that all sustainable construction aspects are covered by the methodology. Process of assessment requires integrated approach of different sectors and stakeholders – experienced experts for assessment. Assessment package is well prepared, very detailed and with high technical quality. Online platform and online assessment tool are well outlined and easy to use but it requires concentration and time to do it.OPEN HOUSE is a data intensive and time consuming methodology that could be problem for non experienced experts. It requires experience and specific knowledge of relevant national policies and legislative. There are many indicators for which the expert should have broader and deeper knowledge than simple interpretation of the number. The sustainability assessment of buildings with OH methodology will create problems to the small countries that haven't developed institutional mechanisms for all proposed indicators. The assessment for newly constructed buildigs is possible but for the old ons could be a problem for some of the indicators.

REFERENCES

[1] INTERNATIONAL UNION OF ARCHITECTS,7 DECEMBER 2009, **Copenhagen Declaration**

[2] Commission staff working document "Buying green!" A handbook on environmental public procurement Brussels, 18.8.2004 SEC(2004) 1050

[3] COM (2008) "Public Procurement for a better environment"

[4] http://www.defra.gov.uk/sustainable/government/publications/pdf/SustainableProcurementActionPlan.pdf

[5] http://cordis.europa.eu/result/rcn/140310_en.html

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

SC - 3

Vesna GRUJOSKA[1],Todorka SAMARDZIOSKA[2]

APPLICATION OF INFRARED THERMOGRAPHY IN BUILDINGS RESEARCH

SUMMARY

Series of methods exist for exact detection of the problems that induce thermal losses through the building envelope.The method of infrared thermography rises above the other non-destructive methods due to its precision, speed and simplicity in detection of the locations where thermal flux appears. This paper represents an analysis of several buildings located on the boulevard Ilinden in Skopje, using thermographic imaging with imager Testo 875 1i.The data was processed and analyzed using the software package IRSoft, included in the thermal imaging camera. Some conclusions are derived from the performed measurement and analysis, as well as recommendations are given for further usage of the thermal imaging for similar purposes

Keywords: non-destructive methods, infrared thermography, thermal imager

Весна ГРУЈОСКА[1], Тодорка САМАРЏИОСКА[2]

ПРИМЕНА НА ИНФРАЦРВЕНА ТЕРМОГРАФИЈА ЗА ИСТРАЖУВАЊЕ НА ОБЈЕКТИ

РЕЗИМЕ

За детектирање на проблемите поради кои се јавуваат топлински загуби низ обвивката на објектот постојат низа методи. Методата со инфрацрвена термографија поради својата брзина, прецизност и едноставност во откривање на местата каде што се јавува топлински проток, се издвојува помеѓу недеструктивните методи. Во овој труд се анализирани резултатите добиени од снимање на повеќе објекти лоцирани на бул. „Илинден” во Скопје, со помош на термовизиско снимање со камера Testo 8751i, а податоците се обработени со помош на соодветниот софтверски пакет IRSoft.Од спроведеното мерење и анализи се изведени заклучоци и препораки за понатамошна употреба на термовизиското снимање за слични цели.

Клучни зборови: недеструктивни методи, инфрацрвена термографија, термовизиска камера

[1] MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, vesnagrujoska@yahoo.com
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, samardzioska@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Зголемената концентрација на стакленички гасови која е условена од примената на фосилни горива, како примарен начин за производство на енергија, е причина за појавата на засиленият ефект на стаклена градина. Последиците кои и се закануваат на Земјата од појавата на глобално затоплување треба да се надминат со примена на алтернативни начини за производство на енергија и нејзина заштеда.Актуелноста на енергетската ефикасност во последниве години алармира за сериозноста на проблемите со кои човештвото ќе се соочи доколку итно не се преземат мерки за заштеда на енегијата и тоа не само кај објектите кои ќе се градат во иднина, туку и кај веќе изведените. За жал, најголем дел од постоечките објекти не ги исполнуваат ни основните барања за квалитет на една конструкција во енергетска смисла.

Од можностите и мерките што ги подразбира енергетската ефикасност на објектите, посебен акцент треба да се стави на изборот и поставувањето на топлинската изолација. Поставувањето на топлинска изолација не е новина во градежништвото, но се почестите испитувања покажуваат дека во многу случаи не се постигнал значаен ефект заради нејзината несоодветна инсталација. Како последица на несоодветно поставена изолација се јавуваат топлински загуби, кои имплицираат низа последици,кои не се во согласност со барањата за објектите што ги поставува енергетската ефикасност.

Методата со инфрацрвена термографија поради својата брзина, прецизност и едноставност во откривање на местата каде што се јавува топлински проток, се издвојува помеѓу недеструктивните методи. Кај оваа метода со помош на инфрацрвен детектор (термовизиска камера) се детектира емисивноста на материјалите, а како резултат се добива инфрацрвена слика која ја прикажува температурната распределба на површината на материјалите. Резултатите се добиваат веднаш и на многу прегледен начин, а нивната обработка се врши со помош на софтвер. Методата со термовизија се применува во повеќе области како: градежништво, машинство, медицина итн. Во градежништвото, се користи за:приказ на топлински мостови во конструкцијата,детектирање на влага кај рамни покриви (водата ја задржува топлината подолго од останатите материјали на покривот и може многу лесно да се детектира, особено во текот на ноќта кога другите материјали брзо се ладат), проверка на исушеноста на конструкцијата во текот на градењето, детектирање на дефекти кај соларни панели и ветерници и сл.,[8].

2. ИНФРАЦРВЕНО ЗРАЧЕЊЕ

Делот од електромагнетниот спектар кој се наоѓа веднаш после видливата светлина е инфрацрвеното зрачење.Како основен извор на ова зрачење е топлината на телата. Секое тело со температура над апсолутна нула (0K или -273.15°C) емитиразрачење во инфрацрвениот дел од електромагнетнот спектар**.** Топлината која ја зрачат телата не е видлива со голо око. Таа се детектира со помош на инфрацрвените камери, кои всушност го снимаат емитираното, рефлектираното и трансмитираното инфрацрвено зрачење.

3. ТЕРМОВИЗИСКО СНИМАЊЕ

3.1. Локација и услови во кои е изведено термовизиското снимање

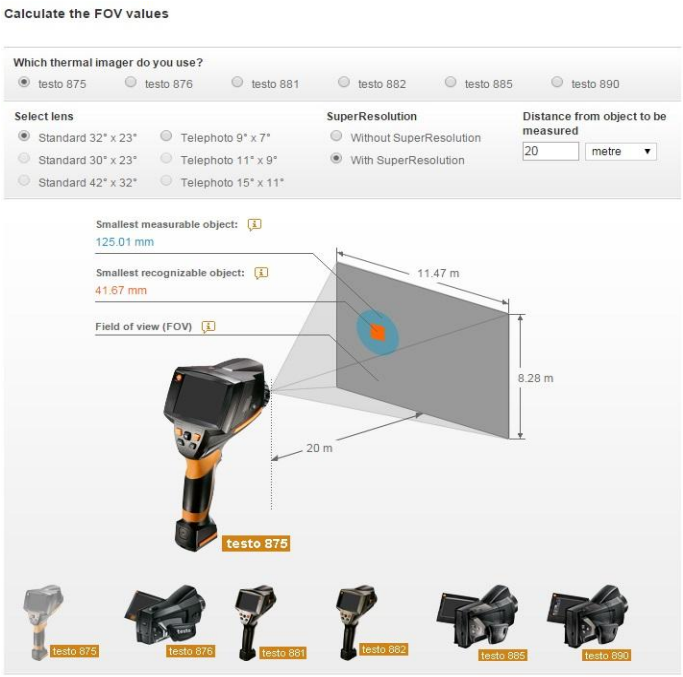
За испитување на постоечката состојба на објектите извршено е термовизиското снимање, кое е дел од магистерскиот труд на авторот [1], во централното градско подрачје на Град Скопје, на булеварот „Илинден”. Снимањето е извршено на објектите со број 14, 16, 37 и 62. Анализираните објекти на булеварот се станбени згради за кои се изработени проекти за санација на постоечката состојба, со акцент на предните фасади свртени кон булеварот. За секој од основните проекти за објектите, дел од техничката документација е и елаборатот за подобрување на енергетската ефикасност. Во елаборатите се дадени постоечките состојби на објектите, и врз основа на тоа се предложени мерки за реновирање и за зачувување на енергијата.

Постоечката состојба на ѕидовите на објектите кои се предмет на снимање е во релативно лоша состојба, со видливи оштетувања. Со оглед на времето на градба, топлинска изолација воопшто не е инсталирана на ниту еден дел од обвивката од објектите, додека рамките на надворешните врати и прозорците се дрвени, стари и оштетени.

Термовизиската камера со која е вршено снимањето е Testo 875 1i, а добиените резултати се обработени во соодветниот софтвер IRSoft. Најзначајни параметри кои се внесуваат во термовизиската камера и кои влијаат на добиените резултати се коефициентот на емисија и рефлективната температура. Во камерата може да се направи и избор на палета и температурен интервалво кои ќе се прикажуваат добиените инфрацрвени слики, но овие параметри не влијаат на точноста на добиените резултати, туку само на начинот на нивно прикажување.

Софтверот IRSoft нуди можности за промена на параметрите кои влијаат врз резултатите добиени од снимањето и различни начини на нивно прикажување со помош на графикони, хистограми, табели итн.

Видното поле на термовизиската камера зависи од растојанито од кое се врши снимањето и од типот на камерата. Ширината на булеварот „Илинден" изнесува 20m, па видното поле на камерата изнесува 11.47m x 8.28m заради густата поставеност на објектите од двете страни на булеварот. Затоа, за да се прикаже целиот објект на една слика, потребно е снимањето да се врши под определен агол во однос на предната фасада, или пак да се врши снимање на објектот на повеќе делови.



Слика 1. Видно поле на термовизиската камера

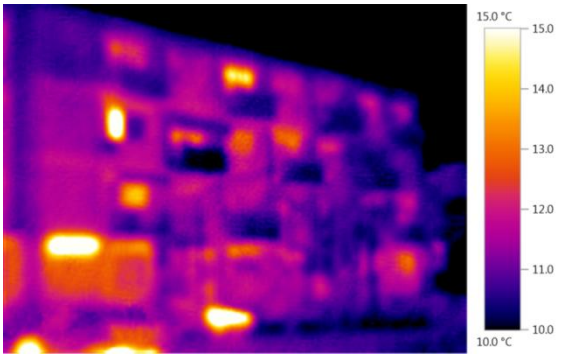
Мерењето е извршено при температура од 4°C, бидејќи според препораките од производителот на камерата, потребна е температурна разлика од околу 15°C помеѓу температурата внатре и надвор од објектот. Без назначената температурна разлика, топлинските мостови не се јасно видливи на инфрацрвената слика, што е условено од чувствителноста на камерата, исто така. Избранисе временки услови при облачно време, без присуство на сонце, дожд и ветер на денот на снимањето. При директно изложување на објектот на сонце за време на снимањето, се добиваат нереални резултати поради прекумерното затоплување на објектот. Од ветерот и дождот се генерира обратен ефект на ладење на конструкцијата, со што се нарушува реалната слика за температурната состојба на обвивката на објектот. Временските услови неколку дена пред снимањето е препорачливо да се константни и да соодветствуваат наусловите на денот на снимањето, заради потребното време за температурна адаптација на некои материјали.

Како најзначаен параметар кој се внесува во термовизиската камера е коефициентот на емисија кој зависи од типот на материјалите кои се снимаат. За снимањето е внесен коефициент на емисија ε = 0.93 (коефициент на емисија на малтери). Рефлективната температура се задава приближно еднаква на амбиенталната температура, односно во овој случај изнесува 4°C.

3.2. Резултати добиени од термовизиското снимање

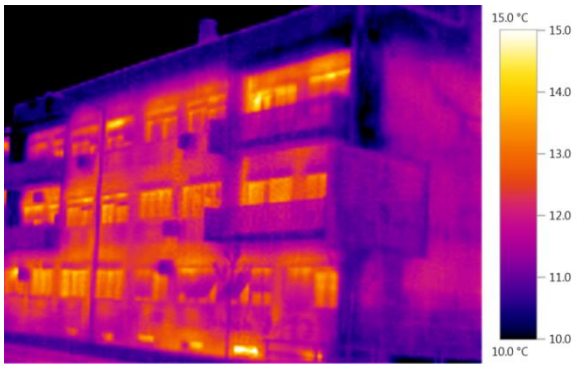
Од добиените термографски снимки, се забележува дека отсуството на изолација е причина за проток на топлина по речиси целата површина на обвивката на објектот. Зголемениот проток на топлина е прикажан како топло место на објектите. Не постои некоја шема по која може да се определи кои се точните места каде се јавува проток на топлина, но може да се констатира дека местата околу прозорците и вратите се најкритичните места.

Слика 2. Реална слика на објект бр. 14



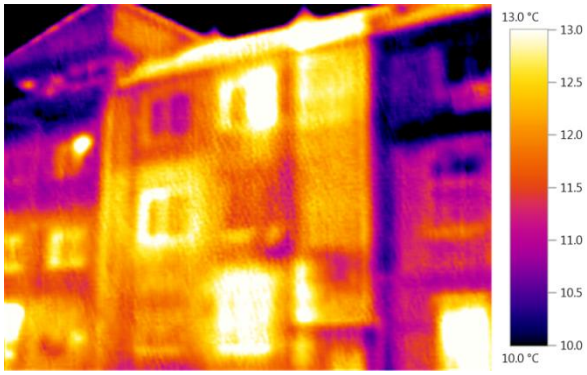
Слика. 3. Инфрацрвена слика на објект бр. 14

Слика. 4. Реална слика на објект бр. 16



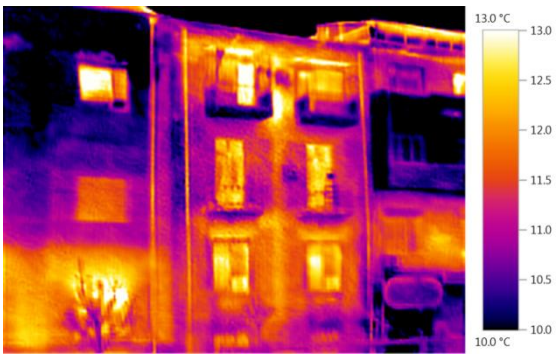
Слика. 5. Инфрацрвена слика на објект бр. 16

Слика. 6. Реална слика на објект бр. 37



Слика. 7. Инфрацрвена слика на објект бр. 37

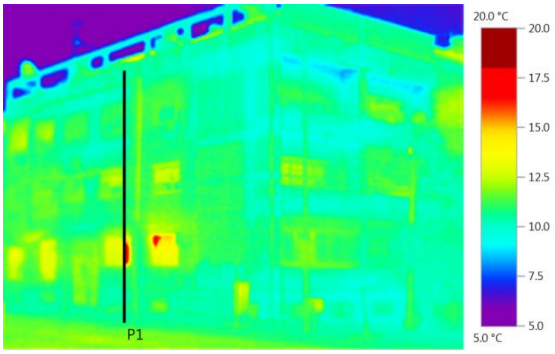
Слика. 8. Реална слика на објект бр. 62



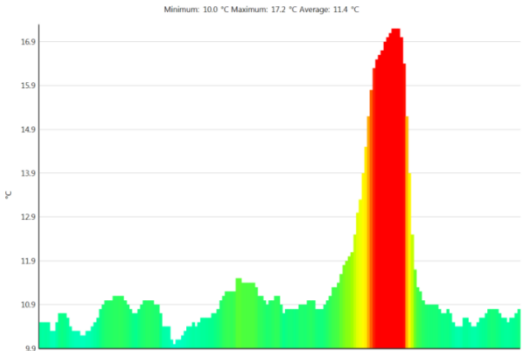
Слика. 9. Инфрацрвена слика на објект бр. 62

При снимање на еден објект во целост, постојат повеќе типови на материјали кои ќе се појават на термовизиската слика. Коефициентот на емисија кој се внесува во камерата е само за еден материјал, што укажува на фактот дека за останатите типови материјали мерењето не е прецизно, бидејќи за истите не е внесен соодветен коефициент на емисија. За ваквите случаи постои можност во софтверот да се селектира област за која може да се промени коефициентот на емисија.Во софтверот не може да се влијае на содржината на сликата, но може да се влијае на резултатите кои се добиваат табеларно или со графикон, бидејќи за добивање на тие резултати треба да се селектира област на инфрацрвената слика, а во таа област ќе се изостават оние делови од сликата кои не се дел од конструкцијата. Кога се снима во близина на стакло или други сјајни површини треба да се внимава на сопствениот одраз на снимателот на инфрацрвената слика.

При надворешно снимање на обвивката на објектот ретко може да се добие „чиста” слика, без притоа да се опфати и нешто од надворешната средина. Гранки на дрвја, автомобили, метални реклами може да се забележат како дел од сликите, што ја нарушува вистинската претстава за состојбата на објектот. Постоењето на влијанија од околинатанеможе да се исклучи од самата слика, бидејќи овие елементи не се дел од објектот.Овие пречки може да се изостават само при изработка на графикони или табели за присутните температури наповршината на обвивката на објектот, со селектирање на определена област од сликата каде што се наоѓаат конкретните пречки и влијанија.



Слика 10. Приказ на вертикала по која се разгледуваат температурни промени



Слика 11. Приказ на температурната распределба по една вертикала

Приказот на температурната распределба по една вертикала на сл. 11 покажува голем температурен скок на еден определен дел. Тоа се должи на отворениот прозорец (прикажан на сл. 10), кој придонесува за значајна загуба на енергија. Значи, отворените прозорци, исто така, ја искривуваат реалната претстава за топлинските загуби. Всушност на местата каде што се оставени отворени прозорци, евидентен е значително поголем топлински проток.

Значајно е да се нагласи дека за сите овие објекти се предвидени реконструкции и се преземени мерки за енергетска ефикасност исклучиво за видливите фасади, изложени на булеварот. Така, анализата се сведува само на тие фасади каде што претстојат промени, а не на севкупните

објекти. Затоа се пресметани само коефициентите на пренесување на топлина и трансмисионите загуби за ѕидовите на соодветните фасади. За да се направи комплетна реална анализа на еден објект, потребни се мерки за зачувување на енергијата по целата обвивка на објектот, како и на системите за греење, ладење, вентилација, санитарна топла вода и сл. Потребна е пресметка на целокупната енергија потребна за греење на објектот на единица греана површина од објектот на годишно ниво.

4. ЗАКЛУЧОК

Инфрацрвената термографија, како недеструктивна метода, нуди можност за бесконтактно мерење на целиот објект истовремено и повеќекратно, без притоа да се оштети објектот. Термовизиската камера,како инструмент за мерење, е мобилна и многу едноставна за употреба, без потреба за монтажа во текот на снимањето. Соодветниот софтвер за обработка на податоците овозможува промена на сите параметри на кои може да се влијае при мерењето. При снимањето треба секогаш да се внимава на временските услови и температурната разлика внатре и надвор од објектот. Објектот треба да е „подготвен" за снимање со рамномерно загревање на сите површини и затворање на сите прозорци и врати.

Ако се снимаат различни материјали кои се дел од еден исти објект, потребно е да се внесе соодветен коефициент на емисија за соодветен материјал преку софтверот. Околината која е дел од инфрацрвената слика, но не е дел од објектот треба да се избегнува (кога е тоа можно) бидејќи истата е само пречка која прикрива дел од самиот објект. При снимање во близина на сјајни површини, сопствениот одраз може да се јави на инфрацрвената слика што ќе ја наруши нејзината точност и веродостојност.

Основните проекти за санација на анализираните објекти предвидуваат примена на топлински изолационен фасаден систем само на видливите фасади изложени на бул. „Илинден",со што само делумно ќе се влијае на постигнувањето на заштеда на енергија. Енергетските потреби на годишно ниво за греење се пресметуваат за цел објект (вклучително целата обвивка на објектот, односно сите фасадни ѕидови, прозорците, под и покрив), а не селективно само фасадите кои што се реновираат (односно само нетранспарентната површина од тие фасади). За да се добие успешно изведен енергетски ефикасен објект треба да се изолираат сите фасади на разгледуваниот објект, да се изолира покривот и да се постават енергетски ефикасни прозорци и врати.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Грујоска,В. ,Примена на инфрацрвена термографија за истражување на објекти, магистерски труд, Градежен факултет, Скопје, јуни, 2015

[2] Димитров,К., Самарџиоска, Т., Арсенов, А., Бојаџи, Т. и др., „Прирачник за обука на енергетски контролори", МАЦЕФ, Скопје, 2014

[3] Infrared radiation: more than our eyes can see http://coolcosmos.ipac.caltech.edu/resources/paper_products/print_publication_pdf/IRUback.pdf (пристапенона 20.04.2015)

[4] Latinovic, M., Jevrosimov, I., Kopcanski, E., Infracrvenozracenje, Prirodnomatematickifakultet, Novi Sad, Noemvri, 2013

[5] Основни проекти за санација на фасадите на бул. Илинденска во Скопје, Инвеститор Град Скопје, 2014

[6] Pocket Guide Testo, http://www.testo-international.com/media/local_media/870downloads /pocket_guide_thermography/pocket_guide_ti_04_2013_en.pdf (пристапено на 04.10.2014)

[7] Testo 875i manuelhttp://www.testo.com.cn/resources/media/global_media/produkte/testo_875i/875_IM_0970_8754_en.pdf (пристапено на 05.10.2014)

[8] Thermal imaging guidebook for building and renewable energy applications http://www.infraredcamerawarehouse.com/content/Handbooks/FLIR%20Building%20Diagonistic%20Handbook.pdf (пристапено на 02.03.2015)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 4

Yuliya ILIEVA[1]

IMPROVEMENT OF THE SOUND INSULATION PROPERTIES OF THE SINGLE "WARM" ROOF

SUMMARY

Noise is sound that can be irritating, can cause discomfort and prevent the normal performance of certain activities, and can sometimes be dangerous for the physiological and psychological state of people. The problem of limiting the harmful noise by sound-proofing of buildings is notably topical today. In Bulgaria the technical requirements for protection against noise that investment projects have to meet are defined with a regulation. In the present paper the ways of improving sound insulation properties of the single "warm" roof have been presented and analyzed. The Bulgarian and foreign experience has been studied, including the acoustic systems that the manufacturers provide. The factors that determine the sound insulation properties of roofs have been outlined.

Keywords: sound insulation, acoustic insulation, warm roof

Јулија ИЛИЕВА[1]

ПОДОБРУВАЊЕ НА КАРАКТЕРИСТИКИТЕ НА ЗВУЧНАТА ИЗОЛАЦИЈА КАЈ „ТОПОЛ“ КРОВ

РЕЗИМЕ

Бучавата е звук што може да бидат иритирачки, може да предизвика непријатност и да го спречи нормалното извршување на одредени активности, а понекогаш може да биде опасно за физиолошката и психолошката состојба на луѓето. Проблемот со ограничување на штетната бучава со поставување на звучна заштита кај објектите представува актуелна тема. Во Бугарија техничките барања за заштита од бучава, кои инвестициските проекти треба да ги исполнуваат, се утврдени со прописи. Во овој труд се презентирани и анализирани начините за подобрување на својствата на звучната изолација кај "топол" кров. Разгледани се различни бугарски и странски примери, вклучувајќи ги и акустичните системи кои ги обезбедуваат производителите. Истакнати се и факторите кои влијаат на својствата на звучната изолација кај покривите.

Клучни зборови: звучна изолација, акустична изолација, топол кров

[1] Chief Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering & Architecture (VSU) "Luben Karavelov", Sofia, Bulgaria, yuliya_ilieva@vsu.bg

1. INTRODUCTION

Noise is sound that can be irritating, can cause discomfort and prevent the normal performance of certain activities, and can sometimes be dangerous for the physiological and psychological state of people. The problem of limiting the harmful noise by sound-proofing of buildings is notably topical today. The reason for this is the increase of noise in cities as a result of intense traffic and increased demands of standards after their harmonization with the European ones. In Bulgaria the technical requirements for protection against noise that investment projects have to meet are defined with a regulation. It concerns the design and implementation of new buildings, reconstruction and refurbishment of existing buildings. Noise protection includes the following aspects: airborne noise which source is outside the building; airborne noise which source is in another enclosed space; impact noise; noise of technical equipment; reverberant noise. The minimum requirements for airborne sound insulation (R´w) in dB of building structures and elements are set. For residential and public buildings for residential rooms, respectively workplaces, depending on the level of external noise, it is necessary to ensure minimum air noise insulation (R´w) in the range from 30 to 50 dB . We usually use value of R´w ≥35 dB. There are requirements for impact noise only for floor structures. The rain and hail on a roof with metal covering create impact noise that is not mentioned in our laws and regulations.

In the present paper the ways of improving sound insulation properties of the single "warm" roof have been presented and analyzed. The Bulgarian and foreign experience has been studied, including the acoustic systems that the manufacturers provide. The factors that determine the sound insulation properties of roofs have been outlined.

2. ACOUSTIC SYSTEMS

Axter company (System brochures 2015) offers acoustic systems for roofs with metal covering. The system, represented in Fig. 1, is characterized by a sound proofing value from 45 to 48 dB Rw. It does not provide sound absorption.

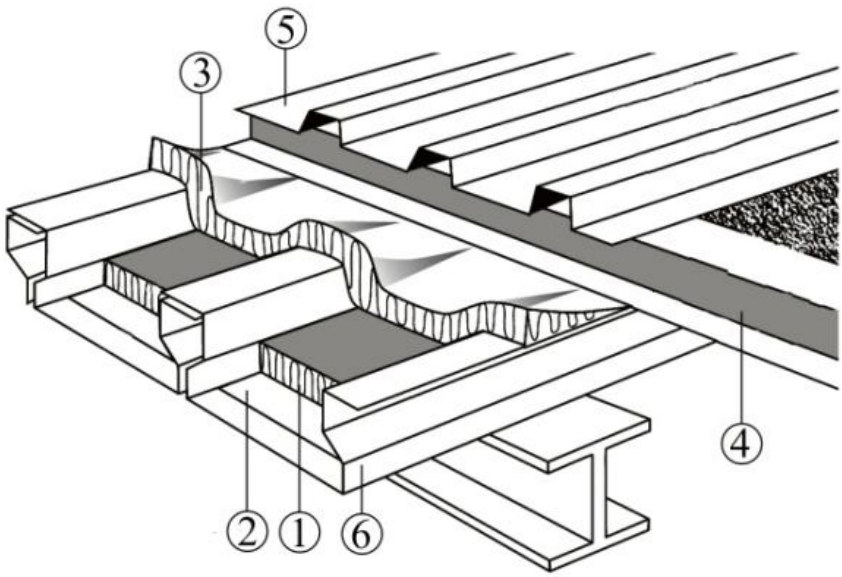


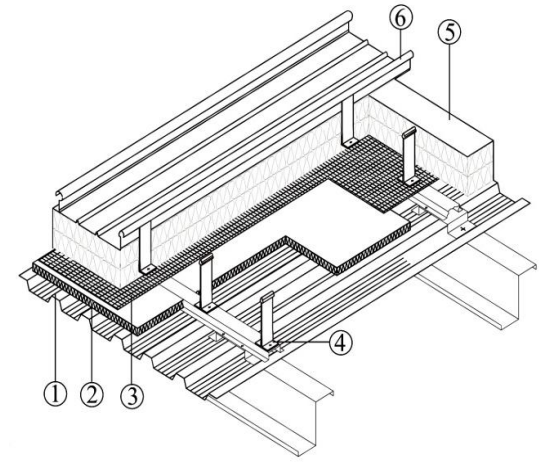
Figure 1. Axter's acoustic system for roofs with metal covering: 1 - acoustic blocks of glass wool; 2 - a loosely laid metal sheet; 3 - mineral wool; 4 - galvanised metal Z spacer; 5 - coated galvanised metal or aluminium profiled sheets; 6 - plain galvanised lining tray.

The acoustic systems of Kalzip company (System brochures 2015) are presented in Fig. 2. Depending on the materials and structural solutions, noise reduction is between 33 dB and 52 dB.

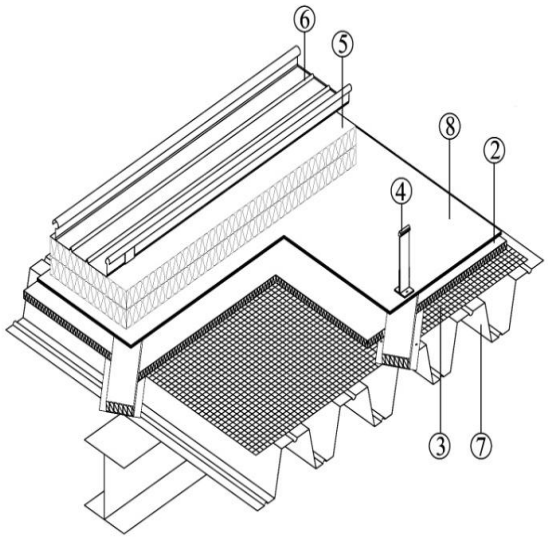
Rockwool company (System brochures 2015) offers different acoustic systems for roofs (Fig. 3). Excellent results in terms of achieving a high level of sound absorption for perforated metal deck construction can be achieved by filling the entire cross section of the trapezoidal forms with acoustic infill (Fig. 3a). Such systems have weighted sound absorption coefficient W = 0.6 (LM). Rockwool's acoustic membrane is a flexible polymer material with a high density. Its standard thickness is 2.5 mm and 5 mm.

The product, when combined with insulation products, offers both high performance and economic acoustic solutions for flat roofing and built-up metal roofing systems (e.g. standing seam). For built-up metal roofing system applications (e.g. standing seam), the acoustic membrane should be applied between the metal outer sheet and insulation (Fig. 3c). It offers additional mass whilst also providing inherent acoustic damping properties. The impact noise from rain can significantly be reduced.

For enhanced performance, the membrane should also be positioned between the insulation layers as shown in Fig. 3b and Fig. 3c. Weighted Sound Reduction Index of the acoustic systems values of up to 50 dB. The green roof, represented in Fig. 3f, is characterized by a sound proofing value of 35 dB Rw (41 dB with acoustic membrane 10 kg).



a)



b)

Figure 2. Kalzip's acoustic systems for roofs with metal covering: 1 - perforated liner sheet steel/aluminium; 2 - acoustic slab insulation; 3 - vapour control layer; 4 - clip with thermal barrier; 5 - thermal insulation; 6 - external metal sheet; 7 - structural steel decking; 8 - acoustic board.

The acoustic system for pitched roofs with shingles or mixed tiling of Texsa company (System brochures 2015) is presented in Fig. 4. The noise reduction is 51 dB. The system also includes a high-density, polymer-based, synthetic soundproofing membrane.

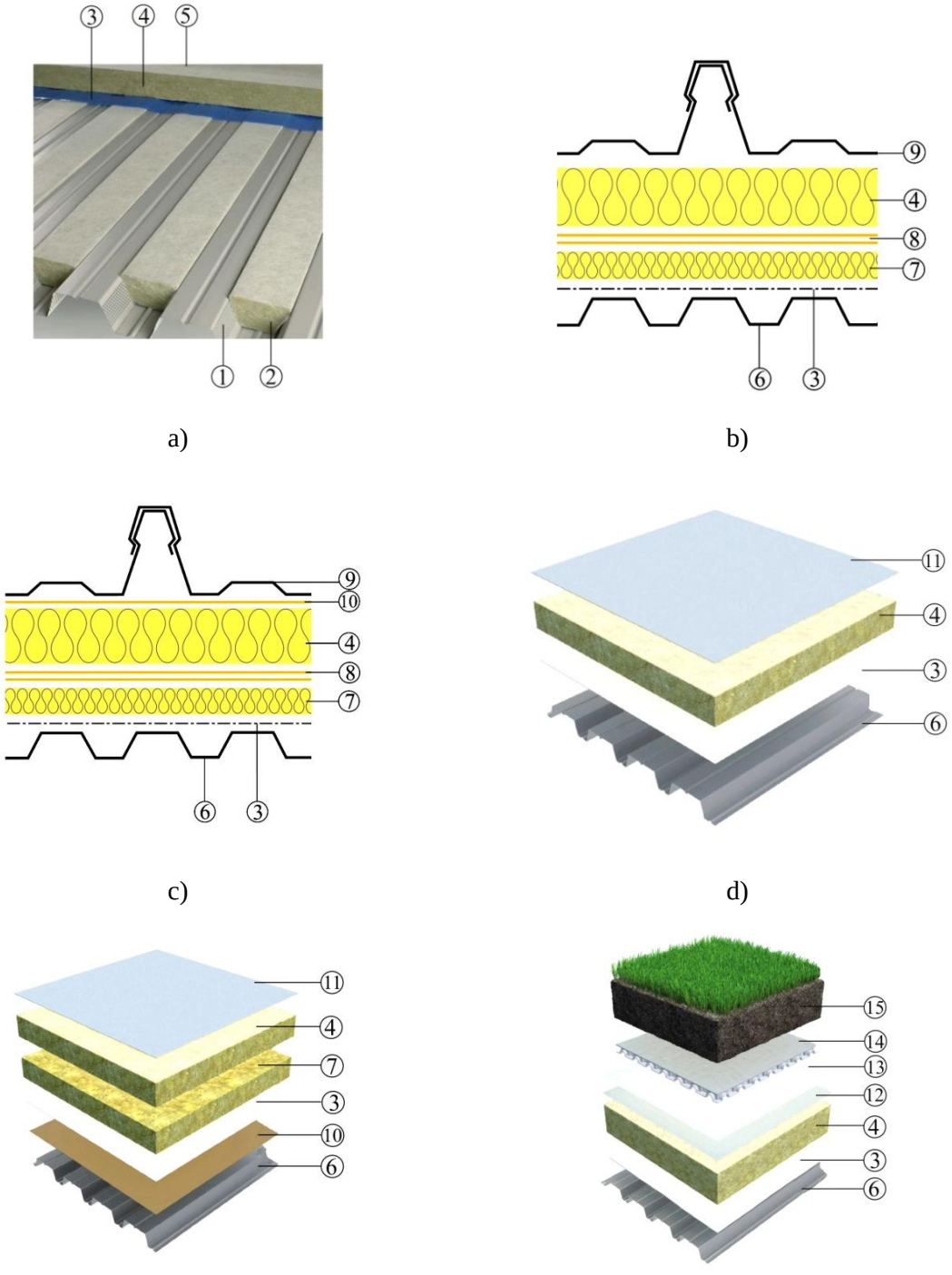


Figure 3. Rockwool's acoustic systems for roofs: 1 - perforated steel deck; 2 - acoustic infill; 3 - polythene vapour control layer; 4 - thermal insulation; 5 - mechanically fastened single ply membrane system; 6 - metal deck; 7 - acoustic slab insulation; 8 - acoustic membrane (1 or 2 layers depending on acoustic requirements); 9 - aluminium outer sheet; 10 - acoustic membrane (1 layer); 11 - single ply/EPDM membrane; 12 - specialist green roof single ply membrane; 13 - loose filter protection fleece; 14 - green roof drainage system; 15 - turf/sedum.

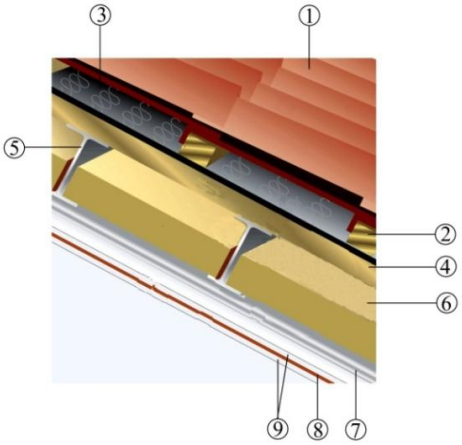


Figure 4. Texsa's acoustic system for pitched roofs with shingles or mixed tiling: 1 - mixed tiling/shingles; 2 – timber battens; 3 - plywood; 4 – longitudinal board; 5 - metal beam; 6 – fibreglass thermal insulation; 7 – substructure; 8 - synthetic soundproofing membrane; 9 - double-layer gypsum plasterboard 13 mm thick.

3. DISCUSSION

All examined above acoustic systems meet regulatory requirements. Their weighted sound reduction index is from 33 to 52 dB Rw.

The ability of a building element to reduce noise is dependent on the following factors: type of construction; materials and insulation. It is important to consider the acoustic behavior of the whole bulding, including the connections between its parts.

The sound insulation can be improved by using an infill material with higher density. Heavyweight structures with high mass transmit less sound energy than lightweight structures. The high density of heavyweight materials restricts the size of the sound vibrations inside the material. Mineral wool with volume weight around 50-70 kg/m^3 offers the best solutions for acoustic insulation. Soundproofing ability of lightweight construction grews more slowly with the increase of their weight - about 4 dB, while heavy structures - more quickly with 6-7 dB at doubling (Davies 2001). Hence, in light constructions the selection of suitable building materials is of particular importance. In order to improve airborne sound insulation we can vary the number and the densities of the insulation layers as well as adding additional mass into the construction. Generally, thicker insulation will contribute to improved sound reduction. The thermal insulation must not be pressed in order to avoid the creation of a sound bridge between the outer and inner layers of the structure. Ideally the less the mechanical linkage or bridging between the individual layers of the construction, and between the cladding and the support structure, the higher the acoustic insulation.

Materials with high stiffness can exhibit loss of insulation at certain frequencies where there are resonances and coincidence effects. These effects upset the predictions of the mass law. Flexible (non-stiff) materials, combined with a high mass, are best for high sound insulation. Unfortunately flexibility is not usually a desirable structural property in a roof.

Acoustic membranes are high performance, sound deadening, flexible polymer mass layers which can be used to further enhance acoustic roof systems. They improve both airborne and impact noise reduction.

Airborne sound insulation can be improved significantly by using multilayer enclosing structures. It grows in direct proportion with the increase in the number of layers.

When you need to provide better airborne sound insulation between two environments, increasing only the mass of the single-layer barrier is often impossible. Better isolation can be achieved if the roof structure is made by two separate parts. The optimal distance between them is 10 - 12 cm. The

minimum width of cavity which is acoustically beneficial is 50 mm. Wider cavities will improve low frequency performance. Increasing the size of a cavity also allows thicker acoustic insulation to be installed, achieving an increased level of sound insulation.

Fasterners worse soundproofing ability of building structures and elements, but are essential for their structural integrity. Using a point fixing acoustically is a better option compared to the linear method of attachment. Sound insulation of the joints along their entire depth and length should not be less than that of the surrounding structures.

Cladding span also has an effect on sound isolation. In general the greater the span the less the mechanical linkage, and the better the acoustic performance.

Regarding metal roofing, the factors that influence to reduce the noise impact on roof systems are: profile shape or symmetry (symmetrical or asymmetrical); profile depth; profile pitch; profile gauge; degree of stiffening. Metal sheets with less profile depth, greater profile pitch, greater gauge and asymmetric profiles exhibit better insulating capacity of airborne noise. In medium and high frequency range unstiffened profiles demonstrate greater insulating capacity in comparison to stiffened, but when the frequency of noise coincides with critical frequencies, pronounced declines in behavior can be observed (MCRMA 1994).

Skylights are one of the most critical components of a building roof in that it is difficult to design them to have high sound transmission loss. Perhaps the most important parameters for determining the sound transmission loss of windows are the thickness of the glass, the spacing between multiple panes of glass, edge conditions and mounting effects, window seals and others. Thicker glass panes have a greater mass per unit area and according to the law of mass follows that sound transmission will be less. The soundproofing ability of glazing can be improved by combining glass panes with different thickness. Thus the coincidence of the critical frequencies of the two glass surfaces are avoided. The use of laminated glass is also a way to improve the acoustic properties of windows. Soundproofing ability of windows increases only when the distance between the panes is over 50-60 mm.

Sound waves pass in two ways through roof structures - directly through holes (vents, gutters), through the areas of the joints between the elements or by conducting vibrations through the roof structure. The low-frequency sound is most efficiently transmitted through light enclosing structures, while the sound waves with high frequencies - through air cavities. Areas of reduced insulation or small gaps in the construction of a roof have a far greater effect on overall insulation than is usually appreciated. Gaps around all penetrations in sound-rated structures should be treated and sealed to maintain acoustic ratings. By lining the ducts with sound absorbing material or by inserting dissipative mufflers in the duct system, considerably increased sound attenuation can be achieved.

Perforation of inner metal sheet and use of fiber insulation above it is a way to increase sound absorption. To achieve this effect in a wide frequency range the ratio between the area of the holes and the whole area of the surrounding surface should be minimum 30 %. If the ratio is less then the absorption in the higher frequencies is greatly reduced (MCRMA 1994). On the other hand perforation of the inner lining reduces noise insulating capacity of the construction.

Sandwich panels act acoustically as something intermediate between a single-skin and a double-skin wall. The sound reduction index curve of a sandwich panel follows that of a single-skin wall (follows the mass law) up to the so-called dilational frequency, then we observed a large drop in their sound insulation properties (Davies 2001). Metal roof panels have much less sound insulating capacity in comparison with multilayer site assembled systems.

Nowadays green roofs are increasingly used for implementation in horizontal or inclined roofs. They not only meet the high aesthetic requirements, but also provide high acoustic performance. It includes the outdoor noise absorption and the insulation of indoor environments from outside noise. The sound insulation of green roof systems is dependent on the quality of the green coverage, the amount of roof mass, water content and the presence of granular media and felt layers. The acoustic behavior of an extensive green roof (a very thin soil layer about 100 mm) was laboratory studied (Connelly and Hodgson 2008). Results show that the presence of a vegetated rooftop guarantees an increase in sound insulation from 5 to 13 dB within the range of low and medium frequencies between 50 Hz and 2000

Hz, and from 2 to 8 dB in the range of higher frequencies. A good overall efficiency is observed near the maximum layer thickness of extensive green roofs, which is between 15 and 20 cm (Renterghem and Botteldooren 2008). Since the substrate thickness of an intensive green roof usually exceeds 20 cm, its behaviour does not change when further increasing layer thickness. Below 250 Hz and above 1.6 kHz, the effect of the substrate moisture content on the attenuation is very limited. The limited effect at low frequencies is not surprising because the absorption coefficient of such substrates is limited, even under dry conditions. Between 315 Hz and 1250 Hz, the median of the sound attenuation decreases significantly with increasing volumetric water content class. However, like any porous material or outdoor soil, the acoustic performance of the green roof's substrate could suffer from the presence of water (Renterghem and Botteldooren 2014). The deep rooted plant species contributed to an increase in transmission loss relative to the shallow-rooted ones (Connelly and Hodgson 2013).

4. CONCLUSIONS

Sound insulation is a function of the materials used for the individual layers of the roof system, air cavities, construction details and air permeability of the structure. Connections with other elements of the building also have a great impact.

In order to improve airborne sound insulation, measures can be taken in the direction of applying a larger number of layers, insulation materials of greater thicknesses and density, an additional steel sheet and insulating membranes. All this leads to an increase in the mass of the structure. Better insulation against airborne noise can also be obtained by using systems with larger insulation-filled cavities, materials with low stiffness and by dividing the shell from the bearing structure.

At resonant frequencies, even small periodic driving forces have the ability to make the structures vibrate. For the assessment of noise insulation properties of roofs it is very important to monitor the frequency at which there is a decrease in their insulating ability and the level of this reduction.

As the acoustic insulation of the basic cladding is improved the effect of the other building components becomes more significant and must be considered. Skylights are often acoustically weak and can significantly reduce the insulation of a roof.

It is difficult to predict with certainty the effect of changing one parameter in a complex roof construction, and it is still essential to carry out laboratory tests to determine the performance accurately.

Soundproofing and acoustic insulation must be designed taking into account thermal insulation and condensation problems.

REFERENCES

[1] Connelly, M., Hodgson, M. (2008). “Sound transmission loss of green roof, greening rooftops for sustainable communities” Conference, Awards&Trade Show, Baltimore

[2] Connelly, M., and Hodgson, M. (2013). “Experimental investigation of the sound transmission of vegetated roofs.” Applied Acoustics, 74, 1136–1143

[3] Davies, J. M. (2001). Lightweight sandwich construction, Wiley-Blackwell

[4] MCRMA (1994). Acoustic design guide for metal roof and wall cladding systems (Technical paper No. 8)

[5] “System brochures and Technical datasheets”. (2015). <http://www.axter.co.uk/home.html> (June 10, 2015)

[6] “System brochures and Technical datasheets”. (2015). <http://www.kalzip.com/kalzip/> (June 10, 2015)

[7] “System brochures and Technical datasheets”. (2015). <http://www.rockwool.com/> (June 10, 2015)

[8] “System brochures and Technical datasheets”. (2015). <http://www.texsa.com/en/> (June 10, 2015)

[9] Van Renterghem, T., and Botteldooren, D. (2008). “Numerical evaluation of sound propagating over green roofs.” J. of Sound and Vibration, 317, 781–799

[10] Van Renterghem, T., and Botteldooren, D. (2014). “Influence of rainfall on the noise shielding by a green roof.” Building and Environment, 82, 1–8

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 5

Milica JOVANOSKA[1],Todorka SAMARDZIOSKA[2], Cvetanka CHIFLIGANEC[3]

SOUND INSULATION OF PARTITION WALLS IN PRACTICE

SUMMARY

The intensity in the building construction, populous urban areas, traffic congestion and the numerous noise sources, impose the need of adequate materialization of buildings, that will ensure an ideally insulated living space.Serious approaches to the sound insulation problem in the design process, as well as an adequate implementation of the selected solution, directly affect the quality of urban living. In order to analyze the behavior of the partition walls in practice, which separate apartment units, different field measurements were carried out according to the standard EN ISO 140-4. The field measurements reflect the actual situation, taking into consideration all of the imperfections in the building process and the flanking transmission of the sound.

Keywords: noise, sound, sound insulation, sound reduction index, partition wall

Милица ЈОВАНОСКА[1], ТодоркаСАМАРЏИОСКА[2], Цветанка ЧИФЛИГАНЕЦ[3]

ЗВУЧНА ИЗОЛАЦИЈА НА ПРЕГРАДНИТЕ ЅИДОВИ ВО ПРАКТИКАТА

РЕЗИМЕ

Интензитетот на градење, густо населените подрачја, сообраќајниот метеж и сé поброjните извори на бучава, наметнуваат потребаод соодветна материјализација на објектите. Со сериозен пристап конпроблемот на звучна изолација уште во процесот на проектирањеипрецизна имплементација на избраното решение директно се влијае врзквалитетот на урбаното живеење. За да се анализира однесувањето на преградните ѕидови за раздвојување на станбени единици во практиката, извршени се повеќе теренски мерењасогласно стандардот EN ISO 140-4. Мерењата ја рефлектираат фактичката ситуација, земајќи ги предвид сите имперфекции во изведбата, ослабувањето на пресеците и дополнителното пренесување на звукот.

Клучни зборови: бучава, звук, звучна изолација,звучна изолациона моќ, преграден ѕид

[1] MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, samardzioska@gf.ukim.edu.mk
3 Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

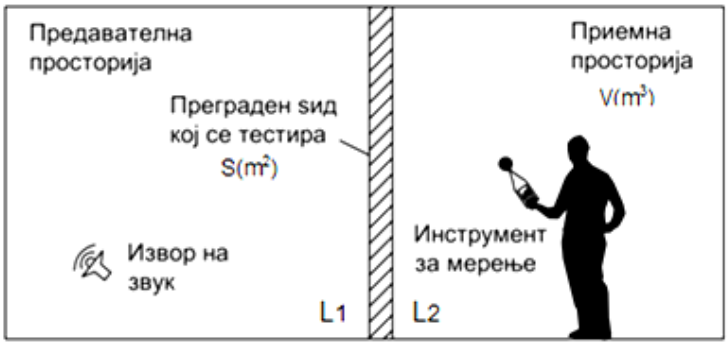
Зада може современиот човек да ги извршува своите секојдневни активности, без притоа да почувствува нарушување на комфорот поради непосакуваните звуци од сè побучната околина, потребно е да се подигне квалитетот на процесот на проектирање и изведба на преградните ѕидови. За верификација на изолационата моќ на преградните ѕидови, се применуваат следниве методи: лабораториско испитување, теренско испитување и софтверска пресметка. Во процесот на проектирање може да се примени или комбинира било која метода, додека процесот на изведба се контролира исклучиво со теренските мерења. Теренските мерења го отсликуваат реалното однесување на изведената преграда, земајќи ги предвид сите имперфекции од изведбата, ослабувања одотвори, врати, прозорци, инсталации и дополнителното пренесување на звук преку соседните контактни површини.

1.1. Постапка на теренско мерење

Мерењата на звучната изолациона моќ се спроведени според стандардот МКС EN ISO 140-4:2010. Генериран е pink noise-рандом звук со иста енергија по октава, а мерењето е извршено со звукомер Cirrus 171 B. Пресметката ево октавен спектар, според стандардот МКС EN 12354-1:2010:

$$R = L_1 - L_2 + 10\log\frac{ST}{0{,}161V} \quad (1)$$

Вреднувањето на изолационата моќ на ѕидот е извршено со примена на стандардна крива според стандардот МКС EN ISO 717-1:2013.



Слика 1. Пресек на преградниот ѕид и приказ на опремата за мерење

Звучна изолација од воздушен звук помеѓу соби	R'_w	≥52 dB
Звучна изолација од ударен звук	$L'_{n,w}$	≥60 dB

Табела 1. Барања во MKS.U.J6.201 во однос на звучна изолација, [3].

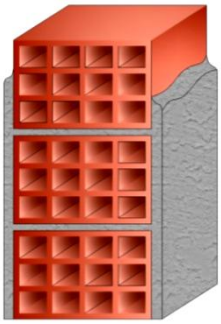
1.2. Правна регулатива за звучна изолација

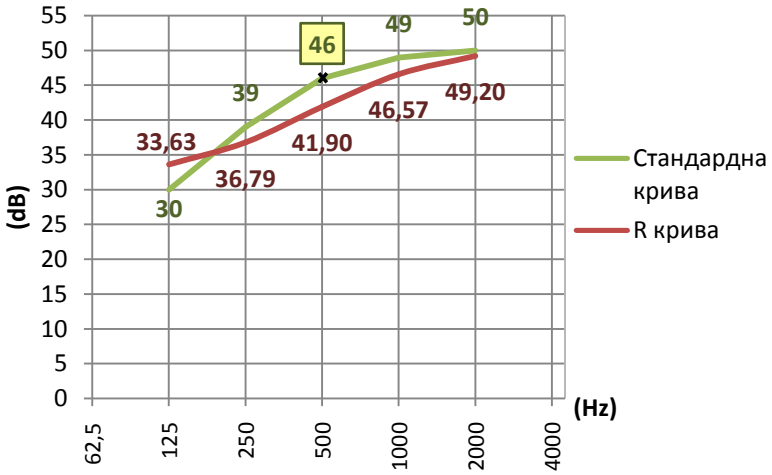
Мерењата и испитувањата на звучната изолација во живеалиштата во Македонија не се задолжителни. Национална подзаконска легислатива во однос на звучната изолација постои во форма на Технички услови за проектирање и градење на згради – Акустика во градежништвото, познат како Правилник бр: 07-93/168. Правилникот вклучува минимални барања за само два типа на изолација, Табела 1. Ова беше содржано во MKS U.J6.201 (еквивалентен на Југословенскиот стандард JUS.U.J6.201), усвоен во 1982 и изменет и дополнет во 1989, [8]. Претходно спомнатиот MKS стандард беше повлечен во 2012 година.

2. ТИПИЧНИ ПРЕГРАДНИ ЅИДОВИ МЕЃУ СТАНБЕНИ ЕДИНИЦИ

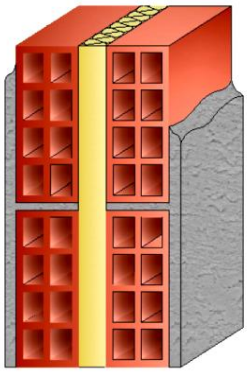
Во современата македонска практика најзастапени видови преградни ѕидови се: еднослоен ѕид од шуплив керамички блоксо дебелина од 25cm, малтерисан од двете страни(КБ-25), и сендвич ѕид од шуплив керамички блок 12cm со слој од минерална волна во средина, малтерисан од двете страни (КБ-2x12). Причината за ваквиот традиционален пристап на изведување на преградите во Македонија се должи на евтиното производство и работна рака. Имено, глината е достапна и евтина суровина, експлоатација е површинска, едноставна, нема потреба од

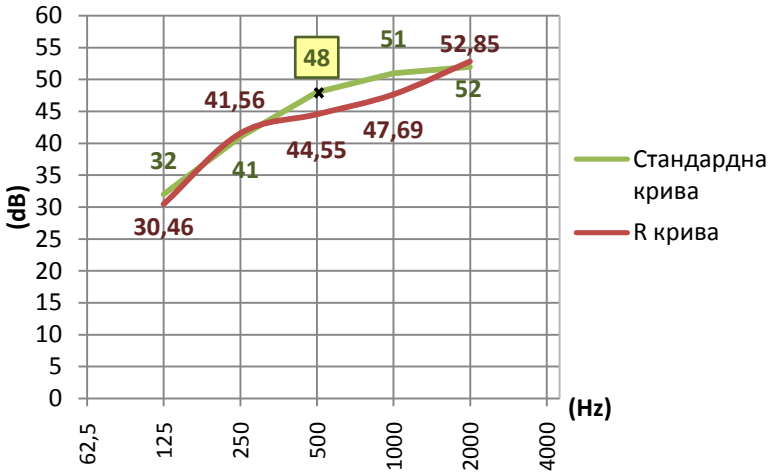
претходна обработка и скапи адитиви, производството е автоматизирано, со минимални трошоци и конечно изведувањето на овој вид на прегради не бара висококвалификувана работна рака. Има добра топлинската изолација благодарение на заробениот воздух во шуплините, но за жал не може да обезбеди задоволително ниво на звучна изолација. Во практиката се регистрирани највисоки 46 dB за КБ-25 и највисоки 48 dB за КБ-2x12, сл. 2 и сл.3.





Слика 2. Изолациона моќ на преграден ѕид КБ-25





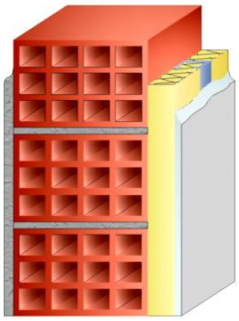
Слика 3. Изолациона моќ на преграден ѕид КБ-2x12

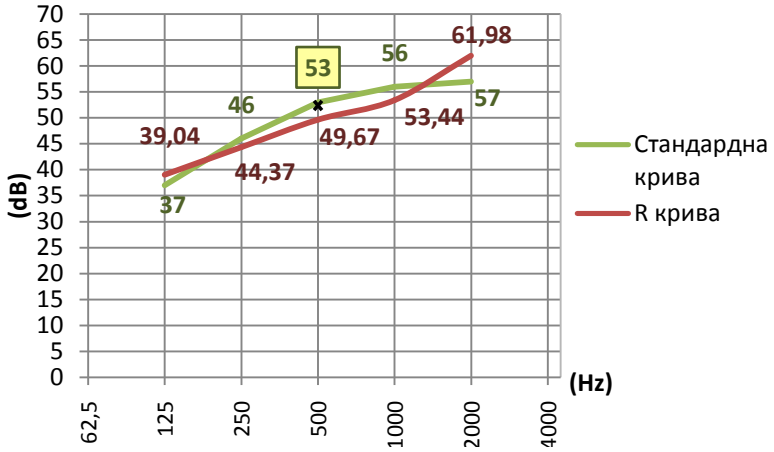
За да може овој тип преградни ѕидови задоволително да се однесуваат од аспект на звучната изолација, потребно е зголемување на површинската маса.Во минатото тоа се постигнувало со исполнување на шуплините со песок, на тој начин кривата на изолациона моќ паралелно би се поместила нагоре.Но, модерното проектирање не треба да се движи во таа насока, односно мора да се изнајдат поелегантни решенија, бидејќи поголема маса значи и акумулација на поголеми сеизмички-инерцијални сили на конструкцијата.

3. ПОДОБРЕНИ РЕШЕНИЈА НА ПРЕГРАДНИ ЅИДОВИ МЕЃУ СТАНБЕНИ ЕДИНИЦИ

Бидејќи е воочено дека досегашните типични преградни ѕидови не можат да ги задоволат критериумите за звучна изолација во современото живеење, започнат е процес на модифицирање на истите со цел да се пресретнат европските критериуми за звучна изолација.

Класичниот КБ-25 е „зајакнат” со гипскартонска плоча на метална потконструкција широка 5cm,а меѓупросторот е исполнет со минерална волна (КБГ-25).

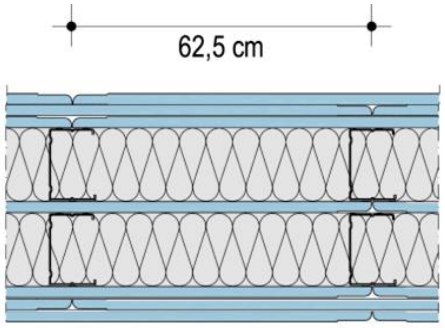


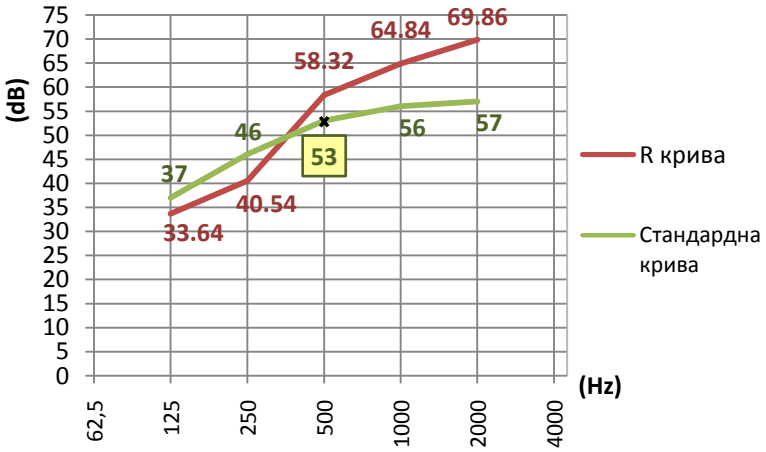


Слика 4. Изолациона моќ на преграден ѕид КБГ-25

Вака изведениот ѕид достигнува звучна изолациона моќ од 53 dB.Очигледен е главниот недостаток на вака изведениот преграден ѕид - дебелината, вкупно 34 cm, која драстично ја намалува корисната површина во еден објект, но сепак, може да биде можно решение за подобрување на веќе изведен ѕид КБ-25.

Многу поелегантно решение се постигнува ако се примени лесен повеќеслоен ѕид од гипсени плочи и минерална волна во меѓупросторот, сл.5. Изведениот ѕид е со вкупна дебелина од 18.75 cm, има двојна челична потконструкција која двострано се обложува со по 3 гипсени плочи и исполна од минерална волна во празниот простор меѓу профилите. Во средината, се поставува дополнителна гипсена плоча (W115).



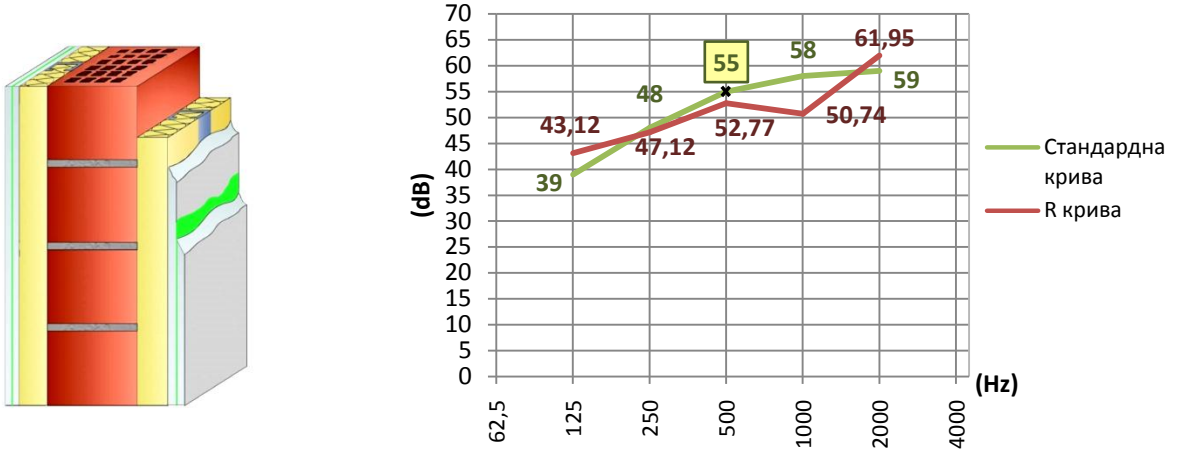


Слика 5. Изолациона моќ на преграден ѕид W115

Се забележува дека ѕидот W115 со дебелина 18.75 cm постигнува иста звучна изолација од 53 dB како ѕидот КБГ-25, кој има дебелина од дури 34 cm. Оваа споредба секако му дава предност на лесниот повеќеслоен ѕид.

Споредувајќи ги дијаграмите од сл.2, сл.3 па и сл.4 може да се констатира дека тешките ѕидови од керамички блоковигенерално ја следат стандардната крива, односно постигнуваат задоволителна изолација за ниските фреквенции, а потфрлуваат на средно-високите фреквенции. Кај лесните конструкции, пак, ефектот е обратен; тие одлично ги изолираат средните до високи фреквенции, додека за ниските фреквенции покажуваат послаби резултати. Со правилно проектирање (површинска маса на слоевите, растојание на слоевите) може да се намали овој ефект и да се добие одлична звучна изолација на лесните повеќеслојни ѕидови. Овие ѕидови се исто така осетливи на начинот на изведување. Потребни се квалификувани

работници, бидејќи и најмал недостаток може драстично да ја намали звучната изолација кај овој вид преградни ѕидови.

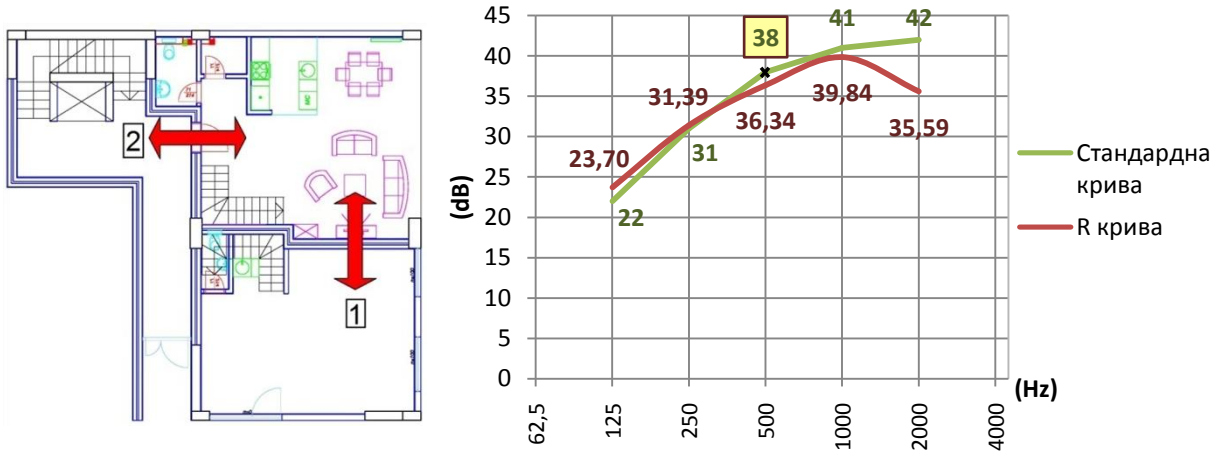


Слика 6. Изолациона моќ на преграден ѕид ГБГ*

На сл. 6 е претставен ѕид изведен од гитер тула 12 cm, обложен од двете страни со двојни гипсани плочи поставени на метална потконструкција со ширина 5 cm, амеѓупросторот е исполнет со минерална волна (ГБГ*). Плочите се залепени со т.н. *зелено лепило* коешто претставува новина на пазарот. Имено станува збор за полимерна формула којашто служи да го зголеми придушувањето на конструкцијата, односно за да ја претвори механичката енергија од звучните бранови во топлинска. Измерената изолациона моќ на ѕидот ГБГ* изнесува 55 dB. Ваквиот ѕид теоретски може да постигне и повисока звучна изолација, доколку би се нанесувало ова лепило на лице место, за да постои можност да се редат плочите напоредно, со што би се избегнале звучни мостови низ споевите. Секоја нова технологија треба внимателно да се применува, односно, учесниците во изведбата задолжително треба да посетуваат обуки за да може правилно да ги вградуваат проектираните преградни ѕидови. Сите споеви треба убаво да се изолираат, и споевите на различните слоеви не треба да се изведуваат во иста рамнина.

4. ПРЕГРАДНИ ЅИДОВИ СО ВРАТИ

Преграден седнвич ѕид КБ-2x12 со вградена врата, раздвојува станбена единица од ходник, позиција 2, сл.7. За да се процени ефектот што го има вратата врз севкупната изолациона моќ на преградата потребно е да се определи изолационата моќ на ѕидот преку мерење на позиција без вградена врата, пр. позиција 1. Добиен е резултат од 45 dB. Потоа е извршено мерење на изолационата моќ на позиција 2. Резултатот е прикажан графички на сл.7, се забележува намалување на севкупната изолациона моќ за 7 dB.



Слика 7. Изолациона моќ на преграден ѕид КБ-2x12 со врата

Врз основа на добиените резултати, може да се изврши проценка на изолационата моќ на надворешната врата којашто е вградена во преградниот ѕид.

Бидејќи изолационата моќ на ѕидот изнесува 45 dB,неговиот коефициент на пренесување $\tau_{ѕид}$ е:

$$45 = 10log_{10}(1/\tau_{ѕид})$$

$$\tau_{ѕид} = 3.16 \cdot 10^{-5}$$

Севкупната изолациона моќ на преградатаизнесува 38 dB, оттукакоефициентот на пренесување на преградата,$\tau_{вкупно}$ е:

$$38 = 10\log_{10}\left(1/\tau_{вкупно}\right)$$

$$\tau_{вкупно} = 1.58 \cdot 10^{-4}$$

Вкупната пропустливост за композитна преграда се пресметува со релацијата:

$$\tau_{вкупно} = \frac{\sum \tau_i S_i}{S} = \frac{\tau_1 S_1 + \tau_2 S_2 + \cdots + \tau_n S_n}{S}$$

Со изедначување се добива коефициентот на пренесување на вратата:

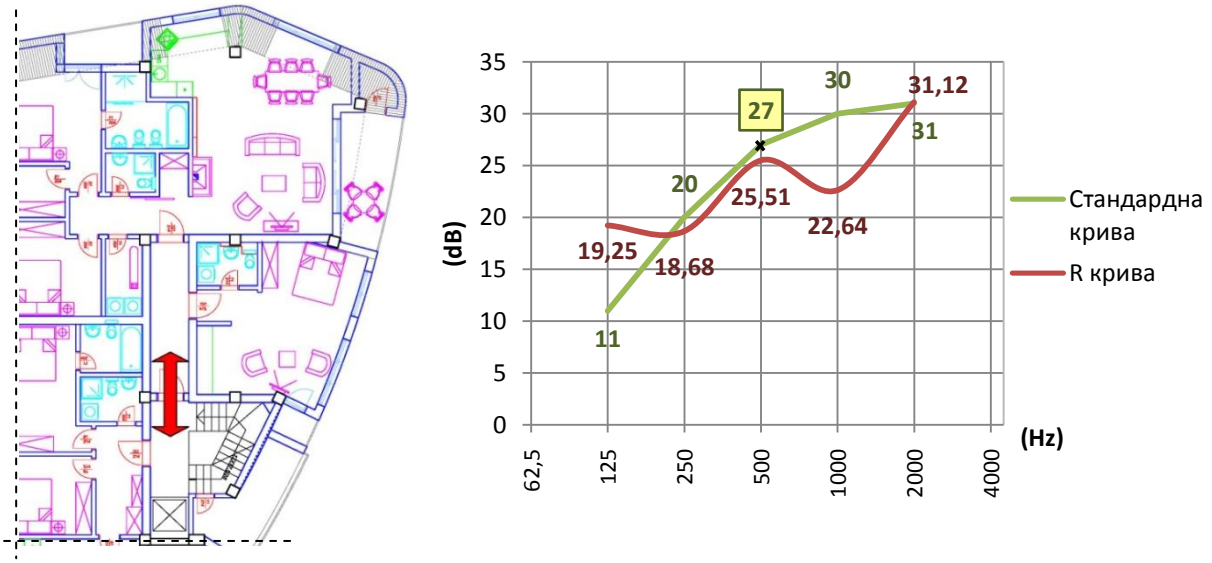
$$\tau_{вкупно} = \frac{3.16 \cdot 10^{-5} \cdot 9.63 + \tau_{door} \cdot 2.16}{11.79} = 1.58 \cdot 10^{-4}$$

$$\tau_{врата} = 7.24 \cdot 10^{-4}$$

Конечно, изолационата моќ на вратата изнесува:

$$R = 10\log_{10}(1/\tau) \approx 31 \text{ dB}$$

Според истата пресметка доколку изолационата моќ на вратата би била 20 dB, вкупната изолациона моќ на целата преграда би изнесувала 27 dB.Ова покажува дека доколку изолационата моќ на двете компоненти кои ја сочинуваат преградата имаат поголема разлика во изолационата моќ, секогаш доминантна ќебиде послабата алка во синџирот, секогаш изолационата моќ ќе биде поблиска до изолационата моќ на најслабата компонента.Па оттука може да се заклучи дека апсолутно е непотребно ѕидот да се проектира со изолациона моќ поголема од 10dB од изолационата моќ на вратата/прозорецот, бидејќи севкупниот ефект ќе биде незначителен во споредба со вложените средства. Подобра опција би билаако се зголеми изолационата моќ на послабата компонента.



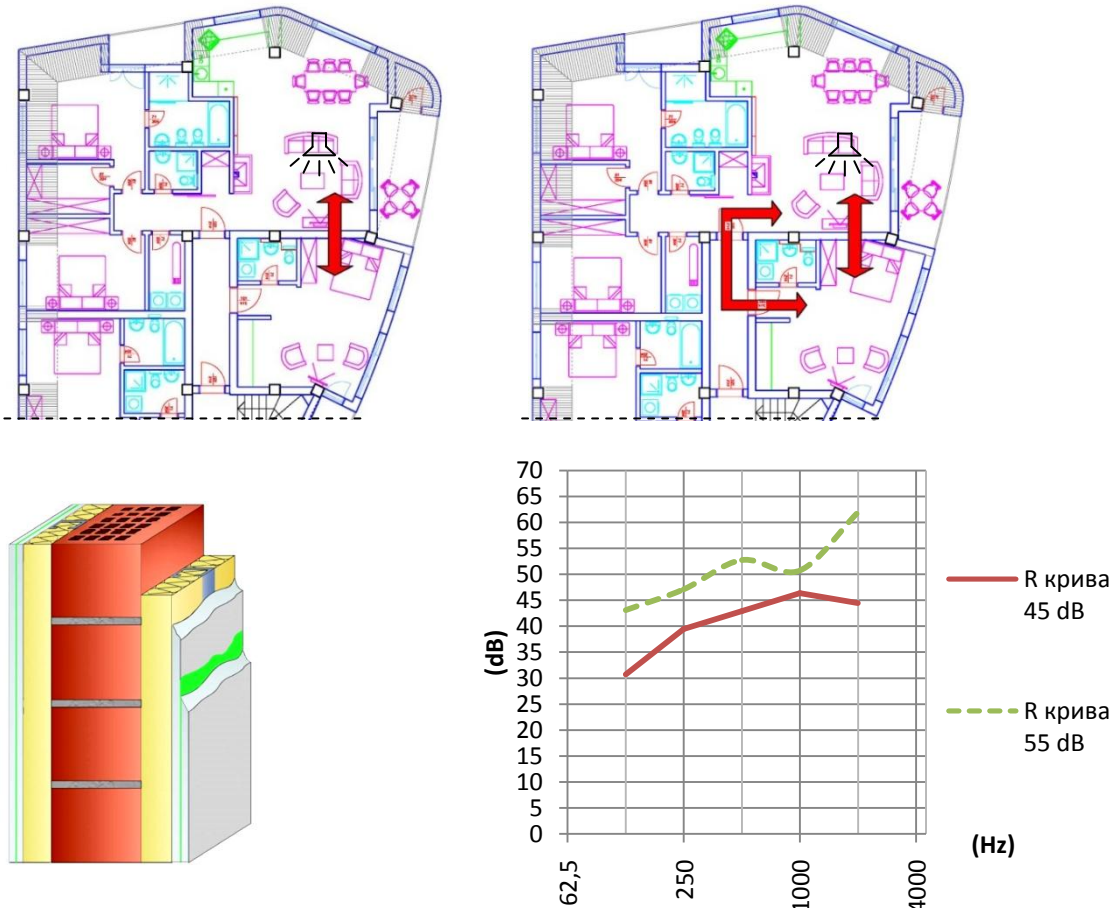
Слика 8. Изолациона моќ на преграден ѕид КБ-25 со врата

Друг пример на ѕид со врата е прикажан на сл.8. Станува збор за ѕид изведен од шуплив керамички блок со ширина од 25 cm,кој ја раздвојува станбената единица од ходникот, аво него е вградена врата. Бидејќи во случајов, звукот поминува само низ врата, доминантна е површината на вратата, измерената изолациона моќ од 27dB е всушност изолационата моќ на вратата.

Треба да се подвлече дека вратите и прозорците драстично ја намалуваат изолационата моќ на преградата, покрај правилен избор на врати и прозорци, потребно е целосно затворање на сите процепи на контактот на врата/прозорец со преградата.

5. ПЛАНИРАЊЕ НА ПРОСТОРОТ, ДОПОЛНИТЕЛНО ПРЕНЕСУВАЊЕ НА ЗВУК

Планирањето на просторот е доста важен елемент во обезбедување на соодветно ниво на звучна изолација. Така на пример, и покрај тоа што вратата од сл.8 има послаба изолациона моќ (27dB) од изолационата моќ на вратата од сл.7 (31 dB), поради постоењето на претсобје во вториот случај, корисниците немаат никаков проблем со бучавата од коридорот, за разлика од првиот случај, каде корисниците имаат проблем со повисокото ниво на бучава кое со создава во дневниот простор. Затоа доколку е изоставено претсобјето во плановите на станбената единица се препорачува примена на врата која обезбедува висока изолациона моќ.



Слика 9. Дополнително пренесување на звук

Од резултатите прикажани на сл. 9 може да се воочи влијанието на дополнителното пренесување на звук преку системот на слабоизолирани врати.Прегрaдниот ѕид е изведен како ГБГ*, кој според претходно изнесеното постигнува звучна изолација од 55 dB. Во овој случај измерените податоци покажуваат изолациона моќ од само 45dB. Причината е јасна и во процесот на мерење беше регистрирана од самиот звукомер: станува збор за дополнително пренесување на звук преку двете врати кои се еднослојни и слабо изолирани. Во овој конкретен

случај е непотребно изведување на ѕидот како толку скапа варијанта, бидејќи посакуваниот ефект не може да се постигне. Ваквото решение на преграден ѕид може да дојде до израз само во случај ако барем едната врата се замени со повеќеслојна и добро изолирана конструкција.

6. ЗАКЛУЧОК

Комфорот има централна улога вомодерниот животен стандард. Од аспект на звучна изолација, тој може да се постигне само со правилно проектирање, планирање и изведба. Конструкцијата треба да има континуитет, сите отвори, процепи, машински, електро и хидро инсталации треба да бидат соодветно третирани: еластично потпирање, еластично раздвојување, заптивање и сл. Секое невнимание при изведбата може да ја редуцира звучната изолација до 10dB и повеќе, што е многу драматично, земјаќи ја предвид логаритамската природа на децибелите. Наједноставно е кон проблемот на звучната изолација сериозно да се пристапи уште во процесот на проектирање, бидејќи подобрувањето на веќе изведените конструкции не е секогаш возможно за логичен финансиски буџет. Во тие случаи,in situмерењатасе задолжителни бидејќи е неопходно да се оцени фактичката ситуација на самата преграда и евентуалните пропусти во изведбата или проектирањето.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Hopkins, C. 2007. Sound insulation. Oxford: Elsevier Ltd

[2] Tor, E. 2008. Building acoustics. New York: Taylor and Francis

[3] Самарџиоска, Т., М. Јованоска. 2013. „Акустично однесување на преградни ѕидови во објектите" Зборник на трудови на Градежниот факултет 28-36

[4] Јованоска, М. 2013. „Методологија за класификација на објектите според звучна изолираност" Магистерска работа. Скопје: Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Градежен факултет

[5] МКС EN 12354-1:2010: Градежна акустика – Процена на акустичните својства на објекти од својствата на елементите – Дел 1: Воздушна звучна изолација помеѓу простории (идентичен со EN 12354-1:2000)

[6] МКС EN ISO 140-4:2010: Акустика - Мерење на звучна изолација на згради и градежни елементи - Дел 4: Теренски мерења на воздушна звучна изолација помеѓу простории

[7] МКС EN ISO 717-1:2013: Акустика - Вреднување на звучната изолација во објекти и градежни елементи - Дел 1: Воздушна звучна изолација

[8] МКС У.Ј6.201/1989: Акустика во градежништвото. Технички услови за проектирање и изградба на згради

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 6

Konstantin KAZAKOV[1], Ana YANAKIEVA[2], Anita HANDRULEVA[3],
Iliana STOYNOVA[4], Vladimir MATUSKI[5]

COMPARATIVE ANALYSIS OF PHASED ENERGETIC RENOVATION OF AN OFFICE BUILDING, SITUATED IN SOFIA

SUMMARY

In this paper a comparative analysis of phased energetic renovation of an office building, situated in the city of Sofia and designed according to the standards for Energy efficiency, forced at the time was made. Different economic indicators are used. For comparison base modern legislation and prices of materials for remediation are adopted. The most suitable approach for a such case is shown. Optimal pricing strategy is formulated.

Keywords: energetic renovation, energy efficiency

Константин КАЗАКОВ[1], Ана ЈАНАКИЕВА[2], Анита ХАНДРУЛЕВА[3],
Илиана СТОЈНОВА[4], Владимир МАТУСКИ[5]

КОМПРАРАТИВНА АНАЛИЗА НА ЕНЕРГЕТСКО РЕНОВИРАЊЕ НА ДЕЛОВЕН ОБЈЕКТ ВО СОФИЈА

РЕЗИМЕ

Во овој труд направена е компаративна анализа на енергетско реновирање во фази на деловен објект во Софија проектиран во согласност со стандардите за енергетска ефикасност. Во трудот се користени различни економски индикатори. Како основа за споредба усвоена е модерната легислатива и цените на материјалите за санација. Прикажан е најсоодветниот пристап за еден ваков случај, а формулирана е и оптимална финансиска стратегија.

Клучни зборови: енергетско реновирање, енергетска ефикасност

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, USEA(VSU) "Lyuben Karavelov", kazakov@vsu.bg
[2] Assoc. Prof. PhD, Institute of Mechanichs, Bulgarian Academy of Science, Sofia, Republic of Bulgaria, aniyanakieva@imbm.bas.bg
[3] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, USEA(VSU) "Lyuben Karavelov", anita_handruleva@abv.bg
[4] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, USEA(VSU) "Lyuben Karavelov", stoynova@vsu.bg
[5] Assist Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, USEA(VSU) "Lyuben Karavelov", vladimirmatuski@abv.bg

1. INTRODUCTION

According to EU directives required rate of renovation of buildings is increased, as the existing building stock is the sector with the greatest potential for energy savings. The conclusions of the European Council of 2007 stressed the need to increase energy efficiency in the Union to achieve by 2020, 20% of primary energy consumption in the Union compared to projections. Moreover, buildings are crucial to achieving the Union's target to reduce greenhouse gas emissions by 80-95% by 2050 compared to 1990. The implementation of cost-effective energy solutions and the development of measures to improve energy efficiency the buildings are justified by the benefits and savings associated with their implementation. [1] In developing measures to improve energy efficiency should take into account the benefits and savings associated with efficiencies that are achieved through the widespread application of cost-effective technological innovations.

2. DESCRIPTION OF THE BUSINESS BUILDING

Concerned business building was built in 1996 and is situated in Sofia. It was designed and constructed according existing then regulations and requirements for the technical efficiency. Then current requirements for the technical efficiency are quite low in comparison with the requirements placed on energy efficiency at present. The building has four floors and a basement and attic. Filled Reinforced concrete roof slab and 10 cm insulation. EPS under the roof covering. Its built area is 221 square meters and the total area of 1603 square meters slack. The construction is reinforced concrete, skeletal beam, brick external walls are 25 cm thick.

Figure 1. Facades east - northeast and west before implementation of rehabilitation

3. ENERGY RENOVATION

The building was renovated in stages, according to current regulations. Renovation of the building was completed in early December 2010. Filled external insulation of 8 cm. EPS (expanded polystirol) in two stages and mineral plaster. In implementing the first stage is filled insulation just southwest facade and internal insulation of reinforced concrete diaphragm earthquake of eastern facade. In the second stage is completed thermal insulation of facades and other bays. Replaced all sills and removed existing leaks. External brick walls insulation was executed according to the detail shown in Figure 2. Replacement is compromised insulation on the balconies on the top floor. In the attic is filled insulation 5 cm. EPS by hand Flatten the ceilings of the rooms and the walls and ceilings laid insulating latex.

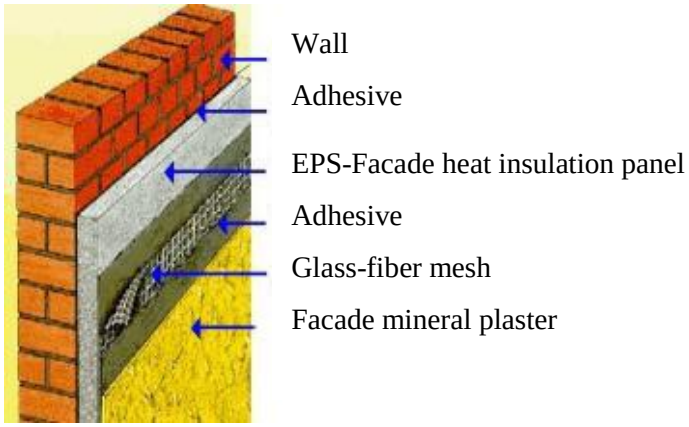


Figure 2. Detail the performance of insulation in walls

Figure 3. Facades east - northeast and west after a refurbishment

4. COMPARATIVE ANALYSIS OF TECHNICAL-ECONOMIC INDICATORS

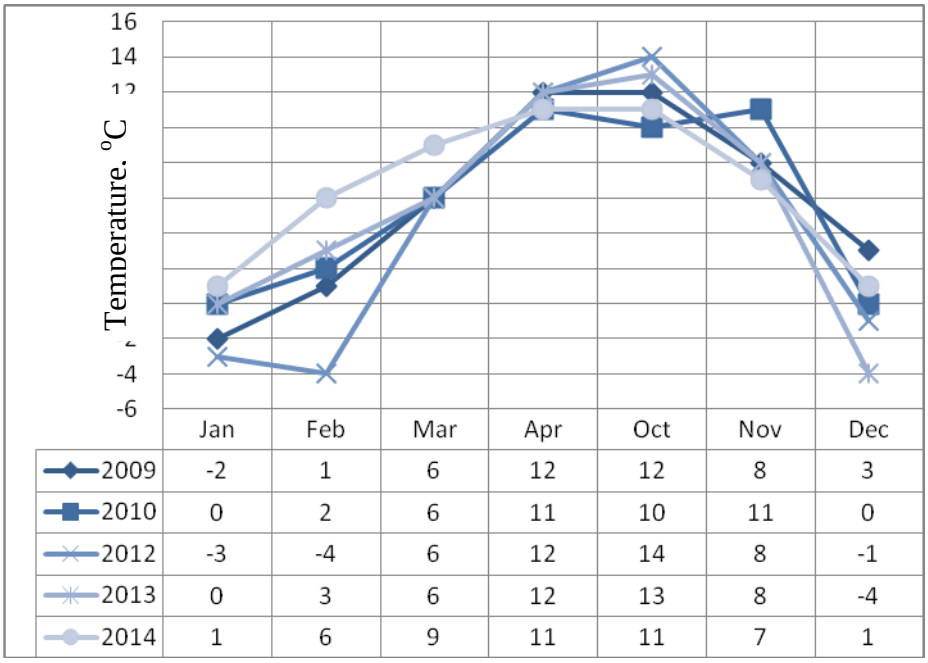
Table 1 shows the technical and economic indicators of the present building.

Built area	221 sq.m.
Built-up area	1603 sq.m.
Area of the walls filled with insulation – I stage	110 sq.m.
Area of the walls filled with insulation – II stage	503 sq.m.
Value of construction works for carrying out energy efficiency measures	11 020 Euro

Table.1 Technical and economic indicators of the present building.

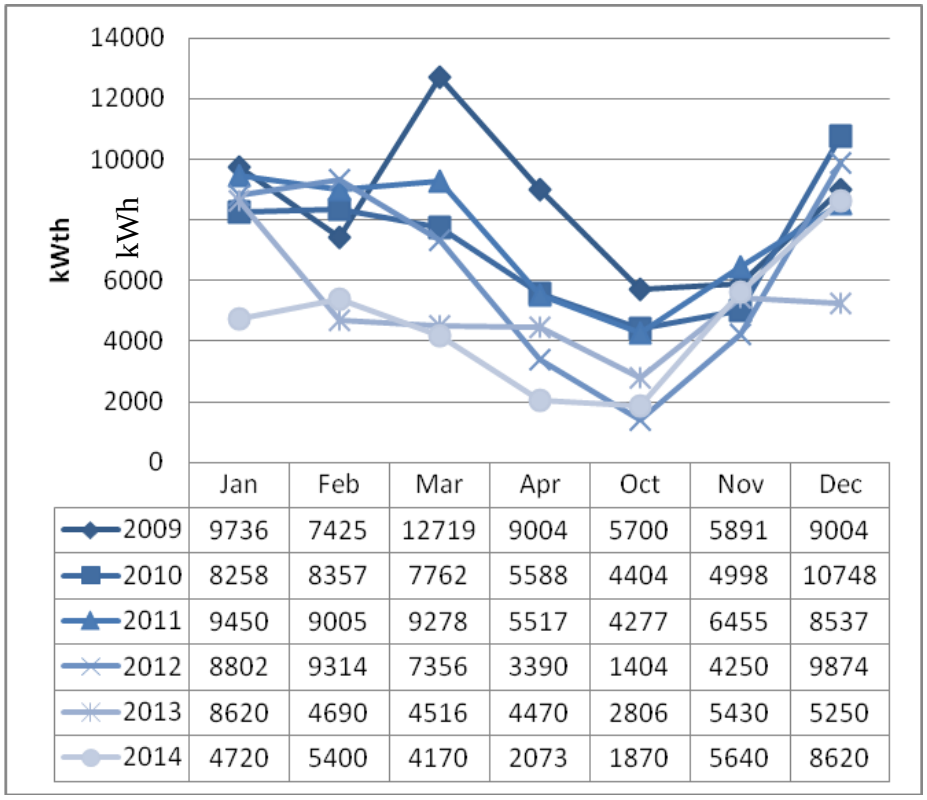
Fig. 4 and 5 show graphs of average monthly temperatures (Figure 4) during the heating season of 2009-2014, and electricity consumption (Figure 5) for the same period.

Typical of these graphics are sharp jumps consumption in 2009-2010 and significantly smooth increase or decrease in electricity consumption in the period after 2010 ie after the refurbishment.



	Jan	Feb	Mar	Apr	Oct	Nov	Dec
2009	-2	1	6	12	12	8	3
2010	0	2	6	11	10	11	0
2012	-3	-4	6	12	14	8	-1
2013	0	3	6	12	13	8	-4
2014	1	6	9	11	11	7	1

Figure 4. Average monthly temperatures during the heating season, 2009-2014.



	Jan	Feb	Mar	Apr	Oct	Nov	Dec
2009	9736	7425	12719	9004	5700	5891	9004
2010	8258	8357	7762	5588	4404	4998	10748
2011	9450	9005	9278	5517	4277	6455	8537
2012	8802	9314	7356	3390	1404	4250	9874
2013	8620	4690	4516	4470	2806	5430	5250
2014	4720	5400	4170	2073	1870	5640	8620

Figure 5. Consumption of electricity generated for heating, 2009-2014.

Fig. 6 and 7 respectively show graphs of average temperature and average fuel elekroenergiya for the heating season 2009-2014.

There are approximately the same average temperatures for the heating season of 2009, 2010 and 2013 gradually reduce the cost of electricity generated for heating the building, such a reduction is 16% for 2010 compared to 2009 and by 40% in 2013 compared to 2009.

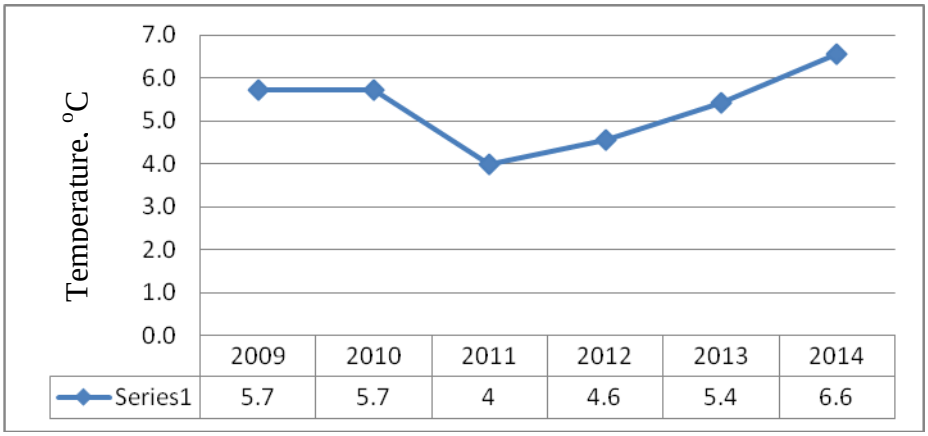


Figure 6. Average temperatures for heating season.

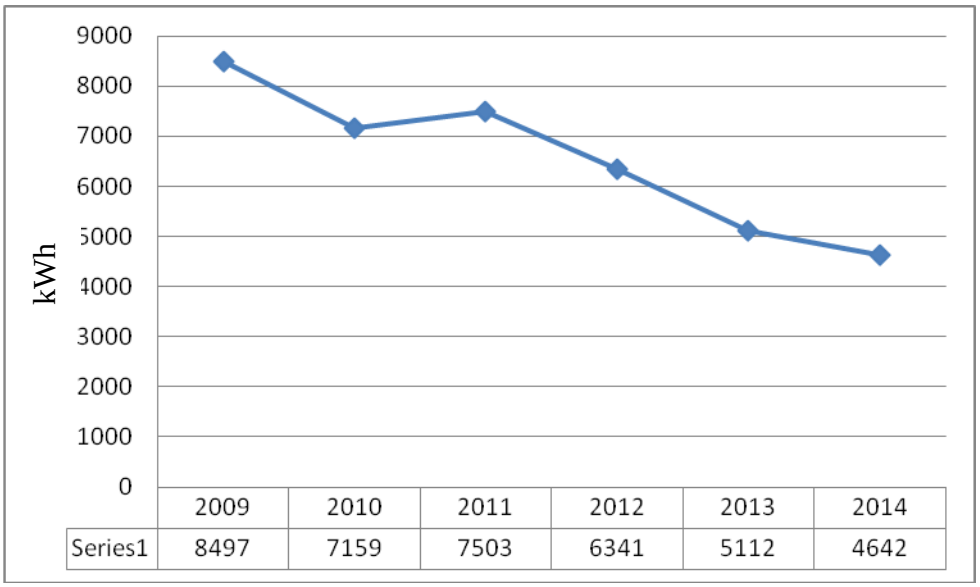


Figure 7. Average cost of electricity for heating season.

Year	2009	2010		2011		2012		2013, 2014
	Jan.-Dec.	Jan.-June	July-Dec.	Jan.-June	July-Dec.	Jan.-June	July-Dec.	Jan.-Dec.
Price, €/kWh	0.112	0.112	0.118	0.123	0.128	0.128	0.148	0.153

Table 2. Movement of electricity prices during the period 2009-2014.

5. BASIC REMARCS

The conclusions are made based on observations of an office building with about 24 units. tenants for seven years: two years ago and renovating five years thereafter. The building has no central heating and each tenant decides how to be heated in the autumn and winter months. In this case do not always choose the most efficient heater. So comparing electricity consumption with the average temperature in the months and years. The graph shows that after the renovation costs decrease with each subsequent year. There's a few reasons:

a. The summer temperature of the outer walls of the building is retained longer.

b. Only tempering premises becomes faster and less power consumed. Energy because the walls are already playing the role of the battery heat.

c. A comfortable working temperature in the rooms.

d. Life of electricity. Heaters shall be extended for a smooth load schedule of work without spikes.

e. Savings in power. Energy can help to purchase more expensive, but more efficient heaters with a longer service life and lower power consumption.

f. If we ignore the price increase of current expenditure for rehabilitation in our case can be compensated for 12 years. But we should be noted that from 2009 to 2015 the price of electricity has changed from 0.112 € / kWh to 0.153 €/kWh or 36%.On the other hand this discipline people and they begin to use more efficient heating and displayed as graphs consumed el. Energy decreases while keeping the other components: tempering, comfortable temperature.

6. CONCLUSION

Taking into account the reduced energy consumption of electrical charges as a result of the use of energy efficient solutions, such as the remediation costs incurred will be recouped over a period of 10-12 years. The temperature in the premises of 21 - 23^{o}C is achieved and maintained with significantly less heat loss. Energy efficient solutions enable optimum use of space heaters, as well as more flexible temperature control in workplaces both work and overtime. Beyond these financial indicators can point to progress and greater comfort in the workplace, as well as more rational operation of heating appliances, thus increasing and their lifetime.

ACKNOWLEDGEMENT

The study has been financially supported by the USEA(VSU) “Lyuben Karavelov” , Projects 02/2013 and 02/2014.

REFERENCES

[1] Directive 2012/27 / EU of the European Union on energy efficiency

[2] Energy Efficiency Act, Prom. SG. 35 of 05.15.2015, effective from 05.15.2015.

[3] Michael Donn et al., Solution Sets for Net Zero Energy Buildings, Ernst&Sohn, 2015, ISBN 978-3 433-03072-1

[4] Andreas Athienitis, William O’Brien, Modeling, Design, and Optimization of Net-Zero Energy Buildings, Ernst&Sohn, 2014, ISBN 978-3-433-03083-7

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 7

Goran MARKOVSKI[1]

UNSUSTAINABLE SUSTAINABILITY

SUMMARY

Sustainable engineering asks for high personal and social awareness and responsibility, certain level of civilization, material and spiritual wealth, well organized society. Macedonian engineering is at a period when the most of these preconditions are not fulfilled. The private capital in this significant area has found us unprepared. The profit became the only measurable category for quality. The impression is that in certain segments of civil engineering, the sustainability, although at that time a nonexistent term, has been much more taken into consideration compared to nowadays, when we are witnessing massive space rape, ordered urban planning, numerous improvisations, dangerous adventurism, deficit of knowledge.

Keywords: awareness, responsibility, profit, knowledge

Горан МАРКОВСКИ[1]

НЕОДРЖЛИВА ОДРЖЛИВОСТ

РЕЗИМЕ

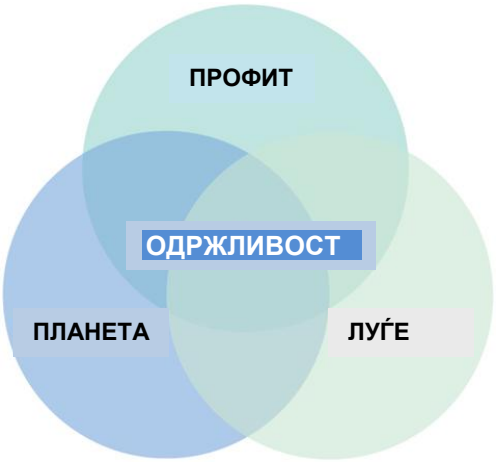
Одржливото градителство бара висока лична и општествена свест и одговорност, одредено цивилизациско ниво, материјално и духовно богатство, средено општество. Македонското градителство се наоѓа во период кога поголем дел од овие предуслови не се исполнети. Навлегувањето на приватниот капитал во оваа значајна област нé дочека неподготвени. Профитот стана единствената мерлива категорија за квалитет. Впечаток е дека во одредени сегменти од градежништвото, одржливоста, иако во тој период како термин непозната, била многу повеќе запазена од денес, кога сме сведоци на масовно силување на просторот, нарачани урбанистички планови, бројни импровизации, опасен авантуризам, дефицит на знаење.

Клучни зборови: свест, одговорност, профит, знење

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

На почеток, потсетување дека одржливиот развој треба да ги задоволи потребите на сегашноста без, при тоа да ги загрозува можностите на идните генерации за задоволување на нивните потреби Сл.1. Навистина убаво смислено. Хуманистички пристап, иако, признавам, по малку потсетува на основната премиса на, моментално, ан блок анатемисаниот комунизам, систем во кој би требало секому да му следува според потребите. Но, за жал, или можеби не, комунизмот се (само)прогласи за утопија, а ние, потполно неподготвени, набилдани со разно-разни фрустрации, навлеговме во суровиот свет на капитализмот. Систем кој, како и да се претставува, почива на идејата за што поголемо заграбување за себе. Грабливост која не познава граници. Која не само што не води грижа за идните генерации, туку нема одговорност ни за сегашноста. Бескрупулозно уривање на сите етички норми единствено заради остварување на што е можно поголема лична корист. Изигрување стандарди, правила, закони, со единствен клучен збор – профит.



Слика 1. Одржлив развој како пресек на повеќе множества

Слична дефиниција важи и за одржливите инженерски објекти. Тие се дефинираат како градби кои се замислени, проектирани, изградени, со кои се управува и кои се одржуваат (и евентуално отстрануваат) на таков начин што овие активности изискуваат што е можно помалку природни, материјални и енергетски ресурси на околните заедници. Современ пристап кој изискува високо развиена свест, општествена одговорност, почитување стандарди, материјално, и што е уште побитно, духовно богатство. Дали македонското градителство и воопшто македонското општество е созреано за ваков пристап ?!

2. ЕЛЕМЕНТИ НА НЕОДРЖЛИВОСТ

Неодржливата одржливост е, за жал, присутна во сите сегменти на нашето градителство. Почнувајќи од нехуманиот урбанизам по нарачка, силувањето на просторот, уништувањето на природата, насилничкото градење, квази термика, лажни материјали, неразработени детали, фузија на стари и нови објекти, шпекулативни квалитети..... Испреплетеност на големи материјални интереси, политика, корупција, медиокритетство, инженерски клиентивизам

2.1. Законска де-регулатива

Првиот закон за градење во независна Македонија беше донесен дури 15-тина години по нејзиното осамостојување. Имајќи ги предвид промените на општествениот систем, трансформацијата на сопственоста и др., премногу доцна. Практично, може да се каже дека, воспоставената (најчесто погрешна) практика ги диктираше законските решенија, а не обратно. Потоа настапи период на премногу чести измени и дополни, кои не ретко беа насочени кон разрешување на пооделни актуелни проблеми или состојби. Толку чести што стана невозможно да се следат и соодветно применуваат во пракса.

2.2. Нестандардна стандардизација

Стандардизацијата е основа за квалитет. Колку се стандардите поквалитетни, поосмислени и подолговечни, толку гаранцијата за квалитетот на градежните производи е поголема. Откако старите YU стандрди по автоматизам ги трансформиравме во македонски, настапи период на усогласување со Европските. Тешка и одговорна задача, особено за мала држава со скромен човечки потенцијал, кој дополнително се редуцира по разни основи.

Се наоѓаме во период кога не можеме со сигурност да потврдиме во која фаза од стандардизацијата моментално се наоѓа македонското градителство. Кои стандарди, а кои правилници се во важност. На кои технички нормативи треба да се повикуваме. Што е актуелно, а што застарено. Случајот со Еврокодовите, со сиот процес на нивното усвојување, може да послужи како архетипска стандардизирана македонска приказна.

2.3. Промена на географија

Неконтролираното конценсионерско уништување на цели ридови во близина на населените места и покрај главните патни правци, сето пропратено со неснослив прав и бучава, резултира со трајно пореметување на еко рамнотежата. Моќта на интересот на приватниот капитал се покажа поголема од јакоста на природниот камен Сл. 2.

Слика 2. Неповратно уништување на природната рамнотежа

Во исто време, од разни причини и интереси, природната средина се силува и се узурпира. Никнуваат градби на критични локации, а оние места со висок ризик не се обезбедуваат навреме со што стануваат потенцијална опасност за безбедноста на луѓето Сл. 3.

Слика 3. Градење на несигурни локации и последици од необезбедени критични места

2.4. Урбанизам по нарачка

Урбанизмот, како зачетник и своевиден регулатор на процесот на градење од мултидисциплинарна, сериозна и крајно одговорна професија се претвори, речиси без исклучок, во моќно средство за исполнување желби, интереси, фрустрации. Влијае во духот на: „Повисоко, поголемо, посилно – уништување на просторот“. Се редат објекти без ред. Се тискаат еден до друг, се поклопуваат еден врз друг Сл. 4. Единствен критериум за квалитет

станува степенот на задоволување на интересите на нарачателите. Просторот се дехуманизира. Се уништува. Засекогаш.

Слика 4. Дехуманизиран урбанизам

2.5. Квази проекти, формални ревизии, невидливи надзори

Ниски цени, нелојална конкуренција, куси рокови, неразработени детали.... Изработката на проектната документација, ревизијата и надзорот добија формален карактер. Форма без содржина. Недостаток на знаење, на одговорност, темелност, сериозност. Секој може сé. Бескрајни листи со виртуелни учесници. За да се добие овластување. Документ кој и онака нема никакво квалитативно значење Сл. 5.

Слика 5. Дефицит на знаење, суфицит на јавашлук

2.6. Неуки изведувачи

Не ретко, со стекнати лиценци врз база на виртуелни инженерски овластувања. Вработени инженери без работна обврска. По системот пола/пола. А, градбата оставена во рацете на учени-недоучени мајстори. Импровизации, контрапродуктивно штедење, храброст од незнаење.

Слика 6. Градење темелено на фактор - среќа

2.7. Енергетска полу-ефикасност

Во последно време терминот енергетска ефикасност започна се повеќе да се применува и во нашето градежништво. Сé појавија мноштво „врвни експерти“. Се нудат материјали, анализираат решенија, се плетат приказни, пренесуваат „искуства“...За да на крај сé заврши со поимите термопан и стиропор (5-ка или 10-ка). Без разлика што и колку тие вистински да значат. Никој не прашува ниту размислува за опасноста од ширење пожар, за трајност на својствата, за правилна монтажа, за ..... Битно е да се задоволи формата. А потоа.... Сл. 7.

Слика 7. Енергетска полу-ефикасност (предна и задна фасада на ист објект)

2.8. Детали

Велат дека убавината, а јас би додал и квалитетот, е во деталите. Добро решениот детал има големо влијание не само на естетската компонента на објектот, туку и на неговата трајност, употребливост, носивост. На неговата одржливост. За да биде добар, деталот треба да биде квалитетно решен. А, за тоа треба знење, посветеност, сериозност, време за разработка Сл. 8.

Слика 8. Анти-детал

3. ЗАКЛУЧОК

Одржливоста во градењето е во директна корелација со нивото на општествената свест, моралните вредносни норми, степенот на знаење и сл. Беспоштедната трка по профит, особено во де-регулирани средини, е обратно пропорционална на степенот на одрживост. Република Македонија сеуште се наоѓа во период на болна транзиција, низ која исчезнаа многу макотрпно градени придобивки во областа на градежништвото. Бројни се секторите кои се карактеризираат со елементи на неодржлива градба.

Потребно е целосно ресетирање на овој значаен стопански сектор. Почнувајќи од прочистена законска регулатива, квалитетна стандардизација, ригорозна контрола на квалитетот, промена на свеста, па се до прецизно позиционирање на скалилото на знаење. Само така ќе се создадат услови вистински, а не само декларативно, да се насочиме кон одржливоста и останатите трајни вредности.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Сопствено искуство

[2] Фотографии – Сопствена архива создадена во соработка со соработниците

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

SC - 8

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Divna PENCIC[1], Aleksandar RADEVSKI[2]

SUSTAINABLE URBAN DEVELPOMENT: EXPLORING THE ARISING PROBLEM OF LIGHT POLLUTION

SUMMARY

Sustainable urban development in itself covers a wide variety of topics and problems substantially connected to the need to achieve such development in cities. One of the problems that are less known is certainly the so called "light pollution" or excessive or invasive artificial lighting. Although actualisation of the problem with light pollution started some fifty years ago in the world, in our country this problem is hardly recognised by the professional and scientific community. Therefore, there is a need for raising this issue in order to detect problems in our urban areas, and to find solutions and conditions against its harmful impact.

Keywords: light pollution, sustainable urban development

Дивна ПЕНЧИЌ[1], Александар РАДЕВСКИ[2]

ОДРЖЛИВ УРБАН РАЗВОЈ: ИСТРАЖУВАЊЕ НА РАСТЕЧКИОТ ПРОБЛЕМ НА СВЕТЛОСНО ЗАГАДУВАЊЕ

РЕЗИМЕ

Одржливиот урбан развој во себе опфаќа огромен број на теми и проблеми врзани со потребата да се постигне таков развој во градовите. Еден од проблемите којшто е помалку познат е секако тн. „светлосно загадување“ или прекумерно или наметливо вештачко осветлување. Актуелизирањето на проблемот со светлосното загадување иако е започнато некаде пред педесеттина години во светот, кај нас овој проблем скоро и да не е препознаен од страна на стручната и научната заедница. Оттука е и потребата да се отвори прашањето и да се детектираат проблемите во нашите градски средини, како и да се изнајдат решенија и услови за намалување на неговото штетно влијание.

Клучни зборови: светлосно загадување, одржлив урбан развој

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, pencic.divna@arh.ukim.edu.mk
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, radevski@arh.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Во рефератот ќе биде поставена проблематиката на светлосното загадување од областа на одржливиот урбан развој и неговото актуелизирање како проблем во градовите во Република Македонија. Проблемот кој навидум се чини незначаен, всушност има поширок последици кои негативно влијаат на човекот, животната средина и останатиот жив свет. Светлосното загадување има последици какви што се: непотребно трошење на енергија, нарушување на здравјето на луѓето, создавање конфликтни ситуации во општењето меѓу луѓето, менување и нарушување на природните проецеси и екосистемот во целина.

Рефератот има намена да го прикаже проблемот на прекумерно и неконтролирано расфрлање на светлина, како еден од проблемите на современото време, на кое поради несвесност, незнаење и неинформираност му посветувамне многу малку внимание. Иако во светот веќе педесеттина години активно се зборува и работи на оваа проблематика, во Р. Македонија дури и да не се спомнува ниту стручно и научно да се третира.

2. СВЕТЛОСНОТО ЗАГАДУВАЊЕ: НУСПРОИЗВОД НА СОВРЕМЕНОТО ЖИВЕЕЊЕ

Светлосното загадување е појава која е актуелизирана во светот релатино во поново време и мобилизацијата околу прашањето на „светлосното загадување“ започнува некаде во 70тите години од минатиот век, како реакција на астрономите и љубителите на набљудување ѕвезди, на сè помалку видливите ѕвезди и неможноста да се истражува (Sperling, 1991). Денеска фокусот е поместен на здравјето на луѓето кои секојдневно и постојано се изложени на поедини влијанија на светлината (Chepesiuk, 2009). Откриено е дека агресивната светлина во градовите влијае и на луѓето и на целокупниот жив свет и предизвикува трајни последици и нарушувања на здравјето. Вишокот светлина, како и несоодветното осветлување предизвикуваат и незгоди и проблеми од различен карактер.

Слика 1. Сoзвездието Орион: лево-видливост на темно небо, десно- видливос над урбана средина на Утах, САД. Извор: https://alexautindotcom.files.wordpress.com

Светлосното загадување како појава е позната уште и како фотозагадување, што значи прекумерно или наметливо вештачко осветлување. (IDA) [4] Нејзиното дефинирање вклучува повеќе аспекти, но главно се однесува на деградација на природното ниво на светлина во животната средина, предизвикана од воведување на вештачката светлина како цивилизациска

придобивка. Таа преставува нуспроизвод на индустрискиот развој како и пронајдоците од 19 век, во случајов делото на Никола Тесла и Томас Едисон и воведувањето на струјата и електричната светилката во употреба секаде во светот (Haim and Pertov, 2013). Оттогаш, вештачките извори на светлина се натпреваруваат со природната светлина и дење и ноќе, создавајќи неприродни опкружувања и проблеми по природните циклуси на човекот, но и на сиот жив свет (Rich, 2006).

Слика 2. Светлосно загадување над Скопје. Автор: Марјан Лазаревски. Извор: https://www.flickr.com.

2.1. Видови на светлосно загадување

Светлината секако е природна појава која е од суштинско значење за благосостојбата на човекот и жив свет. Во вистинско количество, во вистинско време, и на право место, природното и вештачкото светло, имаат широк спектар на придобивки. Светлината станува загадувач само кога таа е „наметлива“, односно кога поединците или заедницата се под нејзино дејствие без нивна волја и негативно им влијае.

Генерално се препознаени неколку видови на светлосно загадување и тоа:

- **Светлосен пречекорување (Light trespass):** директно или рефлектирано осветлување кое паѓа врз луѓето или имотите различни од оние кои го користат осветлувањето.

  Проблемот настанува кога нечие осветлување ја преминува границата и влегува во туѓ имот и со тоа му пречи на соседот. Може да му смета во работата, одмарањето, спиењето или да му попречува поглед.

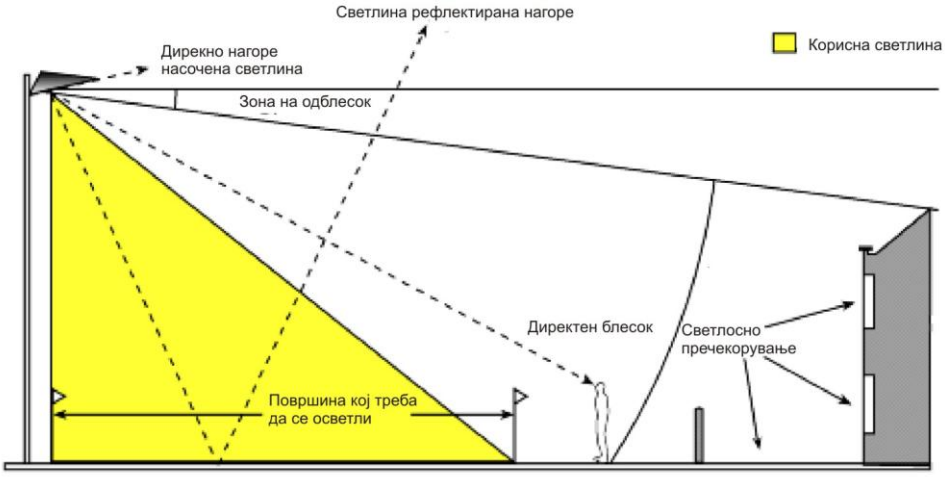
- **Блесок (Glare):** прекумерно осветлување наспроти темна површина кој го попречува гледањето.

  Може да е предизвикан од автомобилски светла, од насочена светилка во погрешен правец, од многу силни извори на светлина како на пример: улични светилки, безбедносна сигнализација, рекламни панои, рефлектори од големи спортски, трговски и слични комплекси.

- **Небески сјај (Sky glow):** дифузна рефлексија од светлосни честички, која создава портокалово небо.

  Оваа појава може да се види над населените места, но и над големи сообраќајни раскрсници, осветлени автопатишта, железнички пруги, аеродромски писти и сл. Тука спаѓаат и големите спортско - рекреативни комплекси, трговски центри, станбени комплекси, автобуски и железнички станици, пристаништа и сл.

Слика 3. Блесок, несоодветно осветување. Извор: https://www.build.mk



Слика 4. Дијаграм на светлосно загадување. Извор: https://www.lrc.rpi.edu

2.2. Последици од светлосното загадување

Последиците од светлосното загадување се препознаваат генерално како:

- Трошење на енергија;
- Последици по здравјето на луѓето и животните;
- Нарушување на екосистемите;
- Влијание на астрономијата;
- Зголемување на атмосферското загадување;
- Намалување на природната поларизација на небото; и др.

Осветлувањето се смета одговорно за една четвртина потрошена енергија во целиот свет и со тоа грижата за намалување на несодветното осветлување ја става во редот на ургентни акции. Неконтролираното и несоодветното осветлување создава лавина на проблеми поврзани со трошењето на енергија и тоа од кои извори се користи, колку тие загадуваат, какви се ефектите врз животната средина и сл.

Медицинските истражувања за ефектите од прекумерната светлина на човечкото тело се повеќе ги докажуваат непожелните последици по здравјето на луѓето. Проблемот на вештачкото осветлување во внатрешните простори се одамна познати и многу истражени и целокупното проектирање на осветлувањето во објектите се базира на тие сознанија. Но, се повеќе се актуелизираат истражувања врзани со ефектите од прекумерна светлина во околината. Се нагласува ефектот на упад на светлина во просториите за спиење и неможноста да се спие во темница. Се потенцираат нарушувања како што се неможност да се заспие, помало лачење на мелатонин, менување на животниот циклус и сл. Оттука настануваат проблеми со стрес, анкциозност, намалена сексуална активност и сл. Последици по здравјето на луѓето се и физичките повреди кои настануваат поради несоодветно осветлени улици и чести случаи на сообраќајни незгоди. Заслепувањето, несоодветната видливост, губење на контраст и сл., предизвикуваат проблеми за сите учесници во сообраќајот. Животинскиот свет исто така трпат последици од светлосното загадување и тоа најчесто во нарушување на животниот циклус, размножување, проблеми со видот, опасности при движење и сл.

Менувањето на природниот циклус ден - ноќ за организмите и екосистемите значи нарушување и менување на нивниот природен циклус. Вештачкото осветлување влијае на активностите на некои птици, инсекти, животни и предизвикува дисбаланс во растот, исхраната, размножувањето, движењето, ориентацијата, миграциите и сл.

Астрономијата е многу осетлива на светлосното загадување. Станува невозможно да се види небото ноќе и да се истражува. Астрономите се загрижени за иднината на оваа наука и се во постојана трка со актуелизирање и решавање на проблемот на светлосното загадување. Постои и голема загриженост поради неможноста аматерите - астрономи да го набљудуваат небото, а нивната агилност се смета за исклучително важна во доаѓање до нови откритија и сознанија за космосот. Сè поголем број на градски жители никогаш не можат да го видат Млечниот пат, и таа раскината врска со поширокото астрономско опкружување може да има последици за идните истражувања.

Новите сознанија покажуваат дека светлосното загадување ги уништуваат азотните радикали со што го оневозможуваат нормалното намалување на атмосферскиот смог, произведен од испарувањата од автомобилите и фабриките, во ноќните часови.

Ноќе поларизацијата на небото облеано со месечева светлина е многу силно редуцирана во присуство на градското светлосно загадување, бидејќи расеаното градско осветлување не е посебно поларизирано. Месечевата светлина луѓето најчесто не можат да ја видат, но многу од животинскиот свет ја користат за навигација.

2.3. Намалување на светлосното загадување

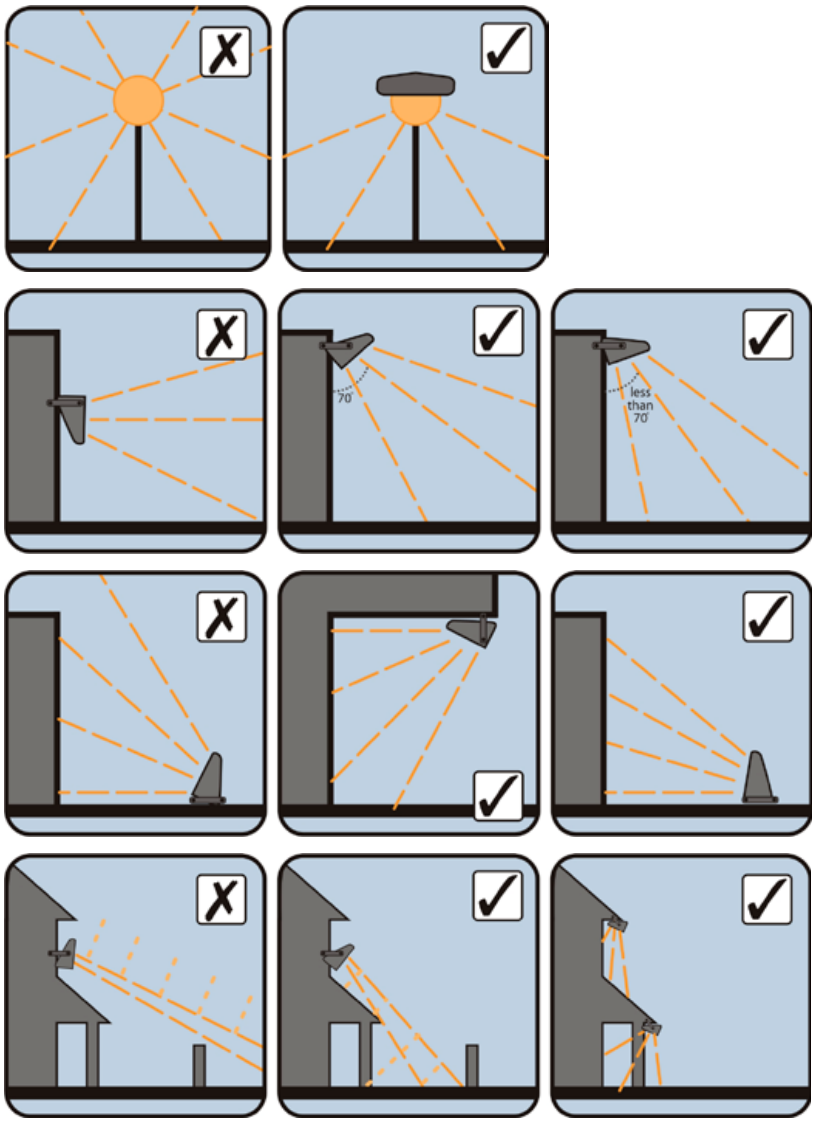
Прашањето како да се намали светлосното загадување станува сè поважно имајќи ги предвид најновите сознанија за неговите штетни последици. Одговорите можат да се бараат на повеќе нивоа и тоа во:

- Подобрување на светлосните уреди;
- Подесување/прилагодување на видовите/типовите светлосни извори;
- Подобрување на проектирањето осветлување;
- Воспоставување законска регулатива;
- Вклучување на одговорноста во рамки на просторното и урбанистичкото планирањето и контролата на изградбата;
- Подигање на свеста за проблемот на светлосно загадување, и сл.

Светлосните уреди се клучни во намалувањето на светлосното загадување и тоа преку нивна постојана иновација. Постојано се бараат нови подобрени и поефикасни уред во смисла на помала потрошувачка на енергија, подобра поставеност и опременост со сензори за

детектирање на потребите и регулација на обезбедената светлина. Многу е важно да е јасна целта на осветлување и групациите или системите на осветлување да и соодветствуваат.

Новите видови на светилки постигнуваат намалена потрошувачка на енергија, подобрена видливост, осетливост на промени на природната светлина, посоодветни нијанси на светлина погодни за конкретни површини и цели на осветлување. Денес во употреба се тн. насочени светилки со блокирање на аголот на осветлување кон површината која треба да се осветли и со намалено растурање по останатите површини. Со ова се намалува потрошената енергија, поефикасно се осветлува потребната површина и не се создаваат дополнителни замаглувања, одблесоци и не им сметаат на другите објекти. Во употреба се и посовремени и поефикасни светилки како LED-светилките кои даваат светлина која е поблиску по нијанса на природната и користат помалку светлина од вообичаените натриумски LPS светилки со мал притисок, кои даваат светлина во жолтеникаво - портокалова боја.



Слика 6. Препораки за проектирање на осветлувањето. Извор: http://westlothian.gov.uk

Проектирањето на осветлување е многу важен сегмент при намалување на проблемите со светлосното загадување и преиспитувањето на традиционалните модели е од клучно значење. Кога се има предвид проблемот на светлосно загадување како генерален проблем на населените места, па и надвор од нив, пристапот не е само да се обезбеди соодветно осветлување за самата цел на осветлување (улица, објект, комплекс), туку во предвид се зема и фактот како тоа осветлување ќе влијае на околината. Доброто осветлување не треба да е претерано, цел сама за

себе, не треба да доминира врз околината и да ги загрозува другите, луѓето и животинскиот свет. При проектирањето клучни се и потрошувачката на енергија, цената, можните алтернативи, временската рамка (кога треба да биде осветлено, промената на годишните времиња и сл.) и многу други фактори.

3. ПРОБЛЕМОТ НА СВЕТЛОСНОТО ЗАГАДУВАЊЕ ВО Р. МАКЕДОНИЈА

И кај нас како и во светот актуелизирањето на проблемот на светлосно загадување потекнува од астрономите и астрономските организации, кои реагираат на неможноста во Македонија да се набљудуваат ѕвездите. САД - Скопско астрономско друштво, на својата веб - страница го актуелизира „светлосното загадување“ (САД), а Министерството за животна средина и просторно планирање има издадено прирачник според Програмата GLOBE - глобално учење набљудување во полза на животната средина во 2008 год. (GLOBE НОЌЕ, 2008). Во дневните весници и портали можат да се прочитаат некои написи на оваа тема, но тоа се пионерски обиди, кои многу слабо го актуелизираат проблемот.

Проблемот на светлосното загадување, во Р. Македонија, се гледа во:

- неправилно и пресилно осветлување на улиците и раскрсниците;
- раскошно и силно осветлување на големите комплекси на објекти од култура, здравствените, образовните, деловните, трговските и др. објекти;
- раскошно и силно осветлување на културно-историските споменици и објекти;
- огромен број на силни светлечки реклами и панои;
- силни безбедносни светилки; и сл.

Во сите градови во Р. Македонија, а особено во главниот град Скопје, евидентна е желбата за подобрување на осветлувањето на улиците и раскрсниците. За жал денешната состојба е прекумерно осветлување и трошење енергија, а проблемот настанува поради несоодветно знаење зошто служи и кому му служи ова осветлување. Најчесто во предвид се зема потребата за осветлување поради акцентирање на важни делови од градот, а не корисноста на самата светлина. Прекумерно се осветлуваат централните улици, посебно во празнични денови или за потребите на некои важни манифестации. Ова на жителите на тие делови од градот, посебно им ја загозува потребата од спиење и принудени се на вештачко затемнување на спланите соби. Проблемот може да се бара и во користење на несоодветни светилки, иако поради притисокот од фирмите кои продаваат светилки, сè повеќе се воведуваат поекономични (најчесто LED) светилки.

Во поново време се посветува и зголемено внимание на осветлување на веќе постоечките, но актуелизирани и обновени објекти, најчесто од култура, деловни и трговски објекти. Особено агресивно се осветлуваат и новите изградени објекти, како шопинг-молови, деловни центри и сл. Во редот на прекумерно осветлување се особено актуелни поставениот огромен број на споменици, како и актуелните архитеконски историски објекти. Дури се користат и разни бои, се разбира актуелно во целиот свет, но не се следи и примерот на временско ограничување на осветлувањето. Имено, осветлувањето има регулирано вклучување во одредени часови од денот, како жителите не би биле загрозени.

Кога се зборува за проблемите од светлосното загадување, особено е акутен проблемот со прекумерно и несоодветно поставување на рекламни светилки и панои. Кај нас, особено во Скопје има примена на овој вид на рекламирање како извор на приходи за градот и општината. Проблемите кои тие ги создаваат покрај другите (на пр., загрозување на безбедноста при движење низ улиците) е создавање залепување и на возачите и на пешаците, го оштетува видот, прекумерно ги осветлува домовите и сл.)

Евидентно е и прекумерното осветлување / преосветлување поради зголемување на безбедноста на некои градски содржини како: училишта и градинки, спортски сали и стадиони, болници, банки, паркиралишта и сл. Поради голем број на случаи на оштетување на имотите на овие

содржини и кражби, навистина има голема потреба од осветлување како услов за обезбедување, но тоа може да се реши со вклучување со сензори за движење и сл.

Поради сите овие прекумерни количества на светлина, и кај нас како и во другите земји, градовите ноќе зрачат светлина која не дозволува гледање на ѕвездите и уживање во ноќното небо. Тоа е состојба која навидум е неважна, но новите генерации веќе немаат можност да се поврзат со природата и посредно со филозофското размислување за постоењето на космосот и човекот.

Слика 7. Прекумерно осветлување: улични светлики, рекламни панои и сл. Извор: https://www.build.mk

Слика 8. Прекумерно осветлување: улични светлики, рекламни панои и сл. Извор: http://www.mkd.mk/files/styles/statija-full/public/gallery/2014/12/14/mkd-165450.jpg

4. ЗАКЛУЧОК

Светлосното загадување е проблем со кој се соочува целиот свет и голем број на стручни и научни лица се занимаваат со детектирање на проблемите и нивно решавање. Проблемите опфаќаат области од астрономијата, здравјето на луѓето и другиот животински свет, екологијата, економијата, енергетската ефикасност, меѓучовечките односи и сл.

Во Р. Македонија овој преоблем сеуште не е препознат и поради тоа и не се бараат решенија за намалување на светлосното загадување. Имајќи ги предвид сите проблеми што произлегуваат од светлосното загадување, неопходно е сериозно пристапување кон отварање на прашањето за светлосното загадување на сите нивои во нашата земја. Најбитно е да се отвори стручна и јавна дебата, да се покрене свеста за проблемот и да се дефинираат актерите кои треба да бидат вклучени во актуелизирањето и решавањето. Решенијата треба да се бараат согласно веќе усвоените во светот како: зголемување на свеста за пробламот; пропишување стандарди и насоки за решавање на проблемите; вклучување на стие заинтересирани актери, вградување во планските документи и сл.

REFERENCES

[1] Chepesiuk, R. (2009). Missing the Dark: Health Effects of Light Pollution. Environmental Health Perspectives, 117(1), A20–A27.

[2] GLOBE НОЌЕ (2008) http://www.moepp.gov.mk/wp-content/uploads/2014/11/9%20GLOBE%20at%20night%20B5%20%20-%20GLOBE.pdf

[3] Haim, Abraham and Portnov, Boris A. (2013) Light Pollution as a New Risk Factor for Human Breast and Prostate Cancers. Springer Netherlands.

[4] IDA - International Dark-Sky Association. http://www.darksky.org

[5] Rich, C., Longcore, T. (2006) Ecological Consequences of Artificial Night Lighting. Island Press, Washington, DC: 458.

[6] САД - Скопско астрономско друштво. http://astronomija.mk

[7] Sperling, N. 1991, The disappearance of darkness, in 112, ed. D.L. Crawford, Astron. Soc. of Pacific Conference Series 17: 101-108.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 9

Aleksandar RADEVSKI[1], Divna PENCIC[2]

OVERVIEW OF THE CONSTRUCTIONS WITH SHADING DEVICES BUILT IN MACEDONIA

SUMMARY

In the last decades the focus of architectural development is based on the use of more sophisticated envelopes - facades with intention to create a comfortable space where people would feel comfortable while staying in it. These trends besides contributing to create a comfortable space, also contribute in terms of energy efficiency of the buildings. Models and systems for protection against solar radiation are one of the few primar architectural elements that contribute for equal ans suitable distribution of daylight and the aesthetic shaping of the buildings. Today there are a number of materials and technical solutions for their usage which opens the possibility of creating spaces that can be used despite the outdoor weather conditions.

Keywords: daylight, envelope, protection from solar radiation, brise-soliel-e

Александар РАДЕВСКИ[1], Дивна ПЕНЧИЌ[2]

ПРЕГЛЕД НА ИЗВЕДЕНИ ОБЈЕКТИ СО ЕЛЕМЕНТИ ЗА ЗАСЕНУВАЊЕ ВО МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Во последните децении фокусот на архитектонскиот развој е базиран на употребата на се пософистицирани обвивки-фасади кои имаат за цел создавање на комфорен простор во кој човекот би се чувствувал пријатно додека престојува во него. Овие тенденции покрај тоа што допринесуваат за креирање на комфорен простор, исто така допринесуваат и во однос на енергетската ефикасност на објектите. Моделите и системите за заштита од сончева радијација се едни од примарните архитектонско елементи кои допринесуваат за правилна распределба на дневната светлина и естетското обликување на објектите. Денес постојат голем број на материјали и технички решенија за нивно користење со што се отвара можност за креирање на простори кои можат да се употребуваат независно од надворешните временски влијанија.

Клучни зборови: дневна светлина, обвивка, заштита од сончева радијација, брисолеи

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, radevski@arh.ukim.edu.mk
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, pencic.divna@arh.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Една од основните задачи која ја има обвивката – фасадата на секој објект е обезбедување на комфорни внатрешни услови за корисниците. Функциите на обвивките се многубројни; топлинска заштита, правилно навлегување на дневната светлина и поглед кон околината, како и обезбедување на вентилација. Во минатото исто така се користеле различни типови на фасадни елементи за засенување како паравани и ролетни за извршување на горенаведените функции.

Појавата на брисолеите како елементи во архитектурата и како термин во архитектонскиот речник се појавува преку делата на Ле Корбизје. Во 1933 година Корбизје ги дизајнирал елементите за засенување како логична надополна на стаклените фасадни ѕидови. Третманот на брисолеите и димензионирањето со референтни податоци за позицијата на сонцето, овозможило постигнување на контрола врз сончевите ефекти. За прв пат брисолеите биле применети шест години подоцна при реализација на објектот па Министерството за образование во Рио де Жанеиро. Подоцна при проектирањето на Unite d'Habitation во Марсеј, брисолеите прераснуваат во елементи што формираат лоѓии, додека при проектирањето на објектите во Чандигар, истите достигнуваат длабочина од 140 cm на фасадата на Судската палата.

Во овој труд даден е преглед на објекти во Република Македонија кај кои се применети елементи за засенување. Даден е преглед на параметрите кои влијаат врз изборот на елементите за засенување, како и начинот на нивното поставување, со што всушност се дефинира изборот на фасада и тип на засенување. Во зависност од тиопот на засенувачите претставена е типологијата на елемените за засенување применети кај разгледуваните објекти изведени во Македонија. За секој од анализираните објекти даден е детален опис на применетите елементи за засенување и нивната поставеност во однос на изборот на фасада. За секој од применетите елементи образложени се условите во кои се наоѓа секој пооделен објект и какво е нивното влијание врз објектот во целина.

2. ПАРАМЕТРИ КОИ ВЛИЈААТ НА ИЗБОРОТ НА СИСТЕМИ ЗА ЗАШТИТА ОД СОНЧЕВА РАДИЈАЦИЈА

За одредување на ефикасна заштита од сончева радијација потребно е анализирање на параметрите кои директно влијаат при изборот и начинот на поставување на засенувачите. Положбата на сонцето на небесната хемисфера и аголот на сончево зрачење се основа за одредување на аголот на упад на сончевите зраци, при што позицијата на сонцето се одредува преку два агла:

- **агол на сончева алтитуда**, вертикална проекција на положбата на сонцето над хоризонтот гледано од страна на набљудувачот, и
- **агол на сончев азимут,** проекција на положбата на сонцето на хоризонтална рамнина.

При проектирање на објектите важно да се одредат деловите од фасадата на објектот кои ќе бидат директно изложени на сончевите зраци и кои би требало да бидат засенети во некој одреден период. Ова е првиот чекор кон одредување на тип на систем за засенување. Ова влијае и на утврдување на систем за вентилација и видот на фасадата, бидејќи елементите за засенување мора да дозволат континуирана корекција на сончевата светлина на ѕидовите од прозорските површини. Границите на сенката на ѕидот, било да е од елемент за засенување или од некој соседен објект, може да се дефинираат преку проекција од контурите на објектот кој засенува на ѕидот, како линиите од проекцијата би биле паралелни на сончевите зраци.

Правецот на сончевите зраци на површината на ѕидот го карактеризираат два агла, хоризонталниот (**HAS**-horizontal shadow angle) и вертикалниот агол на засенување (**VSA**-vertical shadow angle). И двата се мерат преку линија нормална на вертикалната проекција и го даваат

лимитот на сончевото зрачење. Секоја од страните на светот, овозможува различен агол на упад на светлината што директно е поврзано со одредување на големината, местоположбата и типот на засенувачи.

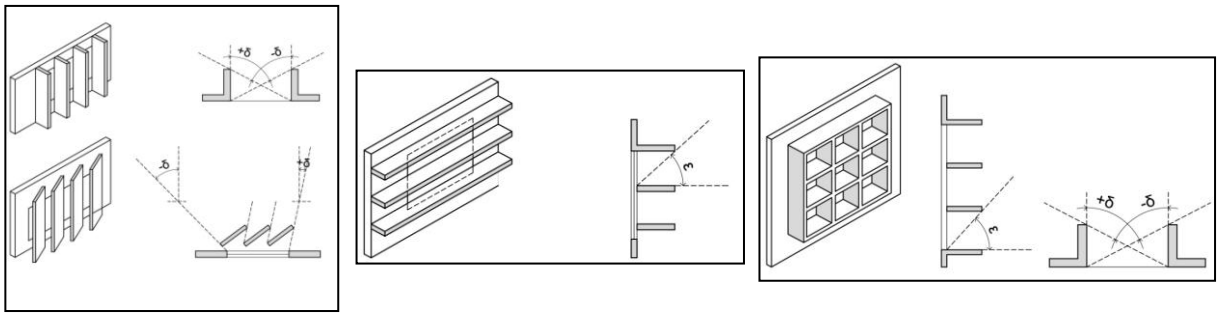
2.1. Типови на брисолеи

Паралелно со развитокот на современите материјали за изработка на обвивките на објектите, се развиваат и елементите за засенување. Современите типови на обвивки интегрално ги вклучуваат засенувачите во својата структура со што стануваат компактна целина. Според начинот на поставување и функционирање на надворешни елементи за засенување истите се поделени на три основни типа:

- вертикални,
- хоризонтални, и
- сандучести.

Вертикалните елементи за засенување, слика 1 а) се изведуваат во вид на решетки или ребра кои се мултиплицираат и се поставени во вертикална позиција. Хоризонталниот агол на засенување ја одредува нивната големина. Имено, тесните ребра поставени со мало меѓусебно растојание можат да дадат исто засенување како и широките ребра поставени на поголемо меѓусебно растојание. Во современите објекти вертикалните засенувачи се изведуваат од најразлични материјали (стакло, метални перфорирани елементи и сл.), кои можат да бидат интегрирани или независни во зависност од изборот на обвивката.

Хоризонталните елементи, слика 1 б), можат да бидат решеткасти или хоризонтални „венецијан" ролетни. Нивните растојанија се одредуваат со вертикалниот агол на засенување. Овој тип на засенувачи е најефикасен кога сонцето се наоѓа на спротивната страна на фасадниот ѕид кој се разгледува, а аголот на упадот е голем како што е јужниот или северниот ѕид. За да се исклучи малиот агол на упадот на сончевите зраци, овој тип треба да го покрие прозорецот целосно, дозволувајќи само поглед надолу. Во почетокот овој тип на засенувачи се изведувал како фиксен фасаден елемент кој во обликувањето на објектот покрај својата функција имал одраз и во второстепената „пластика" на објектот.



а) б) в)

Слика 1. Типови на елементи за засенување: а) вертикални брисолеи; б) хоризонтални брисолеи; в) сандучести елементи

Сандучестите елементи, слика 2 в), претставуваат комбинација од вертикални и хоризонтални елементи и во оваа категорија спаѓаат и голем број на блокови во облик на скара и декоративни панели. Нивната ефикасност во однос на ориентацијата зависи од самиот облик, детал и димензија на елементот.

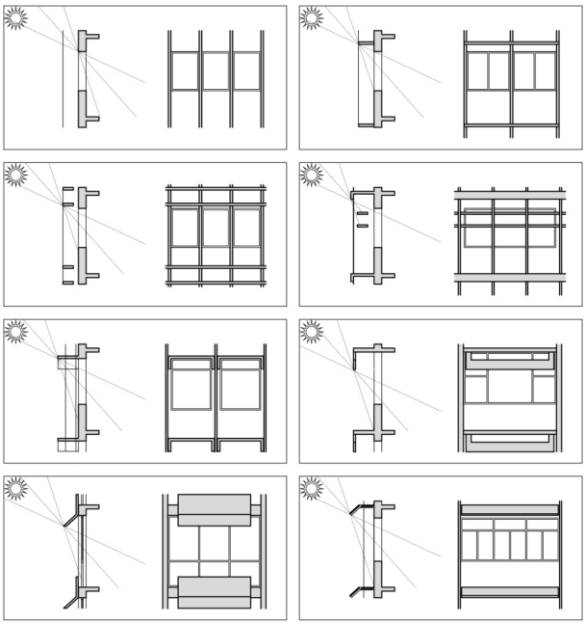
Вертикалните елементи се дефинирани од хоризонталниот агол на сенка и најповолни се за ориентација исток и запад. Хоризонталните елементи можат да бидат изработени во различни форми, а се дефинираат во зависност од вертикалниот агол на сенка и поволни се за јужна

ориентација. Сандучестите заеснувачи претставуваат комбинација од предходните дава типа, и се дефинираат со помош на хоризонталниот и вертилкалниот агол на сенка. Можат да се постават на било која ориентација.

При изборот на елементите за засенување примарен услов е локалното опкружување, природните и вегетациски елементи како и ориентацијата на објектот. Во случај кога објектот е засенет од високи дрвја или од соседните објекти, најчесто не се потребни никакви дополнителни елементи за засенување. Во случај кога кај објектите се потребни елементи за засенување прв чекор при одредување и димензионирање на самите елементи за засенување потребно е да се знае за кој период од годината и во кои часови од денот истото е најпотребно. За таа цел неопходно е познавање на локалните климатски услови, како осонченост, температура, врнежи и слично. Со одредување на најкритичните периоди од годината за кои е потребно изведба на ефикасна заштита, одредувањето и димензионирањето на елементите се сведува на „покривање" на отворите. Ваквиот пристап не секогаш ги дава бараните резултати поради затворањето на отворите со разни елементи кои имаат негативно влијание на останатите функции, како осветлување, поглед и проветрување. Поради тоа потребно е за одредени периоди и ориентации да се предвиди комбинирање на елементите со разни видови на стакла или флексибилни (подвижни) елементи кои можат да ја редуцираат сончевата радијација.

3. ПРИМЕНА НА БРИСОЛЕИ КАЈ ИЗВЕДЕНИ ОБЈЕКТИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

Примената на елементите за заштита од сончева радијација на објектите на територијата на Република Македонија е доста ограничен, а пред сè е сведен на одреден број и период од архитектонското творештво на минатиот век. Модерната архитектура од првата половина на минатиот век извршила големо влијание врз целокупното творештво во Македонија. Тенденциите на модерната архитектура за создавање на едноставни фасади со чисти геометриски форми и со големи застаклени површини ја наметнале потребата за примена на елементи за заштита од прекумерната сончева радијација. Објектите на кои се применети елементи за заштита во Македонија датираат од периодот на $50^{тите}$, $60^{тите}$ и $70^{тите}$ години на минатиот век. Најчесто се изведени од бетонски елементи, кои понекогаш имаат и конструктивна улога. Применети се кај станбени објекти, објекти за образование, а најексплоатирани се во јавните објекти.

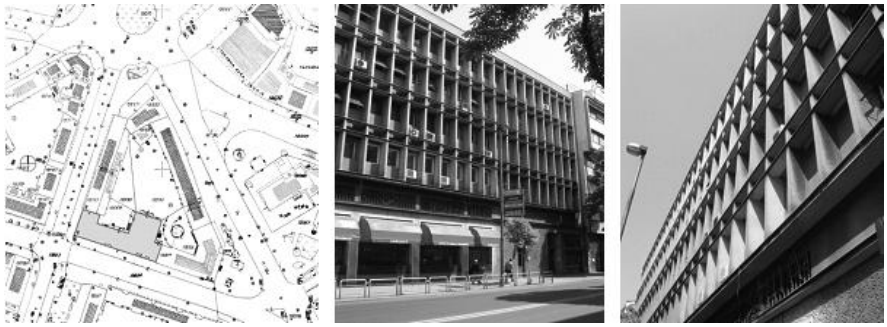


Слика 2. Типологија на елементи за засенување применети на изведени објекти во Република Македонија

Применетите елементи, слика 2, најчесто се фиксни и изведени како составен дел на фасадата. Верикалните елементи се дефинираат како вертикална ритмичка поделеност помеѓу прозорците и претставуваат составен дел на надворешниот фасаден ѕид. Хоризонталните елементи се применуваат најчесто на два начина и тоа како елементи поставени самостојно или помеѓу вертикалите и одвоени од фасадата за да се овозможи циркулација на воздух. Истите се користат и како фасадни елементи кои претставуваат продолжеток на меѓукатната конструкција и ја потенцираат хоризонталата на објектот.

3.1. Станбено-деловен објект (П+4) во Скопје

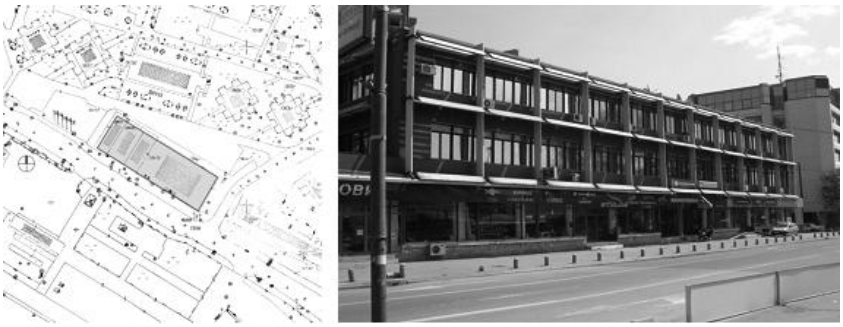
Кај овој станбено - деловен објект, лоциран на улица "Вељко Влаховиќ" во Скопје, третирана е југо-западната фасада и истата е обработена со хоризонтални и вертикални елементи за заштита, изработени од бетонски елементи. Вертикалните елементи не се дистанцирани од објектот, додека преку дистанцирањето на хоризонталните се овозможува циркулација на воздухот. Долниот дел од фасадата каде што се сместени административните содржини поставени се вертикални закосени елементи по целата должина на отворите и ориентирани се према југо-запад со што се спречува директното навлегување на сончевите зраци.



Слика 3. Станбено-деловен објект изведен во 1953, проект на архитект Драган Томовски

3.2. Станбено-административен објект "Авто-Македонија" во Скопје

Овој објект со својата подолжна оска е поставен од северо-запад кон југо-исток и е составен од два дела: станбен дел и административно изложбен дел. Елементите за заштита се застапени само на јавниот дел. Брисолеите се поставени на сите четири страни од објектот. Изведени се хоризонтални и вертикални алуминиумски елементи, одвоени и конструктивно независни од постојната конструкција. Одвојувањето на хоризонталните елементи обезбедува струење на воздухот со што се постигнува проветрување на фасадата. Вертикалните елементи се протегаат низ двата спрата, а хоризонталните се парцијални и се поставени помеѓу два вертикални елементи. Хоризонталните елементи се составени од два дела. Првиот дел е поставен нормално на фасадата, додека вториот елемент е поставен под агол во однос на фасадата и е со исполна која го спречува навлегувањето на сончевите зраци кога сонцето е во зенитот.



Слика 4. Станбено- административен објект изведен во 1955, проект на архитектите Душан Петков и Крум Томовски

3.3. Судска зграда во Битола

Кај овој „типски проект" за судовите во Штип, Велес и Битола, применетите елементи за засенување, изработени како фиксни елементи од бетон, се поставени на јужната фасада и нагласени се вертикалните елементи кои се протегаат низ двата спрата. Хоризонталните елементи се поставени помеѓу вертикалите и изведени се од двојни хоризонтални елементи. Приземјето на објектот се наоѓа во линија на фасадата, која се протега низ сите спратови, додека елементите за заштита се конзолно исфрлени со што се постигнива заштита и на просториите лоцирани во приземјето.

Слика 5. Административен објект изведен во 1957, проект на архитект Борис Чипан

3.4. Основно училиште "Коле Неделковски" во Скопје

Елементите за засенување кај овој објект се комбинација на вертикални и хоризонтални елементи на југо-западната фасада, поставени во ритам без одвојување од истата. Применетите елементи функционално се распределени само на деловите каде што се сместени училниците.

Слика 6. Јавен објект, проект на архитект Александар Серафимовски

Вертикалните елементи се поставени помеѓу секој отвор со што се постигнува континуираност на изгледот на самиот објект. Вертикалните елементи се протегаат низ двата ката, а на приземјето поставени се само хоризонтални елементи кои се завршница на елементите од повисоките нивоа. Како финална обработка вертикалните елементи, изработени од тула и малтерисани, се колоритно третирани со што уште повеќе се потенцира вертикалата на елементите. Хоризонталните се опшиени со лим само од горната стреа за заштита од атмосферските влијанија. Длабината на самите елементи е 60 cm со што се обезбедува заштита после 14 часот кога е и најпотребна. Стреата на објектот е поголема од самите елементи со што се обезбедува поефикасна заштита на најгорното ниво.

3.5. Републичка геодетска управа во Скопје

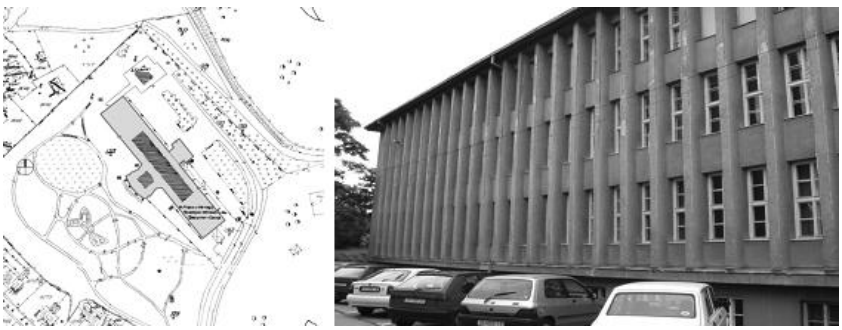
Објектот е со катност од П+1 поставен во правец исток - запад со својата подолжна оска, а елементите за заштита се поставени на сите четири страни од објектот. Применети се вертикални одвоени елементи и хоризонтални засенувачи со "П" форма.

Слика 7. Административен објект изведен во 1964, проект на архитект Методија Трајковски

Ритмичноста на засенувачите на фасадата е произлезена од функционалната распределба на канцелариските единици во објектот. Светлосните отвори се протегаат помеѓу вертикалните елементи. Длабината на вертикалните елементи изнесува 30 cm, а самите елементи се одвоени од фасадата за 10 cm. Хоризонталните елементи имаат димензија од 80 cm со што се обезбедува адекватна заштита од директна сончева радијација во најкритичните моменти во текот на денот. Хоризонталните елементи се продолжеток на меѓукатната конструкција додека вертикалните се прицврстени во празнините помеѓу хоризонталните елементи.

3.6. Природно математички факултет во Скопје

Кај овој објект применети се вертикални елементи за зесанување поставени на северо-источната и југо-западната стана по целата должина на објектот. Ритмичноста на елементите е базирана на функционалната организација на содржините во самиот објект. Светлосните отвори се протегаат помеѓу вертикалните фасадни елементи и се во пропорционален сооднос. Длабочината и растојанието помеѓу вертикалните елементите се пропорционално димензионирани, со што се добива поголем број на вертикални елементи и помала широчина на прозорците. Малата широчина на прозорците е компензирана со нивната висина со што се добива соодност a:x=1:2. Длабината на елементите за засенување изработени од тула и финално обработени со малтер изнесува од 30 до 40 cm, при што сооднос помеѓу широчината на прозорецот и длабината на вертикалните елементи изнесува 1:3.



Слика 8. Административен објект изведен во 1965, проект на архитект Едвард Равникар

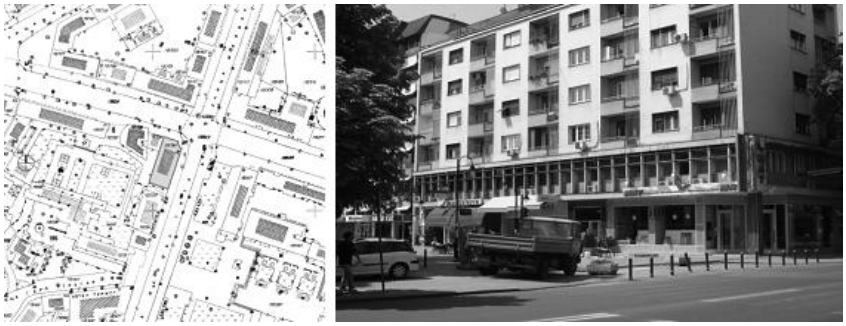
3.7. Административна зграда на Макошпед во Скопје

Кај овој објект применети се елементите за засенување кои се парцијално поставени на југо-источната фасада, изработени како префабрикувани бетонски елементи вкрутени за меѓукатната конструкција. Една третина од елементот е поставена под агол од 45 ° со што се обезбедува заштита во одреден период од денот. Должината на елементите во однос на застаклената површина е со помала димензија и изнесува 2/3 од конструктивниот модул и стаклената површина. Закосената површина на елементите е одалечена од застаклениот дел за 50 cm. Треба да се нагласи дека ефикасноста на елементите се забележува во попладневните часови кога сонцето се наоѓа во зенитот.

Слика 9. Административен објект, проект на архитектите Васка Ладинска и Росица Минчева

3.8. Станбено-деловен објект во Скопје

Кај овој објект поставени се хоризонтални и вертикални елементи за засенување со длабочина од 50 cm на југо-источната фасада во мезанинот каде што се сместени административни простори. Истата фасада е повлечена кон внатрешноста, со што е обезбедено вертикалните елементи да бидат во иста рамнина со горниот дел од објектот.



Слика 10. Станбено-деловен објект изведен во 1968, проект на архитект Димитар Симоновски

3.9. Министерство за транспорт и врски на Република Македонија

Објектот е проектиран како административна зграда поставен на оската северо-исток и југо-запад. Применета е комбинација на вертикални и хоризонтални елементи за зесенување на северо-западната фасада. Со испуштање на конзола како продолжеток на меѓукатната конструкција дополнително е потенцирана хоризонталата на објектот. Вертикалните елементи се поставени помеѓу конзолите и истовремено се одвоени од фасадата.

Слика 11. Административен објект, проект на архитект Ристо Галиќ

Во висина на прозорците поставени се два реда на хоризонтални елементи во горната зона, со што се овозможува непречен поглед кон надвор, а воедно се обезбедува и соодветна заштита. Прозорците се поставени помеѓу конструктивните елементи на објектот, а на секој конструктивен модул се поставени по три полиња со четири вертикални елементи. Имено,

конзолата и двата хоризонтални елементи обезбедуваат комплетна заштита во најкритичните периоди од денот.

3.10. Градска библиотека Браќа Миладиновци

Објектот е изведен од натур-бетон со примена на елементи за заштита кои се поставени на сите четири страни од објектот. Изведените елементи се обесени и дистанцирани од меѓукатната конструкција. Повлеченоста на застаклените површини во однос на фасадната рамнина и спуштањето на бетонските елементи до потребната висина на застаклената површина, овозможува адекватна сончева заштита. Спуштањето на елементите е до потребната висина која обезбедува редуциран упад на светлина во критичните периоди. Деловите од објектот на кои не се применети елементите за заштита се повлечени према внатре со што исто така се одезбедува делумна заштита во одредени периоди во текот на денот. Закосените парапети и одвоеноста на елемнтите од меѓукатната конструкција обезбедува циркулација и ладење на фасадната маса на објектот. Обоеноста на фасадата со бела боја допринесува за поголема рефлексија на светлината со што се намалува и загревањето на објектот во летниот период.

Слика 12. Административен објект изведен во 1970, проект на архитект Парохија Пешиќ

4. ЗАКЛУЧОК

Од анализата на моделите и системите за заштита од сончева радијација може да заклучи дека употребата на брисолеите овозможува третман и како првостепена функционална декорација. Современите двојни обвивки, кои се повеќе ги заменуваат класичните фасади, придонесуваат за максимално искористување на природните законитости во функционирањето на објектите како циркулирање на воздухот низ двојните обвивки по природен пат со избегнување на конвенционалните системи за разладување и загревање, при што употребата на заштитниците е интегрирана заедно со функцијата.

Анализата на објектите на територијата на Република Македонија укажува дека примената на овие елементи не е во континуитет, временски и технички е доста ограничена, при што генерално користењето на засенувачите се сведува кај објекти од јавен карактер. Надворешните климатски влијанија и географската местоположбата на Република Македонија укажува на погодноста за употреба на елементи за заштита од прекумерна сончева радијација. Нивната примена би допринела за поекомомично функционирање на објектите и редуцирање на употребата на конвенционални системи за ладење и греење. Потребата од користењето на панелите за производство на енергија и како засенувачи е дополнителна можност како од обликовен така и од финансиски аспект.

REFERENCES

[1] Radevski, A., “Lightening openings in the archetctual structures in correlation with the technical solutions for protection from solar radiation”, Master thesis, 2007

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SC - 10

Marina TRAYKOVA[1], Fantina RANGELOVA[2]

REHABILITATION AND STRENGTHENING AS A METHOD OF SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF EXISTING BUILDINGS

SUMMARY

One of the three aspects of performance-based design is the sustainable design. The sustainability of the structures has the same importance as the serviceability and the structural safety. The construction sector is responsible for 35% of the emissions of CO2, 60 % of the solid waste and more than 50% of the consumption of minerals, which in practical aspect mean that the decision to construct a new building or to rehabilitate and strengthen the existing one is decisive for the final design solution. The basic strategies of the sustainable adaptation and development of the existing buildings consist in systematic monitoring and inspection, measures for decreasing of the risk (Rehabilitation and Strengthening), a special program for maintenance of existing buildings.
Based on the principles of the sustainable development, some examples of adaptive reuse of existing buildings from the Bulgarian construction practice are presented.

Keywords: sustainable development, rehabilitation, strengthening, adaptive reuse

Марина ТРАЈКОВА[1], Фантина РАНГЕЛОВА[2]

РЕКОНСТРУКЦИЈА И ЗАЈАКНУВАЊЕ КАКО МЕТОД ЗА ОДРЖЛИВ РАЗВОЈ НА ПОСТОЕЧКИ ОБЈЕКТИ

РЕЗИМЕ

Еден од трите аспекти на проектирање базирано на ефикасност е одржливото проектирање. Одржливоста на конструкциите има иста важност како и употребливоста и конструктивната сигурност. Градежниот сектор е одговорен за 35% од емисиите на CO_2, 60% од цврстиот отпад и повеќе од 50% од потрошувачката на минерали, што во практика значи дека одлуката да се изгради нов објект или да се реконструира и да се зајакне постоечкиот е клучна за крајното проектно решение. Основните стратегии за одржлива адаптација и развој на постојните објекти се состои во систематско следење и контрола, мерки за намалување на ризикот (реконструкција и зајакнување), специјална програма за одржување на постојните објекти. Врз основа на принципите на одржлив развој, презентирани се неколку примери на адаптивно, повторно користење на постојни објекти од бугарската градежна пракса.

Клучни зборови: одржлив развој, реконструкција, зајакнување, адаптивно повторно користење

[1] Prof. PhD, Department of Reinforced Concrete Structures, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, marina5261@abv.bg
[2] Prof. PhD, Department of Construction Management and Economics, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, fantina_fce@uacg.bg

1. INTRODUCTION

The active management of change in ways that recognise and reinforce the significance of places and existing buildings, while accommodating the changes necessary to ensure their continued use and enjoyment is the philosophy of the sustainable adaptation. Adaptive reuse is a process that changes a disused or ineffective item into a new item that can be used for a different purpose.

The problems of the sustainable development are complex and include the solution of two main groups of tasks:

1) Group 1- Rehabilitation (upgrading the performance) and Strengthening (for different risks and special strengthening for seismic actions, if necessary) of the existing structures;

2) Group 2 – Adaptation of the existing buildings to the contemporary requirements for "green" buildings.

Existing buildings, including historic buildings, represent an energy investment that has already been expended in the procurement, manufacture and transport of materials, and the construction process itself. The retrofitting of the existing buildings is generally more sustainable approach than its demolition and the construction of a new building. To demolish an existing building to build a new "green" building in its place is counter-productive to the concept of energy conservation. By some estimates, it would take over 65 years to recoup the energy savings of demolishing an existing building and replacing it with a new "green" building [3]. Preserving materials in place, with "green" retrofits, is an efficient use of resources. The most commonly used approaches- the Rehabilitation and the Strengthening, can easily dovetail with "green" building practices, but may require innovative and creative design solutions to both meet the standards and the energy conservation goals.

The benefits of the sustainable adaptation and reuse of existing buildings include [4]: minimizing consumption of energy, reusing existing materials, avoiding negative environmental impacts, reducing construction waste, accommodating human needs, meeting performance requirements, preserving historical buildings, reviving urban areas, creating economic advantages, time saving for new construction, maintaining of traditional standards.

2. REAHABILITATION AND STRENGTHENING AS A METHOD OF SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF EXISTING BUILDINGS

There are many existing vulnerable buildings at risk (earthquake, hurricanes, fire, explosion, etc). Social psychology after damaging events plays a very important role in developing the societal motive for Rehabilitation and Strengthening. The Rehabilitation is a process bringing the structure back to its original or higher level of function. The Strengthening is the action to increase the strength of the structure or its components and to improve the structural behavior. A considerable number of existing buildings present a risk of poor performance especially in earthquakes because there was no seismic design code available or required when they were constructed or because original construction quality or environmental deterioration has compromised the original design solution. For many countries (the Balkans, Italy, New Zealand, Japan, USA, etc.) improving the seismic performance of existing buildings- known as Seismic Rehabilitation and Seismic Strengthening is a very important task for preservation and adaptation of existing buildings. The demand for safety (especially seismic safety) of existing buildings is huge. In many countries, to mitigate the seismic risk for the buildings is an important task with a big social effect. Finally the Seismic Rehabilitation and Strengthening take a very important place in the retrofitting of the vulnerable buildings and represent an important part of the adaptive reuse. To find the hazardous buildings is a very important moment in the beginning of the project for Seismic Rehabilitation and Strengthening. This requires an effective assessment procedure. Recognizing that the Seismic Rehabilitation and Strengthening are a basic task, the choice of the most suitable rehabilitation technique is the next main design problem. The upgrading of the buildings with more efficient and less disruptive methods requires a good knowledge of the old construction practice and the contemporary methods for Rehabilitation and Strengthening with all their advantages and disadvantages. The main purpose is to select the most practical and effective techniques.

The principles of the design management for sustainable adaptation of these buildings are [1], [6]: feasibility analysis of the project, project planning, conceptual design, design development, construction, completion.

The project design should present the best structural solution. The design solutions should comply with acting standards, sustainability goals, and sustainability certification requirements (for example LEED, BREEAM, DGNB, HQE etc.) [5].

The project for the sustainable adaptation should be prepared according the following: compatibility of the structural solution with the existing structure, limitation of the damages and design of appropriate foundations, improvement of the existing structure (Rehabilitation and Strengthening).

The building Rehabilitation and Strengthening design is far more constrained than the new building design and that special techniques are needed. The art and science of Rehabilitation and Strengthening of existing buildings has grown during the last years with new standards and ordinances. In addition many researches on this subject have been developed. The large experience of application of new techniques enables the upgrading of the process of Rehabilitation and Strengthening of existing buildings as a method of sustainable development. A large number of research projects have been completed to develop new construction materials and new techniques for Rehabilitation and Strengthening around the world. A complete Rehabilitation and Strengthening strategy may consist of the use of several techniques. Finally this process must lead to a selection of realistic, practical and cost-effective techniques to mitigate the deficiency of the existing structure.

The Rehabilitation and the Strengthening as a method for sustainable development of existing buildings decrease the risks for the existing structures. The Rehabilitation and the Strengthening of structures have decisive role for the durability of the existing buildings, for the extension of their life and of course for the adequate reuse of old buildings.

3. NEW LIFE FOR EXISTING BUILDINGS – EXAMPLES FOR REUSING OF EXISTING BUILDINGS FROM THE BULGARIAN PRACTICE

Five possible approaches for Rehabilitation and Strengthening of existing buildings from the Bulgarian practice are considered. The main objective in these examples is related to the solution of the problem: "What is the most adequate structural solution for Rehabilitation and Strengthening?" Usually there is no one answer and the decision should be based on the condition of the structure, the current use of the building and the future ideas for the occupation of the building. Every building shall have its design life and the building life span will depend on various factors including the use of materials and the use of building. From a sustainability perspective reuse and refurbishment of buildings is beneficial because it avoids the energy and materials consumption, waste and related construction impacts associated with demolishing old buildings and constructing new ones. New use and economic activities will be introduced to generate new life of building.

Proper maintenance and upkeep is necessary to assure the good and serviceable condition of building. With the good concept by building owners for building care and with appropriate professional input by consultants/contractors, our built assets shall be able to keep as expected and design value. As mentioned above, building Rehabilitation and Strengthening shall be considered as a good demonstration of sustainability.

3.1. National Museum Complex in Sofia (Fig.1, Fig.2, Fig.3)

This new museum in Sofia is the former building of the Technical University of Sofia. The adaptation of the building includes: strengthening of the structure, new reinforced concrete shear walls for seismic actions, new insulations, covering, glazing.

The solution is according to all new requirements for sustainable design for lightening, heating etc. The solution preserves the original facades. Special attention is assigned for the seismic design according the requirements of the contemporary codes and standards.

Figure 1. Before

Figure 2. After

Figure 3. Inner courtyard

3.2. Building of the museum of Sofia's history (Fig.4)

The building of the central public baths is emblematic for Sofia. This beautiful building is constructed in 1913. The authors of the project are two eminent Bulgarian architects: Petko Momchilov and Jordan Milanov. The first building is a Turkish bath. The actual building is executed in style "Secession" with many details from the original Bulgarian and Byzantine styles.

The public baths are closed in 1986. The new use of the building is museum of Sofia's history, tourist and information center and SPA center with mineral water (from the original mineral spring in the bath). The facades are totally preserved and the swimming pool as well.

Figure 4. Building of the museum of Sofia's history

3.3. Museum of the contemporary art in Sofia (Fig.5, Fig.6)

The project for the adaptation of the building of the Arsenal of Sofia is realized with the financial support of Iceland, Lichtenstein and Norway.

The original building of the Arsenal is realized at the end of the XIX and the beginning of the XX century. In 30th of the XX century it is a military school for reserve officers.

The idea of the Rehabilitation is related to creating a contemporary art museum. It is a 3-storey masonry building with stone footing and wooden floors. The building is in good condition but the designed strengthening especially in order to resist the seismic actions is a result of the increased loads upon the floors because of the new function. Therefore, according to acting codes, masonry walls cannot be considered seismic resistant structural elements. Also, because of the new function of the building, higher vertical loads are expected. It has been decided to construct new RC structure inside the existing one.

The new structure is designed as wall system with beam-and-slab floor diaphragm. Columns shall carry only vertical loads, while RC walls ensure seismic resistance.

A major problem is to ensure in-plane rigidity of the floor diaphragm. For that purpose the existing walls are perforated at floor level and RC dowels are designed.

The existing building has stone masonry footing. The new structural elements need foundation of their own to transfer the increased loads to the ground.

Figure 5. Before

Figure 6. After

3.4. Trade centar “Star Gallery” – Plovdiv (Fig.7)

This building is an example of the perfect integration of archeological site and new modern architecture. This contemporary trade center is situated in the center of the city of Plovdiv, the second city in Bulgaria after the capital Sofia. In the basement are located parts of a Roman stadium from II-IV c. AD. On the top of this archeological site in 1926 and later in 1930, appeared two buildings, designed for trade centers. It’s a project of the distinguished architect Hristo Peev. The structure is masonry with floors according the system “Prussian vault” with steel profiles and brick masonry vaults between the profiles. The roof is timber structure.

These details are very important for the new structural solution of the trade center “Star Gallery”. The foundation is situated under the level of the Roman archeological excavations. The new solution is complied with all the different historical layers- stone, marble, ceramics from the Antiquity, brick and stone masonries from the beginning of the 20th century and reinforced concrete, steel and glass as a part of the new building of the trade center “Star Gallery”. This modern center has an air-conditioning system, special thermal and water insulations for the roof and the walls, special system for Internet and TV.

Figure 7. Trade center “Star Gallery” – Plovdiv- Actual view

3.5. Hotel “Ventura” – Varna (Fig.8)

In 1952 in the city of Varna – the maritime capital of Bulgaria, a project for heating plant is realized for heating the “Asparuhovo” district in the city. This heating plant is out of order for many years. The Rehabilitation of the building includes: preservation of the external original walls of the building and the chimney.

The new solution for adaptation and reuse of the building as a hotel includes: design and construction of absolutely new structure and floors at the different levels and totally new roof structure. The building today is a small city hotel with two restaurants and original installation for distillation of beer. The space under the roof is an art gallery. The reuse of this building is very interesting because of the variety of the functions in the building.

This original solution is awarded in 2009 in the category of “City hotels”.

Figure 8. “Ventura” – Varna- Actual view

4. CONCLUSION

1) The adaptation of existing buildings ensures the best sustainable approach. This topic requires designing special projects for Rehabilitation and Strengthening of the existing building’s structures. The Rehabilitation and the Strengthening of the structures represent a method for sustainable development of the old structures and their active reuse according the contemporary standards.

2) The main strategies for sustainable design and adaptation of existing buildings include: decreasing the risk for the structure (including seismic risk), augmentation of the resistance of the structure for the new loads, systematic monitoring and maintenance, choosing the most appropriate interventions and

techniques for rehabilitation and strengthening, providing durability and energy efficient solutions of all building systems.

3) The knowledge of the new techniques for Rehabilitation and Strengthening is very important for the final solution. The best decision is related also to the knowledge of the old codes and standards as well.

4) The old design concepts are mostly focused on the effects of gravity loads and they do not dedicate enough attention to provide the lateral resistance and ductility. Most of the existing and historical buildings provide limited ductility when subjected to seismic action. Retrofitting all vulnerable buildings is not a realistic solution that can be applied. Finally, not only technical but socioeconomic issues (cost, occupancy, impact on environment, historic preservation if the buildings are a part of the historical heritage etc.) must be analyzed for the final design solution for Rehabilitation and Strengthening.

5) Special management of the process of Rehabilitation and Strengthening is needed for obtaining best results.

REFERENCES

[1] Advisor Council on Historic Preservation, Sustainability and Historic Federal Buildings, 2011

[2] fib Model Code for Concrete Structures (2010), Ernst & Sohn, A Wiley Brand

[3] Historic preservation and sustainability, Cheltenham Township's Boards of Historical and Architectural Review (BHAR)

[4] Mofidi S. M. , Moradi A. M. & Akhtarkavan M (February 23-25, 2008), Assessing Sustainable Adaptation of Historical Buildings to Climate Changes of Iran, 3rd IASME/WSEAS Int. Conf. on Energy & Environment, University of Cambridge, UK

[5] Nachev N., Stefanova M., (March 2014), "Standards for sustainable construction", Jubilee Conference of the Chamber of the Engineers, Sofia

[6] Rangelova F., Traykova M., (May 2015), "Structural Preservation- Priority of the Sustainable Management of Bulgarian Cultural and Historical Heritage Buildings", Journal of Civil Engineering and Architecture, David Publishing Company, USA, Vol.9, Number 5

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

CM - 1

Sonja CEREPNALKOVSKA[1], Ljubomir MITROV[2]

EQUAL TREATMENT ON THE MARKET OF CONSTRUCTION PRODUCTS

SUMMARY

The existence of unequal treatment on the market of construction products in the EU countries, the need of implementation of the equal treatment of the Declaration of performance- DoP, the principle of the system of Assessment and Verification of Constancy of Performance (AVCP) of the construction products, were the basic reasons for adopting the new Regulation. Different construction products influence differently on the safety of the building. Taking into account the importance of the product in relation to its essential characteristics there are five different levels of systems of assessment and verification of constancy of performance (AVCP), which have been defined using the numbers 1+, 1, 2+, 3, and 4.

The author would like to conclude that implementation and reference to harmonized standards is the easiest and simplest method to guarantee product conformity with the basic requests of the relevant regulation. .

Keywords: regulation, construction products, AVCP, CE marking, DoP

Соња ЧЕРЕПНАЛКОВСКА[1], Љубомир МИТРОВ[2]

ЕДНАКОВ ТРЕТМАН НА ГРАДЕЖНИТЕ ПРОИЗВОДИ НА ПАЗАРОТ

РЕЗИМЕ

Постоењето на нееднаков третман на пазарот на градежни производи во земјите на ЕУ, како и потребата од воведување на еднаков третман на изјавата за својствата и принципот на системот за оцена и потврда на постојаност на својствата на градежните производи, беа основните причини за донесувањето на новата Регулатива. Различни производи различно придонесуваат за безбедноста на објектот. Земајќи ја во предвид важноста на производот, во врска со есенцијалните карактеристики, CPR предвидува 5 различни системи за оцена и потврда на постојаноста на својствата на градежните производи (Assesment and Verification of Constancy of Perormance_AVCP), кои се дефинирани со користење на броевите: 1+; 1; 2; 3 и 4.

Авторот сака да укаже дека примената на хармонизираните стандарди и повикувањето на нив, е најлесниот и наједноставниот метод за гаранција на сообразноста на производот со основните барања на релевантната регулатива.

Клучни зборови: регулатива, системи за оцена, изјава за својства, хармонизирани стандарди

[1] MSc, Standardization Institute of the Republic of Macedonia, cerepnalkovska.sonja@isrm.gov.mk
[2] BSc, Ministry of economy of Republic of Macedonia, ljubomir.mitrov@economy.gov.mk

1. ВОВЕД

Градежништвото, како комплексна, дејност подразбира услуги и процеси (од проектирање до изведување), како и вградување на готови производи, при што завршниот резултат е производ кој во секој поглед треба да го задоволува проектираниот квалитет, сигурноста, како и барањата на крајниот корисник. Стратешки, градежништвото е една од најважните стопански гранки, затоа што обезбедува објекти и инфраструктура за сите други стопански и социјални категории.

Развојот на легислативата на ЕУ во областа на градежништвото е перманентен процес, а инструментите за остварување на политиката на квалитет во оваа област се доста сложени и во извесна смисла различни во однос на другите. Отстранувањето на техничките бариери во трговијата, во полето на градежни производи, е со цел да се зголеми нивното слободно движење на внатрешниот пазар на ЕУ.

Постоењето на нееднаков третман на пазарот на градежни производи во земјите на ЕУ, како и потребата од воведвање на еднаков третман на изјавата за својствата и принципот на системот за оцена и потврда на постојаност на својствата на градежните производи, беа основните причини за донесувањето на новата Регулатива 305/2011 за Градежни производи (Construction Products Regulation_CPR)

2. ШТО СЕ СОДРЖИ НОВАТА РЕГУЛАТИВА ОДНОСНО ЗАКОНОТ ЗА ГРАДЕЖНИ ПРОИЗВОДИ

Правилата во оваа Регулатива директно влијаат врз условите за градежните производи. Овие услови постепено се одразуваат и на националните стандарди за производи, националните технички одобренија и технички спецификации кои се поврзани со градежните производи. Овие правила не се однесуваат само на безбедност на градбите и на градежните работи, туку и на здравјето, издржливоста, заштедата на енергија и заштита на животната средина.

Регулативата се однесува на градежни производи, или на сет производи кои се трајно вградени во објектот, или во некои негови делови, а својствата на производите влијаат на својствата на објектот и на основните потреби на објектите, (basic requirements for construction works). Трајната вграденост значи, дека отстранувањето на производот од објектот би ја намалила неговата сигурност, а отстранувањето на производот би бил градежен зафат.

Од страна на Министерството за економија е изработен новиот Закон за градежни производи и објавен во Службен весник на РМ бр.104 од 24 јуни 2015 година. Понатаму е во план и изработка на неколку Правилници што ќе поризлезат од овој Закон. Со овие документи ќе биде целосно транспонирана Регулативата 305/2011, и истите ќе го заменат постоечкиот Закон за градежни производи во РМ од 2006 година, како и неговите подзаконските акти.

Со Законот ќе се се уредат системите и документите за оцена и потврда на постојаноста на својствата на градежните производи (Assesment and Verification of Constancy of Perormance_AVCP). Понатаму, се уредуваат дејствијата кои во рамките на оцената и потврдата на постојаноста на својствата на градежните производи ги спроведуваат производителите на градежните производи, како и користењето на „CE“ знакот.

Исто така, со Законот ќе се уредат барањата за именување на тела, постапката за именување, обврските на именуваните тела, обврските и барањата за именување на тела за техничка оцена, услови за работа и постапување на именуваното тело за спроведување на овој закон и други прашања, важни за пуштање на пазар на градежните производи.

Со Законот ќе се уредуваат и неусогласените подрачја како и надзорот над спроведувањето на законот, надзорот на пазарот, контролата и инспекцискиот надзор, во областа на градежните производи.

Со одредбите од Законот се уредуваат основните барања, кои мора да ги задоволат градежните објекти. Тоа значи, дека градежните производи мора да ги исполнуваат суштинските

карактеристки за да одговарат на својата намена, за да им овозможат на објектите да ги задоволат основните барања.

Основните барања за градежните објекти се основа за подготовка на мандатот за стандарди и за хармонизирани технички спецификации (хармонизирани стандарди hEN и Европска техничка оцена ETA).

Понатаму, со Законот се регулираат сите релевантни аспекти во врска со „Изјавата за својствата“(Declaration of Performance–DOP) на градежните производи, нејзината содржина и доставување.

Во врска со „CE“ ознаката се регулираат општите начела и употреба на „CE“ ознаката и Правилата и условите за поставување на „CE“ ознака.

Точно се дефинирани обврските на економските оператори, односно на: производителот, овластениот застапник, увозникот, дистрибутерот. Посебно се регулираат случаите во кои обврските на производителите се применуваат кај увозниците и дистрибутерите.

Понатаму, со Законот се рагулираат начелата за изготвување и донесување на „европските документите за оцена“ (European Assesment Document – EAD) како и неговата содржина. Ова се однесува за секој градежен производ кој не е опфатен, или не е целосно опфатен со хармонизиран стандард и за кој својствата за неговите основни карактеристики не може да бидат целосно оценети со усогласениот хармонизиран стандард. Во тој случај, на барање на производителот, „Телото за техничка оцена“ (Techical Assessment Body - TAB), изработува и донесува „европски документ за оцена“ (EAD).

Понатаму, врз основа на „европскиот документ за оцена“ (EAD), на барање на производителот, се издава „европска техничка оцена“ (European Technical Assesment – ETA) од страна на TAB, воспоставен во согласност со постапките утврдени во одредбите од овој Закон и Правилникот за утврдување на процедури за донесување на европски документ за оцена.

Законот содржи одредби поврзани за именување на тела, вклучени во процесот на оцена на сообразност, а кои ќе бидат овластени за извршување на задачите за трети страни во процесот на оцена и потврдата на постојаноста на својствата според овај закон. За нивно именување ќе биде надлежно Министерството за економија и за кое ја известува Комисијата за именуваните телата. Именуваното тело треба да биде акредитирано тело во рамките на делувањето и во согласност со Законот за акредитација, а може да биде и неакредитирано, но ќе треба да ги исполнува условите утврдени во овој Закон.

Законот ќе содржи и одредби за надзор и контрола на пазарот, како и инспекциски надзор со прекршочни одредби.

Регулативата 305/2011, во споредба со Директивата 89/106 EEC има повеќе измени и новини

1) Една од новините се однесува и на основните барања за градежните објекти. Основните барања за градежните објекти, кои мора да бидат исполнети за време на нивниот економски прифатлив работен век, се:

- Механичка отпорност и стабилност,
- Безбедност во случај на пожар,
- Хигиена, здравје и животна средина,
- Безбедност и достапност при употреба,
- Заштита од бучава,
- Заштеда на енергија и задржување на топлина и
- Одржлива употреба на природни ресурси.

Разликата е токму во седмиот услов, кој не беше содржан во Директивата. Градежните објекти мора да се проектирани, изградени и разрушени на таков начин што употребата на природните ресурси е одржлива и го гарантира следното: - повторна употреба или рециклирање на градежните објекти, нивните материјали и делови по разрушувањето, - издржливост на градежните објекти, - употреба на сировини и секундарни материјали во градежните работи кои се компатабилни со животната средина.

2) Различни производи различно придонесуваат за безбедноста на објектот - некои се поважни (на пример, носиви елементи, покрив, врати за заштита од пожари ...), додека други не се толку важни (внатрешни врати, обложени панели, ...). CPR предвидува 5 различни системи за оцена и потврда на постојаноста на својствата на градежните производи (Assesment and Verification of Constancy of Perormance_AVCP)_Табела 1. Сите системи се комбинација на задачите што се вршат од страна на производителот и од страна на именуваното тело . Преку системот „AVCP“ дадена е јасно поделба меѓу Сертификацијата на контролата на фабричкото производство (FPC) и сертификација на производот, за разлика од поранешниот систем на „Оцена на сообразност „AoC“.

	Задача	**Оцена и потврда на постојаноста на својствата на градежните производи (Assesment and Verification of Constancy of Perormance_AVCP)**				
		1+	**1**	**2+**	**3**	**4**
Производител	Почетно типско испитување (Определување на тип на производ)	-	-	+	-	+
	Фабричка контрола на производството (FPC)	+	+	+	+	+
	Испитување на примерок врз основа на програма за контролни испитувања	+	+	+	-	-
	Обележување на производот	+	+	+	+	+
	Изјава за својствата	+	+	+	+	+
Именувано тело	Почетно типско испитување (Определување на тип на производ)	+	+	-	+	-
	Почетна контрола на производниот погон и системот на (FPC)	+	+	+	-	-
	Континуиран надзор, оцена и евалуација на (FPC)	+	+	+	-	-
	Надворешна контрола/испитување на примероци пред да се пуштат на пазарот	+	-	-	-	-
	Сертифицирање на производ (CP) односно сертифицирање на фабричката контрола на производство (CFPC)	CP	CP	CFPC	-	-

3) Одредени типови производи можат да бидат неусогласени и за нив да не е потребна изјава за својства. Во суштина, ако градежниот производ е наручан или се изведува на „лице место“, тогаш барањата за „CE“ означување не се применуваат.

4) Регулативата има многу подетални барања во документот - „Изјава за својства“ (Deklaratiot of Perfprmance). По изведување на сите пропишани процедури, производителот мора сам да подготви „Изјава за својства“, во врска со основните карактеристики на градежниот производ, сообразен со соодветната хармонизирана техничка спецификација за пласман на производот.

Новата форма на примерокот бара повеќе информации, со кои се подобрува идентификацијата на релевантниот производ и производителот. Својствата треба да бидат цитирани во изјавата, а формата и соржината на изјавата е пропишана во Актот на Европската Комисија 574/2014

5) Поврзувањето со REACH легислативата (Регистрација, Евалуација, Авторизација и Рестрикција на хемикалии), информациите кои се однесуваат на опасните материи во градежните производи, ќе бидат обезбедени со „Изјавата за својства“.

6) Економските оператори се дефинирани како производители, увозници, дистрибутери или авторизирани претставници. Оттука е јасно, дека и увозниците имаат дефинирана одговорност за производите со кои тргуваат. Ако ова не се почитува, се доведува до прекршување на Регулативата.

7) Европските тела за техничко одобрување ќе бидат ре – номинирани во тела за техничка оцена, но ова не е автоматски трансфер.

8) Надзор на пазарот - подразбира спроведување на Регулативата. Јасно е дека Европската Комисија сака да ја подобри политиката и спроведувањето на Регулативата.

За процесот на транспонирање на Регулативата во Република Македонија е задолжено Министерството за економија. Институтот за стандардизација на Република Македонија - ИСРМ има задача сите хармонизирани европски стандарди да ги усвојува како национални македонски стандарди. На барање на Министерството за економија , ИСРМ ја доставува листа на усвоени хармонизирани стандарди до Министерството, а понатаму Министерството истата ја објавува во Службен весник на РМ. Меѓутоа, на надлежните органи и на стопанските субјекти, им остануваат многу дополнителни активности за имплементација на овој Закон.

3. ХАРМОНИЗИРАНИ СТАНДАРДИ

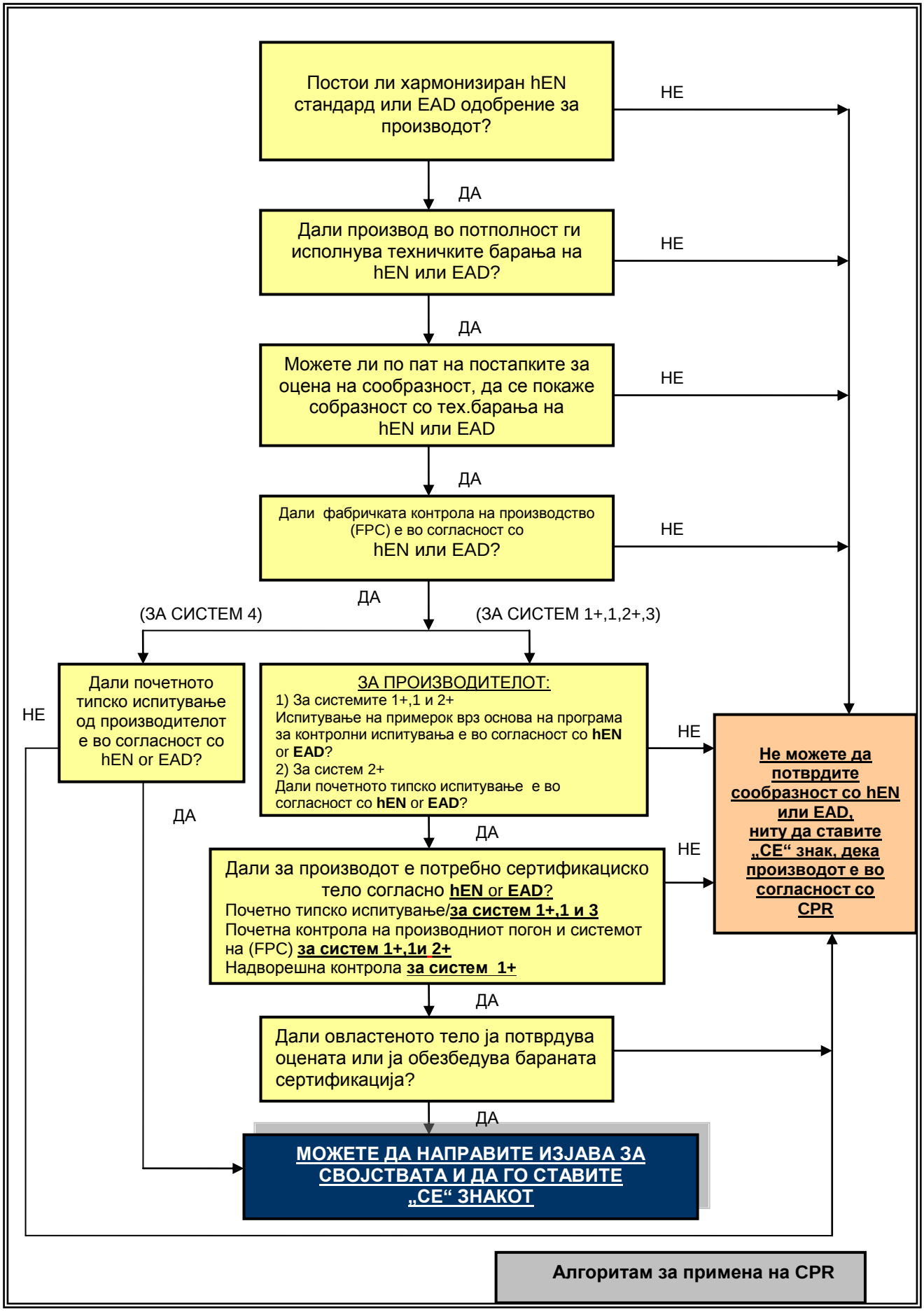
Хармонизирани стандарди (hEN) се европски стандарди развиени од страна на европските тела за стандардизација под мандат на Европската комисија и/или Европската асоцијација за слободна трговија (EFTA). Сите заинтересирани страни се вклучени во процесот и развојот на хармонизираните стандарди преку европските телата за стандардизација (ECO). ECO гарантираат дека различнте категории на заинтересирани страни се вклучени во сите инстанци на подготовка на хармонизираните стандарди на праведен начин.

Хармонизираните стандарди ги обезбедуваат методите и критериумите за оцена на перфомансите на производите во врска со нивните есенцијани карактеристики. Европскта Комисија ги објавува хармонизираните стандард во Службениот весник на ЕУ (OJEU). Со објавување на стандардот во Службен весник на ЕУ, се објавува и датумот на започнување и завршување на коегзистенција, до кој државите членки се задолжени европските стандарди да ги усвојат на национално ниво и да ги повлечат конфликтните национални стандарди. Хармонизираните стандарди ги поддржуваат основните барања на Директивата/Регулативата на „Новиот приод“.

Производот, направен во согласност со хармонизираните стандарди поседува претпоставка на сообразност со основните барања на одредени директиви.

Во областа на CPD, околу 2000 стандарди се во подготовка, додека околу 600 стандарди се целосно хармонизирани. Стандардите се класифицирани според групацијата на производите за кои се наменети Листата на хармонизирани стандарди се наоѓа на сајтот на Европската комисија.

Доколку производителот одлучи да се повика на хармонизиран стандард, тој мора да пружи доказ за сообразност на неговиот производ со хармонизираниот стандард, а тоа е Изјавата за својствата. Со изготвување на оваа изјава, произодителот презема одговорност за сообразноста на градежниот производ за неговата намена и може да го постави „CE“ знакот. „CE“ ознаката, се прилепува пред да се пласира производот на пазарот. Општите начела, како формата и демензиите на „CE“ ознака се точно пропишани во Регулативата на ЕУ бр.765/2008.


Постои ли хармонизиран hEN стандард или EAD одобрение за производот?
НЕ
ДА
Дали производ во потполност ги исполнува техничките барања на hEN или EAD?
НЕ
ДА
Можете ли по пат на постапките за оцена на сообразност, да се покаже собразност со тех.барања на hEN или EAD
НЕ
ДА
Дали фабричката контрола на производство (FPC) е во согласност со hEN или EAD?
НЕ
ДА
(ЗА СИСТЕМ 4)
(ЗА СИСТЕМ 1+,1,2+,3)
Дали почетното типско испитување од производителот е во согласност со hEN or EAD?
НЕ
ДА
ЗА ПРОИЗВОДИТЕЛОТ:
1) За системите 1+,1 и 2+
Испитување на примерок врз основа на програма за контролни испитувања е во согласност со hEN or EAD?
2) За систем 2+
Дали почетното типско испитување е во согласност со hEN or EAD?
НЕ
ДА
Дали за производот е потребно сертификациско тело согласно hEN or EAD?
Почетно типско испитување/за систем 1+,1 и 3
Почетна контрола на производниот погон и системот на (FPC) за систем 1+,1и 2+
Надворешна контрола за систем 1+
НЕ
ДА
Дали овластеното тело ја потврдува оцената или ја обезбедува бараната сертификација?
ДА
МОЖЕТЕ ДА НАПРАВИТЕ ИЗЈАВА ЗА СВОЈСТВАТА И ДА ГО СТАВИТЕ „CE“ ЗНАКОТ
Не можете да потврдите сообразност со hEN или EAD, ниту да ставите „CE“ знак, дека производот е во согласност со CPR
Алгоритам за примена на CPR

4. ЗАКЛУЧОК

На производителите им се препорачува да ги применуваат хармонизираните стандарди, иако истите не се задолжителни. Според тоа, производителот може да одбере дали ќе се повика на хармонизираните стандарди или не. Доколку произведувачот одлучи да не се повикува на хармонизираните стандарди, за да пружи доказ за сообразноста на неговиот производ со релевантните директиви, тој има обврска да докаже дека неговиот производ е сообразен со основните барања со користење на други средства по свој избор на свој трошок.

За оние производи, за кои има изготвено изјава, производителот прилепува „CE“ ознака. Со тоа се означува дека производителот ја преземал одговорност за сообразност на производот со пријавената функционалност.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Official Journal of the European Union (4.4.2011). Regulation (EU) No 305/2011 of European Parlament and of the Council of 9 March 2011

[2] BSI (December 2012). Guidance Note on the Construction Products Regulation

[3] EU Commission (September 2002). Guidance Paper B, The definition of Factory Production Control in Technical Specification for Construction products

[4] EU Commission (27 May 2004). Guidance Paper D, CE Marking under the Construction Products Directive

[5] Kočar J., Mission of the Repubic of Sloenia, TAIEX No. 51976, Workshop on Transposition of EU Legislation on Construction Products, Skopje, May 27 - 31, 2013

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CM - 2

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Plamen LECHEV CHOBANOV[1], Konstantin NELKOV NENOV[2]

EFFECTS OF HYGROTHERMAL BEHAVIOR OF SINGLE-LAYERED ASSEMBLIES CALCULATED BY THE CLASSICAL METHOD, TAKING INTO ACCOUNT CAPILLARYACTIVEPROPERTIES

SUMMARY

This paper presents the results from theoretical methods and their comparison in the study of the hygrothermal behavior of capillary active insulating materials, according to the classical method of Glaser and the method of reporting capillary action. Analysis of the graphs for temperature curves, humidity conditions and calculations for accumulating moisture for a period of time in a single-layered assemblies are presented. Ideas for future research of the composite assemblies and the effects of it are given.

Keywords: hygrothermal behavior of capillary active thermal insulation materials

Пламен ЛЕЧЕВ ЧОБАНОВ[1], Константин НЕЛКОВ НЕНОВ[2]

ЕФЕКТИ ОД ХИГРОТЕРМАЛНО ОДНЕСУВАЊЕ НА ФАСАДНА КОНСТРУКЦИЈА ПРЕСМЕТАНИ СПОРЕД КЛАСИЧНА МЕТОДА ЗЕМАЈЌИ ГИ ВО ПРЕДВИД КАПИЛАРНО АКТИВНИТЕ СВОЈСТВА

РЕЗИМЕ

Во овој труд ќе бидат прикажани резултати добиени според теоретски методи и ќе биде направена нивна споредба со резултатите од хигротермичкото однесување на капиларно активни изолациски материјали добиени според класичниот метод на Гласер. Анализирани ќе бидат графикони на температурни криви, влажност и акумулирање на влага за одреден период на време. На крај ќе бидат презентирани идеи за идни истражувања за оваа тема.

Клучни зборови: хигротермално однесување на капиларно активни термоизолациони материјали

[1] Assoc. Prof. PhD eng. Faculty of Structural Engineering, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Bulgaria, chobanov_FCE@uacg.bg
[2] BSc, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Bulgaria, nelkov88@gmail.com

1. INTRODUCTION

The use of internal capillary-active insulation materials for external walls of buildings is very topical issue because of the basic problem of condensation. The answer consists both of the proper work of the builders and the correct study patterns of surrounding structures. There are computer programs simulating these processes with a high degree of accuracy. Their results are accepted by many state institutions. This allows the solution of the problems concerning of condensation on the inside surface of the surrounding structures. The problem could be solved by using internal capillary-active insulation.

The use of such insulation on the inside is used mostly in buildings monuments, churches and others where is not possible to perform thermal insulation on the outside of the front walls.

This report will compare the results of the calculation method of the classic study for the accumulated moisture in various materials through the condensation period and taking into account the capillary active properties. We will analyze the necessary conditions to proceed capillary transport of water in the pores of some insulation materials which are considered as single-layer surrounding structure in buildings. We will offer an idea to take in account the capillary properties of these materials and make a comparison of accumulation of moisture according to the classical method and this considering the capillary properties of the materials.

2. CAPILLARY ACTIVITY OF SOME INSULATION MATERIALS - DEFINITIONS

The liquid transport in building materials is caused by the difference in the relative humidity of the air in the pores, respectively, the difference in temperature within the element. The direction is from the zones with a lower temperature to zones with a higher ones. Another reason causing the liquid transport is due to the forces of the capillaries with a smaller radius, sucking water from the capillaries with a larger radius.

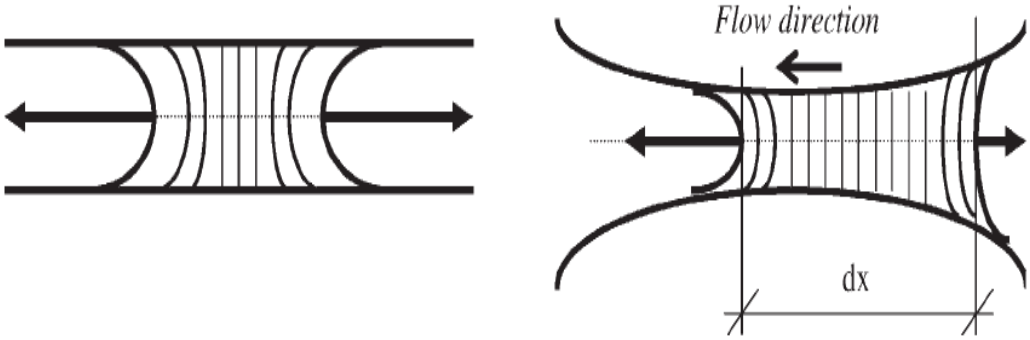


Figure 1. Liquid transport in building materials

The liquid transport begins when the water film obtained by condensation of water vapor in the pores of the material becomes sufficiently thick to allow the top layer of water molecules to move towards locations with higher temperature. According to some sources, the movement of water molecules is due to the viscosity of water as in zones with a high temperature where the friction of the molecules themselves is smaller. It is also important the adhesion of water molecules to the walls of the pores of the material, because, the greater is the adhesion strength, the more pronounced are the capillary properties by the liquid transport, such as are the insulating materials on mineral binding base.

The transfer of water in the material can be indirectly analyzed by using two coefficients D_{ws}–liquid transport coefficient for suction and D_{ww}-liquid transport coefficient for redistribution. The Table 1 shows the values of the coefficients of some building materials.

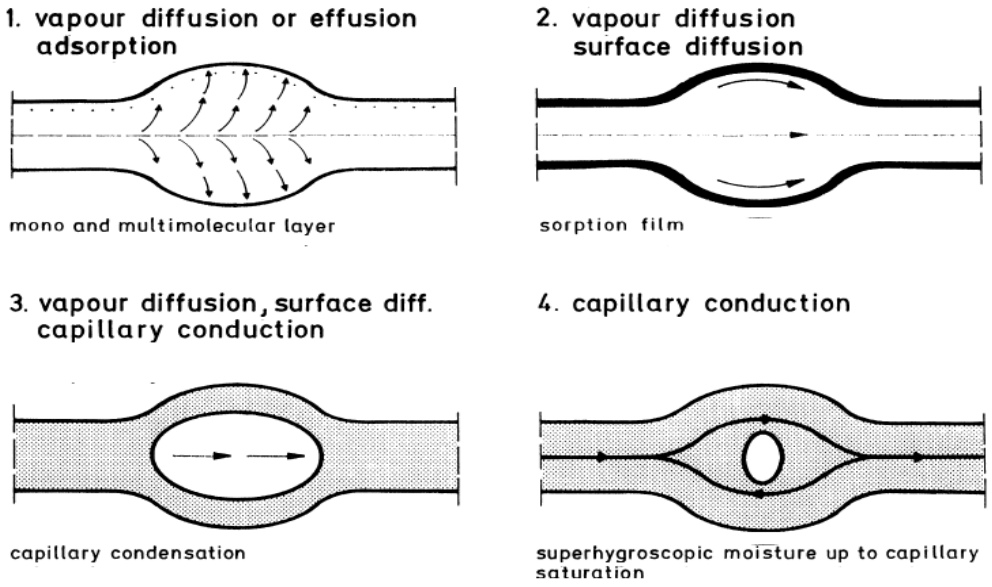


Figure 2. Adhesion of water molecules to the walls of the pores of the material

Material	W[kg/m^3]	Dw[m^2/s]
Aerated concrete	44	$2.2.10^{-10}$
Aerated clay brick	35	$2{,}6.10^{-10}$
Ytong multipor	8,1	$1{,}1.10^{-10}$

Table 1. Values of the liquid transport coefficients for suction and redistribution, for some building materials

For determination of these coefficients frequently is used one of the next methods: method changes to l (thermal conductivity), modification of electrical resistance, capacity, ultrasound, MRI and others. The following graphs illustrate the transport of water vapor and moisture transfer in a liquid state having two opposite flow moving in the capillary-active materials and depending on the temperature, the relative humidity of the air in the pores and the partial pressure. It can be seen that under isothermal conditions, water vapor transmission and water have the same directions and at non-isothermal conditions they are opposite.

3. ACCUMULATION OF MOISTURE IN SINGLE-LAYERED SURRONDING STRUCTURE ACCORDING TO CLASSICAL METHOD.

To assess the capillary effect we will examine the capillary properties of the three materials using them as a single-layered surrounding structures with different thicknesses and show the results of moisture accumulated during the winter period calculated in accordance with current regulations and climate conditions.

Type of material	**d,m**	**λ,W/m°C**	**μ**
Aerated concrete – 600kg/m3	0,06	0,14	8,0
Aerated clay brick– 600 kg/m3	0,25	0,12	16
Ytong multipor– 115kg/m3	0,06	0,04	4,1

Table 2. Capillary properties of the materials

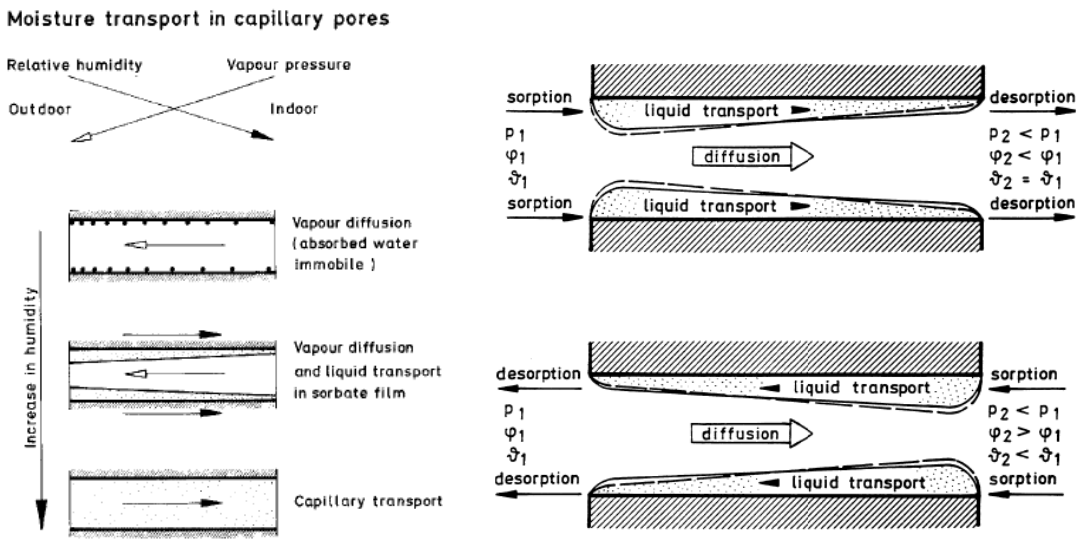


Figure 3. Moisture and liquid transport and vapour diffusion

Temperature conditions in which the calculations are made:

We use weather in Sofia, Bulgaria, which falls in the seventh climatic zone according to current regulations:

θ_e – outdoor air temperature for the period of condensation;

θ_e = -10 ^{0}C = 263,15 φ_e=90%;

$\theta_{i'}$ – indoor temperature;

θ_i = 19 ^{0}C = 292,15^{0}K , φ_i=65%;

Partial pressure of water vapor– P_i;

Maximum partial pressures – P_{max};

Diffusion resistance to water vapor for a material: $\mu = \frac{\delta \kappa}{\delta_{възд}}$.

It is the ratio of the rate of passage of water vapor through the material to the coefficient of the passage through the air.

We calculated the accumulation of moisture according to the standard method of Glaser for a period of condensation using these variables and dependencies.

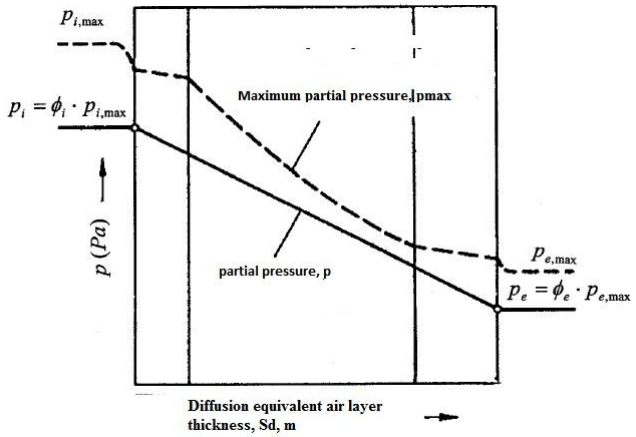


Figure 4. Diagram of partial pressures and pressures of saturation

$$z = 1{,}5.10^6.\mu.d$$

Diffusive resistance factor[m^2/h.Pa.kg]

$$g = \frac{(p_i - p_e)}{z} \qquad g_e = \frac{p_{\max,w} - p_e}{z_e} \qquad g_i = \frac{p_i - p_{\max,w}}{z_i}$$

Diffusion flow density [kg/m^2.h]

$$W_k = t_k(g_i - g_e)$$

Accumulated moisture for the winter period [kg/m^2]

4. MAIN IDEA FOR ACCOMMODATION OF THE CAPILLARY EFFECT IN THE CALCULATION.

The basic idea to take into account the capillary conduction according to the classical approach, the method of "Glaser", is the formation of a condensation front, which is moved towards the warm side of the element according to a physical law, such as after a certain period of time there are no more conditions for the formation of condensate The assessment is made on the basis of accumulated moisture at this moment and moisture accumulated according to the classical method.

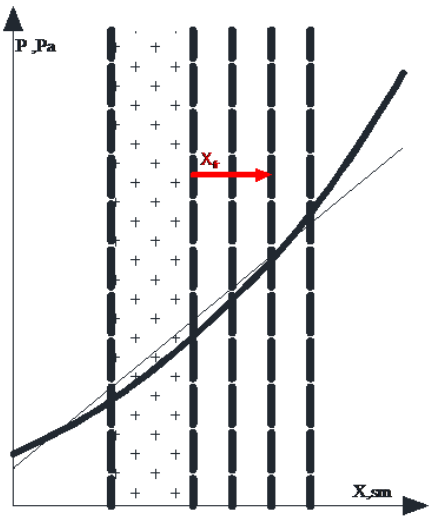


Figure5. Case with the formation of condensation zone

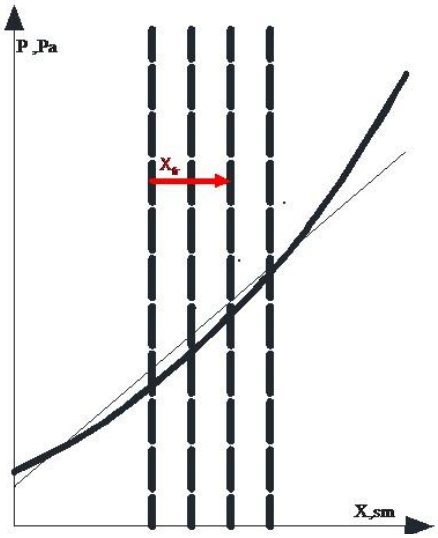


Figure 6. Case with the formation of condensation line

The displacement of the front as a function of time may be given by the following relationship proposed in [1], wherein introducing two values of the water content of the material, w_{cr} - critical water content in the material below which there are no conditions for liquid transport, and w_H - hygroscopic water content, which corresponds for the most materials to the water content at 95% relative humidity in the pores.

$$x = \sqrt{\frac{2\, p_{sat}\,(1-\phi)}{\mu\, N\,(w_{cr} - w_H)}}\,\sqrt{t}$$

Where:

x – displacement of the front of the condensation, [cm];

P_{sat} – partial pressure in the plane of condensation or right side of the condensation zone, [Pa];

Φ – relative humidity;
μ – diffusion resistance factor;
t[s] – time(seconds);
w_{cr} – critical water content, [kg/m^3];
w_H – hygroscopic water content, [kg/m^3];
N – coefficient equals to$1{,}5.10^6.3600 = 5{,}4.10^9$.

4.1. Results

The condensation front moves according to the given law.We calculate the new accumulated moisture in the classical method considering condensation front displaced over a period of time to obtain the results set forth in the Table 3:

	AERATED CONCRETE d =20cm	AERATED CLAY BRICK d =25cm	YTONG MULTIPOR d =6cm
$W^1_к$[kg/m^2] – accumulated moisture according to the classical method 1440h	0,240	0,053	1,170
$W^2_к$[kg/m^2] – accumulated moisture with included capillary conduction 1440h	0,180	0,059	0,160
$W^1_к$– $W^2_к$[kg/m^2]	**+0.060(-25%)**	**-0,006(+10)%**	**+1,010(-85)%**
X_{fr}[cm/h] –displacement of the condensation front for 1 h.	0,029	0,029	0,051

Table 3. Calculation results

As seen from the table the moving of the front does not mean always less accumulated moisture after current period of time, as the case is with the aerated clay brick. In the case with MULTIPOR the condensation front reaches the warm end of the element after 250h, which means that after this time there are no conditions for condensation. This shows that capillary active materials such as MULTIPOR, due to the porous structure and the mineral basis may bring the condensed water to the warm side of the structure element and can prevent the accumulation of moisture inside it.

5. CONCLUSIONS:

1. Taking into account the capillary conduction, the moisture accumulated in capillary-active insulation materials dramatically reduces than the methodology used by the formation of condensation moving front added to the classical method of "Glaser".
2. The results obtained from the single-layered surrounding structures of capillary-active insulation materials accumulated moisture through condensation period are good prerequisite for their use in multi-layered surrounding structures used in different constructions.

REFERENCES:

[1] „Building Physics – Heat, Air and Moisture, Fundamentals and Engineering Methods with examples and exercises” 2nd edition – Hugo Hens

[2] “Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components” – Hartwig M. Kunzel

[3] “Moisture Transport and Storage Coefficients of Porous Mineral Building Materials” – Martin Krus

[4] REGULATION №7 of July 15, 2015 for energy efficiency, heat and energy savings in buildings

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

CM - 3

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ksenija JANKOVIĆ [1], Dragan BOJOVIĆ[2], Marko STOJANOVIĆ[3], Ljiljana LONČAR[4], Lana ANTIĆ[5]

THE INFLUENCE OF TAILINGS AS A PARTIAL SUBSTITUTE IN AGGREGATE WITH SULPHATE-RESISTANT CEMENT TO SCC CONCRETE DURABILITY

SUMMARY

Tailings test results showed no pozzolanic activity and that its application in concrete can be a partial replacement of aggregate. This paper presents the possibility of using tailings in self-compacting concrete made with sulphate resistant cement. Concrete specimens in which the aggregate fraction 0/4 mm was replaced with 10 and 20% of tailings were examined. The resistance on freezing and thawing with de-icing salts is used as an indicator of concrete durability.

Keywords: tailing, self-compacting concrete, CEM III, durability

Ксенија ЈАНКОВИЌ[1], Марко СТОЈАНОВИЌ[2], Драган БОЈОВИЌ[3], Лилјана ЛОНЧАР[4], Лана АНТИЌ[5]

ВЛИЈАНИЕТО НА ЈАЛОВИНАТА КАКО ДЕЛУМНА ЗАМЕНА ЗА АГРЕГАТ ВРЗ ТРАЈНОСТА НА САМО-КОМПАКТИРАЧКИ БЕТОН НАПРАВЕН ОД СУЛФАТНО ОТПОРЕН ЦЕМЕНТ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажана можноста за користење на јаловина како компонента во само-компактирачки бетонот направен од сулфатно отпорен цемент. Резултатите од тестовите покажаа дека јаловината не предизвикува пуцоланска активност и дека поради тоа може да се употреби како делумна замена за агрегат. Направени се повеќе бетонски примероци каде агрегатот со фракција од 0/4 мм беше заменет со 10% и 20% јаловина. Трајноста на ваквиот тип на бетон е испитана преку серии на замрзнување и одмрзнување на бетонските примероци.

Клучни зборови: јаловина, само-компактирачки бетон, CEM III, трајност

[1] PhD, IMS Institute, Serbia, Belgrade, ksenija.jankovic@institutims.rs
[2] MSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, dragan.bojovic@institutims.rs
[3] MSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, marko.stojanovic@institutims.rs
[4] BSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, ljiljana.loncar@institutims.rs
[5] MSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, lana.antic@institutims.rs

1. INTRODUCTION

When metal production is increased, the amount of tailings is increased, which presents a serious environmental problem. In industrial areas, large amounts of flotation tailings are generated during the flotation of ore from the mine, and technogenic raw slag from the furnace.

Thomas et al, investigates the possibility of using tailings from the copper ore as a partial replacement for natural river sand in concrete (Thomas et al. 2013). The concrete is made from mining waste from copper ore (substitution of up to 60%), and it has good strength and durability characteristics.

The effect of the application of copper tailings which substitute 0%, 5% and 10% of cement mass on the properties of fresh and hardened concrete has been determined (Onuaguluchi and Eren 2012). It was found that mortars with copper tailings have greater strength and resistance to abrasion.

Physical, chemical and microstructural properties of the lightweight aggregate, obtained in the mining process and from industrial waste, including the combustion of coal products and soil pollution from the mines, was investigated (González-Corrochano et al. 2014).

The same group of authors presents a study on the thermal treatment effectiveness in the immobilization of various chemical elements within the structure of artificial lightweight aggregates (LWAs) which are produced from fly ash and contaminated mine soil (González-Corrochano et al. 2012).

2. EXPERIMENTAL WORK

2.1. The results of tailings testing

The aim of this study was to investigate the possibility of applying tailings in self-compacting concrete as a partial replacement of river sand.

For this study, a sample of tailings from the Pb and Zn mine was used. The sample was tested to determine its physical, chemical and mechanical properties. The chemical composition of the sample of the tailings was determined by using the classical chemical analysis in accordance with the SRPS EN 196-2 standard. The results of chemical analysis in accordance with the SRPS EN 197-1 standard were used to calculate the content of reactive SiO2 and CaO. The physical properties of the tailings were defined according to SRPS B.C1.018 standard.

Pozzolanic activity results were extremely low, so it was concluded that this material is not suitable to replace cement in concrete and mortar or to be pozzolanic additive for cement (Jankovic et al. 2014). The possibility of using tailings as a partial replacement for aggregate in concrete will be the focus of the further research. The tailings sample can only be used as a substituent of the part of aggregate fractions 0-4 mm because of its grain size.

2.2. The testing of self-compacting concrete properties

2.1. Fresh concrete

For the tests described in this paper self-compacting concretes with a part of the aggregate replaced with tailings from the mine were made (Table 1).

For the preparation of self-compacting concrete the following materials were used:

- Cement: CEM III/B 32,5N LH/SR, Lafarge BFC, Beocin
- Aggregate: river, washed and separated into fractions 0/4, 4/8, 8/16 mm
- Mineral additive Type I: filler
- Mine tailing
- Chemical admixture: 1. Superplasticizer VSC 1020xtreme, Sika – Serbia
- Chemical admixture: 2. Air entraining Sika Aer, Sika – Serbia

- Water: potable water

Mix number	Aggregate 0/4mm fraction		Tailings for replacement 0/4mm fraction	
	%	kg/m^3	%	kg/m^3
J_SCC_CEM_III-0%	45%	752.0	0%	0
J_SCC_CEM_III-10%	45%	676.8	10%	75.2
J_SCC_CEM_III-20%	45%	601.6	20%	150.4

Table 1. Composition of concrete mixtures

Cement = 350 kg/m^3; Aggregate=1671 kg/m^3; Filler=100kg/m^3; Water=180kg/m^3; Superplasticizer VSC 1020xtreme – 1.0%; Air entraining Sika Aer - 0.013%; w/b=0.4

Fresh concrete is designed to meet the minimum properties of self-compacting concrete, according to SRPS EN 209-1 standard. A referent mixture and two mixtures in which a part of the fine aggregate (10 or 20%) was replaced with tailings were prepared.

The testing of the properties of fresh SCC concrete should demonstrate the impact that the replacement of fine fractions of aggregate has on the rheological properties of fresh SCC concrete. The properties of SCC concrete that were tested are: slump flow, testing with V-funnel and L-box according to SRPS EN 12350-8, SRPS EN 12350-9 and SRPS EN 12350 -10 standards.

Slump flow testing is used to receive insight into the horizontal flow of self-compacting concrete in case there are no obstacles. V- funnel testing is used for the estimation of the SCC concrete viscosity and represents the amount of time necessary for the concrete to flow from the funnel. The L-box is used for testing of the SCC concrete ability to pass through the narrow passages between the armature and other obstructions without blocking and segregation. Method with three bars was used.

The properties of self-compacting concrete with and without tailings are given in Table 2. Bulk density of fresh concrete was tested according to SRPS EN 12350-6 standard and ranged from 2310 to 2335 kg/m^3. Besides this testing, the testing of entrained air in fresh concrete was performed according to SRPS EN 12350-7 standard.

Mix number	Slump flow SRPS EN 12350-8	V funnel SRPS EN 12350-9	L-box (3 bars) SRPS EN 12350-10	Entrained air SRPS EN 12350-7
	(mm)	(sec)	PL=H2/H1	%
J_SCC_CEM_III-0%	700	7.8	1.10	4.2
J_SCC_CEM_III-10%	690	7.9	1.00	3.3
J_SCC_CEM_III-20%	650	8.2	0.82	5.1

Table 2. The properties of self-compacting concrete with and without tailings

2.2. Hardened concrete

The samples for testing concrete compressive strength were made. Concrete was compacted without vibration in metal cube-shaped molds with an edge length of d = 100 mm, and the samples were cured in water at a temperature of + 20 ° C until they were tested according to SRPS EN 12390-2 standard.

Testing of concrete compressive strength at the age of 3, 7 and 28 days was carried out according to SRPS EN 12390-3 standard. Bulk density of hardened concrete was tested according to SRPS EN 12390-7 standard and ranged from 2300 to 2350 kg/m^3. The results of the testing are shown in Figure 1.

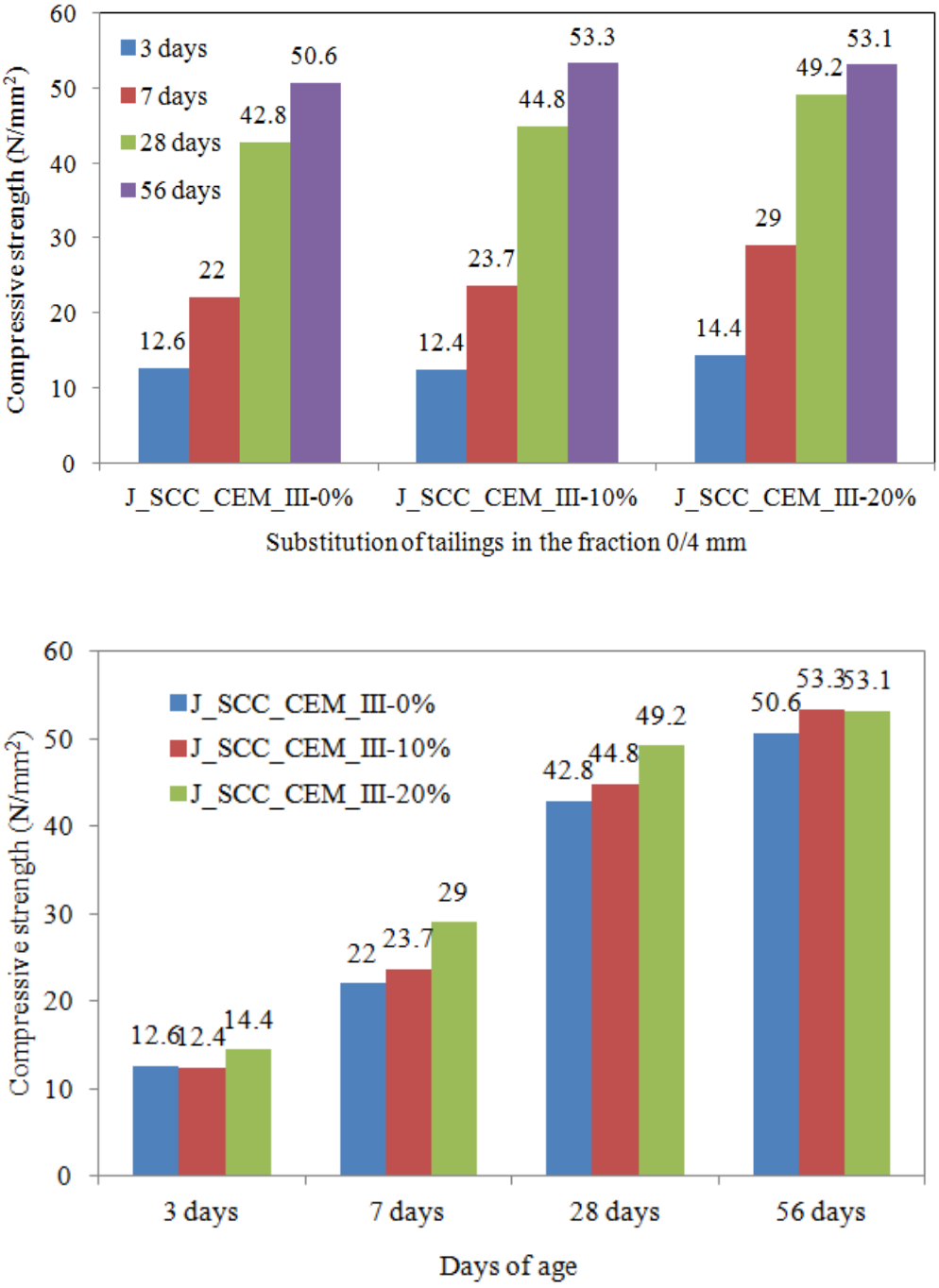


Figure 1. Compressive strength of SCC concrete at a certain age

The resistance on freezing and thawing with de-icing salts is used as an indicator of concrete durability. Destructive test according to SRPS CEN/TS 12390-9 at 28 cycles and non-destructive test by device RapidAir 457 were done. Sample prepared for non-destructive test is given in

Figure 2. Results of destructive test shown that concrete without mine tailings was not resistant according to SRPS U.M1.206, i.e. average mass loss was greater than 0.5 kg/m^3. Results of non-destructive test are given in Table 3 and Figure 3.

Figure 2. Sample for testing by Rapid Air 457

Rapid Air	J_SCC_CEM_III-0%	J_SCC_CEM_III-10%	J_SCC_CEM_III-20%
Air Content (%)	3.91	5.36	4.51
Specific Surface (mm^{-1})	26.46	33.26	36.88
Spacing Factor (mm)	0.259	0.179	0.174
Void Frequency (mm^{-1})	0.259	0.446	0.416
Average Chord Length (mm)	0.151	0.120	0.108

Table 3. Test results on device Rapid Air 457

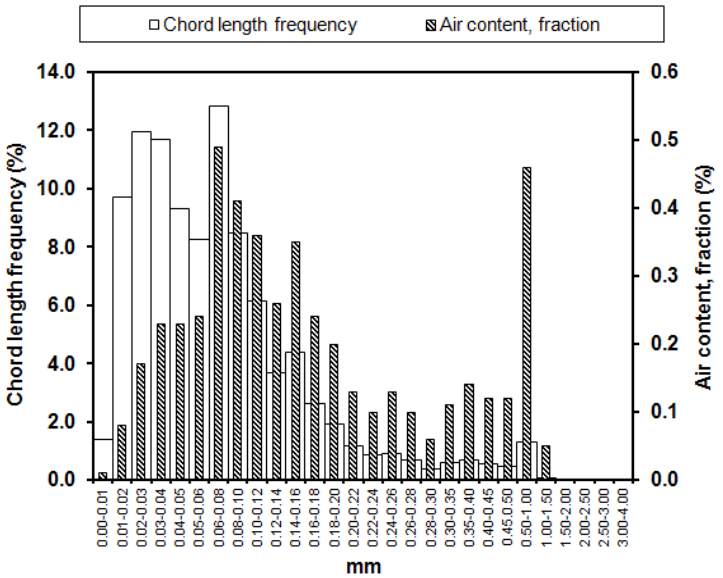


Figure 3. Chord length frequency and air content for with 20% mine tailings

3. CONCLUSION

SCC concrete was made by replacing a part of fine aggregate with tailings, and it can be classified into following classes based on its properties in fresh state: SF2 (*Slump flow*), VF1 (*V-funnel flow*) and PL2 (*Passing ability*).

The testing of concrete compressive strength at the age of 3 days has shown that by replacing 20% of tailings in aggregate there is a 14.3% increase of concrete strength when compared to the reference concrete. Higher strengths of concretes with 10% and 20% addition of tailings when compared to the reference concrete at 7, 28 and 56 days of age were measured.

Results of destructive test shown that concrete without mine tailings was not resistant according to SRPS U.M1.206, i.e. average mass loss after 28 cycles was greater than 0.5 kg/m^3. Assessment after investigation with Rapid Air 457 was that concrete without mine tailings, based on size and spacing factor of pores, will be not resistant, while concrete with 10% and 20% addition of tailings will be resistant to frost in the presence of salt. The results complain with destructive test.

The results presented in this paper show that there is a possibility to use tailings from the Pb and Zn mine in self-compacting concrete made with sulphate resistant cement and that replacing the fine fractions of aggregate with 20% of the tailings provides the best effect.

4. ACKNOWLEDGMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] González-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodas M. Effect of prefiring and firing dwell times on the properties of artificial lightweight aggregates, Construction and Building Materials 53 (2014) 91–101

[2] González-Corrochano B., Alonso-Azcárate J., Rodas M. Effect of thermal treatment on the retention of chemical elements in the structure of lightweight aggregates manufactured from contaminated mine soil and fly ash, Construction and Building Materials 35 (2012) 497–507

[3] Janković, K., Miličić, Lj., Bojovic, D., Loncar Lj., Stojanović, M. (2014): "The possibility of using mine tailings as a partial aggregate replacement", DIMKS, INTERNATIONAL SYMPOSIUM, Proceedings, Vrnjačka Banja, 131-136 (ISBN 978-86-87615-05-2, COBISS.SR-ID 210812172)

[4] Onuaguluchi O., Eren O. Recycling of copper tailings as an additive in cement mortars, Construction and Building Materials 37 (2012) 723–727

[5] Thomas B. S., Damare A., Gupta R.C. Strength and durability characteristics of copper tailing concrete, Construction and Building Materials 48 (2013) 894–900

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CM - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ksenija JANKOVIĆ[1], Marko STOJANOVIĆ [2], Dragan BOJOVIĆ[3],
Ljiljana LONČAR[4], Lana ANTIĆ[5]

THE POSSIBILITY OF THE USE OF CEM IV IN AGGRESSIVE ENVEROMENTS

SUMMARY

Durability and exploitation life of a structure depends on the aggressiveness of the environment in which it is located. The possibility of using CEM IV in aggressive environments was investigated in this study. Two concrete mixtures were made with pozzolanic cement with quantities of 310 and 360 kg/m^3. The results of testing the influence of aggressive solutions on concrete and its freeze/thaw resistance were presented.

Keywords: pozzolanic cement, chemical resistance, freeze/thaw resistance

Ксенија ЈАНКОВИЌ[1], Марко СТОЈАНОВИЌ[2], Драган БОЈОВИЌ[3], Лилјана ЛОНЧАР[4],
Лана АНТИЌ[5]

МОЖНОСТА ЗА УПОТРЕБА НА CEM IV ВО АГРЕСИВНИ СРЕДИНИ

РЕЗИМЕ

Трајноста и можноста за долга експлоатација на една конструкција во голема мера зависи од агресивноста на средината во која истата се наоѓа. Во овој труд ќе биде испитана можноста за употреба на CEM IV во агресивни средини. За таа цел беа направени два бетонски мешавини со пуцолански цемент со количини од 310 и 360 kg/m^3. Презентирани ќе бидат резултати од дејството на агресивната средина врз бетонските примероци како и нивната отпорност на повеќе циклуси замрзнување и одмрзнување.

Клучни зборови: пуцолански цемент, хемиска отпорност, отпорност против замрзнување-одмрзнување

[1] PhD, IMS Institute, Serbia, Belgrade, ksenija.jankovic@institutims.rs
[2] MSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, marko.stojanovic@institutims.rs
[3] MSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, dragan.bojovic@institutims.rs
[4] BScCE, IMS Institute, Serbia, Belgrade, ljiljana.loncar@institutims.rs
[5] MSc, IMS Institute, Serbia, Belgrade, lana.antic@institutims.rs

1. INTRODUCION

Service life of concrete structures is a very important parameter for its design and building. In the standard EN 206-1 attention is paid to the durability of concrete structures. XF3 are environmental conditions that involve high saturation with water without de-icing agents in the case of applying to horizontal concrete surfaces exposed to rain and frost. Acid attack means that concrete is in the XA exposure class. According to the pH value there are three classes: XA1, XA2 and XA3.

They are important studies of different types of cement to determine the durability of concrete structures (Georgescu et al. 2011), and the combination of different types of cement and various aggressive solutions (Georgescu et al. 2010).

According to (De Belie et al. 1997), three factors are important role in the acid resistance of concrete: the permeability, determining the extent to which acids can penetrate into concrete, the alkalinity and the chemical composition of the cement paste.

Bertron et al. 2005 and De Belie et al.1997 in their investigations have shown the positive influence of mineral additions, such as fly ash, while Bertron et al. 2004 and De Belie et al.1998 ositive influence of silica fume and blast-furnace slag. In the paper (S. Miletic et al. 1999) is presented that addition of fly ash to Portland cement makes this cement become more resistant to the sulfate aggressive environment. Sulphate resistance of concrete with fly ash cement shows that sulphate-resistant cements improve the chemical resistance (Torgal and Jalali 2009). Jankovic et al. 2014 presented the resistance to corrosion caused by sulphate, nitrate, carbamide, lactic and acetic acid on mortar and concrete with CEM III/B.

Investigation of (Pavlik 1994) and (Schneider and Chen 2005), shown that ammonium nitrate solutions are very corrosive to cementations materials

2. EXPERIMENTAL WORK

Two types of concrete with pozzolanic cement in the amount of 310 and 360 kg/m^3 were made in the experimental work. Concrete is designed in a way that approximately the same workability of concrete is achieved with different quantities of cement. After the components are mixed and the concrete is prepared, the properties of fresh concrete are checked as follows:

- consistency of fresh concrete by the slump test according to SRPS EN 12350-2,
- temperature according to SRPS U.M1.032,
- bulk density of fresh concrete according to SRPS EN 12350-6,
- entrained air content in concrete according to SRPS EN 12350-7.

After the measurement of the properties of fresh concrete, the concrete is compacting on a vibrating table into cube shaped molds with edges measuring d = 150 mm. The samples were made in laboratory conditions. The samples were cured for 24 hours in molds in open air at a temperature of + 20^{0}C. After they had been removed from the molds, concrete specimens were cured in water at a temperature of + 20^{0}C until testing.

The following properties of hardened concrete were tested:

- bulk density according to SRPS EN 12390-7,
- compressive strength after 7, 28 and 56 days according to SRPS 12390-3,
- frost resistance according to SRPS U.M1.055,
- the resistance of concrete against aggressive environment according to the Koch-Staineger method

2.1. Component Materials

Cement CEM IV / B (V) 42.5 N (pozzolanic cement with the addition of fly ash in the range of 36-55%, strength class 42.5 with normal initial strength) was used. Chemical composition of cement is given in Table 1.

SiO_2 (%)	31.11
Al_2O_3 (%)	12.00
Fe_2O_3 (%)	3.60
CaO (%)	42.69
MgO (%)	2.43
SO_3 (%)	2.99
S^{2-} (%)	0.00
Na_2O (%)	0.25
K_2O (%)	0.94
MnO	0.090
Loss on ignition (%)	4.19
CO_2, %	2.11
Cl^-, %	0.004
Free CaO[1)], %	1.20
insoluble residue in HCl/Na_2CO_3, %	25.64
insoluble residue in HCl/KOH, %	12.30

Table 1. Chemical composition of cement

The aggregate is from a river, separated into fractions 0/4, 4/8, 8/16 mm. Diagram of aggregate mixtures is shown in Figure 1.

`Water used for making concrete is water from the water supply.

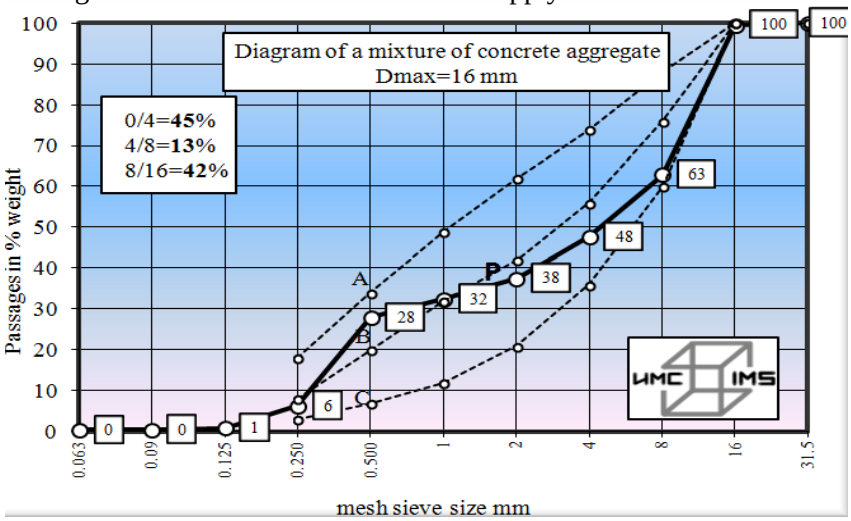


Figure 1. Diagram of a mixture of concrete aggregate

2.2 Concrete Composition

Concrete mixture composition is shown in Table 2.

Components materials		Concrete series			
		P-2418		**P-2419**	
Cement,(kg/m^3)		310		360	
Water, (kg/m^3)		203		210	
Aggregate, (kg/m^3)		1809		1743	
0-4 mm	kg / %	814	45.0	784	45.0
4-8 mm	kg / %	235	13.0	227	13.0
8-16 mm	kg / %	760	42.0	732	42.0

Table 2. Concrete mixture composition.

2.3. Experimental results

2.3.1. Properties of fresh concrete

The obtained values of measurements of fresh concrete consistency by the slump test fall in classes S3 and S4. Measurement values of entrained air content in both groups of concrete show that concrete is compact and that the air content in concrete is normal for conventional concrete. The properties of fresh concrete are shown in Table 3.

Components materials	Concrete series	
	P-2418	**P-2419**
Slump, cm after (10 min)	17.0	15.0
Temperature of concrete °C	17.3	17.6
Density of concrete kg/m^3	2322	2313
Content of entrained air in concrete, %	0.7	1.0

Table 3. Properties of fresh concrete

2.3.2. Properties of hardened concrete

Compressive strength as one of the most basic indicators of properties of hardened concrete was tested at different ages. Given that the pozzolanic cement is produced exclusively for a certain purpose, i.e. is not readily available; the experience about the increase in strength at various ages represents valuable information. The test results of compressive strength at different ages are shown in Table 4.

Compressive strength $f_{c,cube}$, MPa	Concrete series	
	P-2418	**P-2419**
7 days	12.6	17.3
28 days	26.1	34.2
56 days	31.4	39.1

Table 4. Properties of hardened concrete

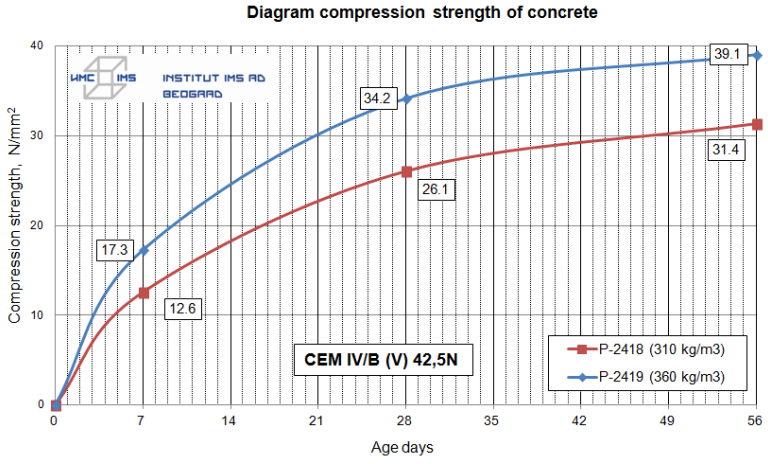


Figure 2. Diagram of growth strength of concrete at the age of 7, 28 and 56 days

The testing of the effect of different aggression mediums against concrete was conducted after the samples had been cured in water for 28 days. After curing, the samples were exposed to five solutions: distilled water, sodium sulfate, carbamide - urea, ammonium - nitrate and hydrochloric acid. The testing of compressive strength was carried out after aging of samples in solutions within 56 days (Table 5).

	P 2418		P 2419	
	Compressive strength after 28+56 days	% of referent concrete	Compressive strength after 28+56 days	% of referent concrete
Specimens cured in destilled water- referent	40.8	100.0	41.6	100.0
Specimens exposed to 10% sodium sulfate	33.1	81.1	42.0	101.0
Specimens exposed to 10% carbamide - urea	32.7	80.1	33.9	81.5
Specimens exposed to 2% ammonium - nitrate	31.7	77.7	32.4	77.9
Specimens exposed to 1% hydrochloric acid	20.0	49.0	32.7	78.6

Table 5. The test results of compressive strength of the samples exposed to aggressive solutions 56 days

The results obtained from testing of the compressive strength of samples which have been exposed to different solutions as compared to the reference sample, which was cured in distilled water represents the ratio of the strength which is given in percentages. The ratios of compressive strength of samples that have been exposed to the solutions are shown in Fig. 3.

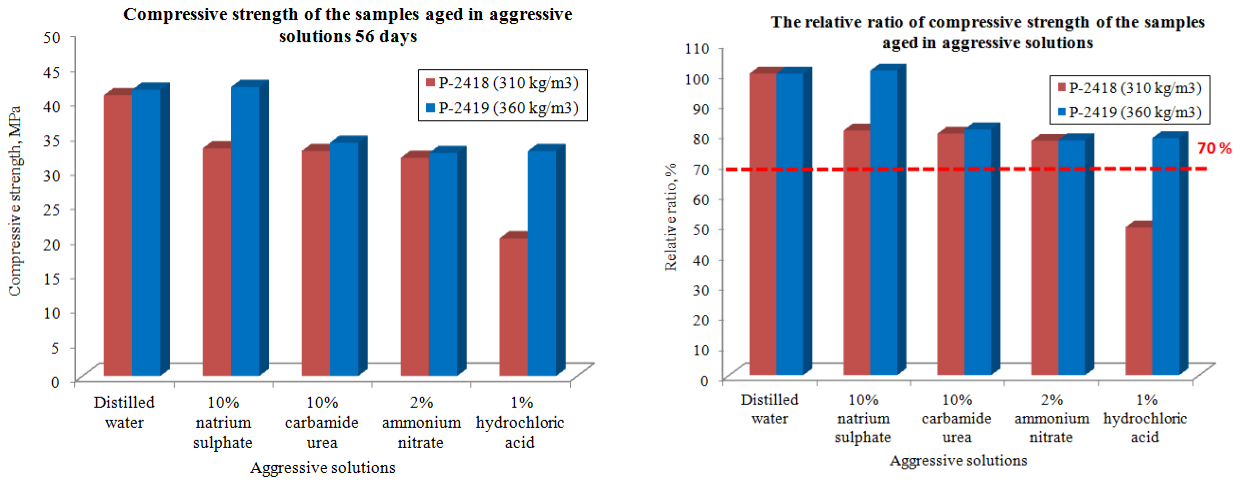


Figure 3. Compressive strength of the samples aged in aggressive solutions 56 days

The criteria for resistance to the effects of aggressive medium is that tested samples which were aged in an aggressive medium regarding strength have a minimum of 70% of the strength of the standard, i.e. the samples that were cured in distilled water.

For concrete exposed to freezing in its exploitation frost class can also be one of the conditions for determining the class of concrete. This means that the concrete has to meet a special property - frost resistance, i.e. a specified number of cycles of alternate freezing and thawing according to SRPS U.M1.16.

The tested concretes that are presented in this paper were not designed for frost resistance.

EN 206-1 for the degree of exposure XF3 recommends limit values for composition and properties of concrete which are as follows: maximum W/C = 0.50, minimum strength class C 30/37, minimum quantity of cement 320 kg/m3, minimum air content in fresh concrete 4%

Based on the required minimum parameters of concrete composition according to frost resistance, it is evident that formulated concretes meet only some of those parameters.

The experience regarding the testing of frost resistance with this type and class of cement is minimal in Serbia. For these reasons a frost resistance testing was carried out in both series.

The samples were subjected to 100 cycles of freezing and thawing. Testing of compressive strength of samples that were frozen and standard samples was performed in equivalent ages. The results obtained are shown in Fig. 4.

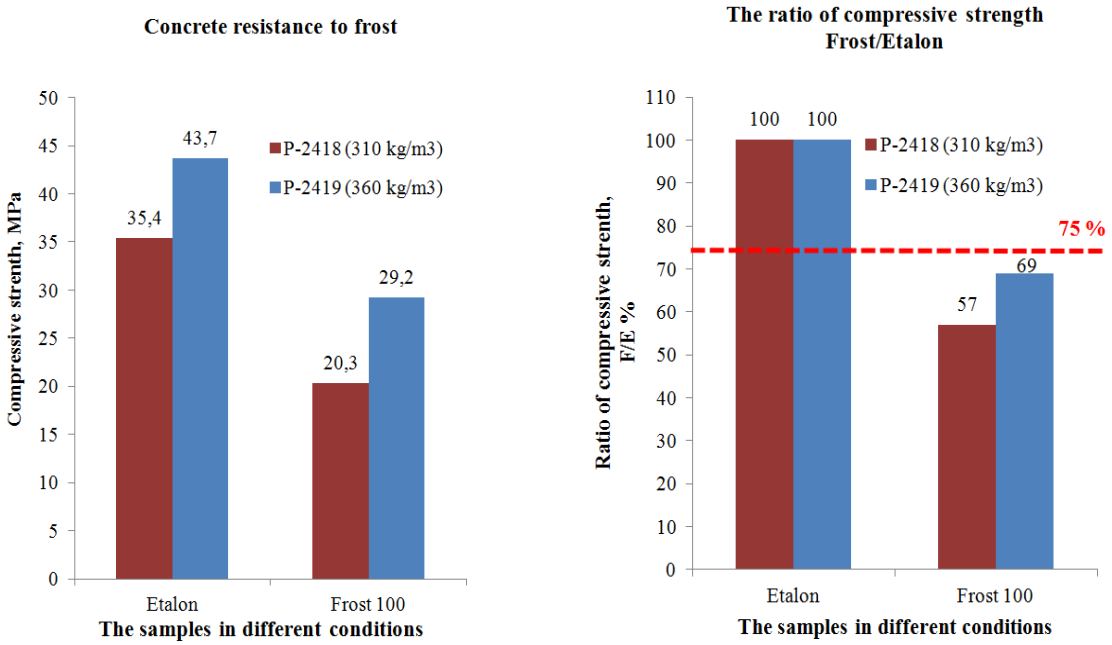


Figure 4. Results of testing compressive strength and strength ratio obtained frost and etalons

3. CONCLUSION

All concretes meet the criteria for resistance to the effects of aggressive medium except the series of samples P-2418 with the cement amount of 310 kg/m^3, which was aged in 1% hydrochloric acid and did not fulfill the requirement of at least 70% strength in relation to samples which were aged in distilled water. It can be concluded that concrete made with pozzolanic cement meets the concrete requirements against aggressive medium, provided that the amount of cement must be take into account.

Testing of concrete frost resistance did not satisfy the required compressive strength frost/refrent ratio in the value of 75%. This result was expected because these concretes must be protected by aeration. Further research will be led in that direction, and the method of counting quantitative and qualitative pores distributed in the structure of concrete with pozzolanic cement will be applied.

4. ACKNOWLEDGMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of

possible applications" supported by the Ministry for Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] A. Bertron, J. Duchesne, G. Escadeillas, Attack of cement pastes exposed to organic acids in manure, Cem. Concr. Compos, 27, (2005), pp. 898–909

[2] A. Bertron, G. Escadeillas, J. Duchesne, Cement pastes alteration by liquid manure organic acids: chemical and mineralogical characterization, Cem. Concr. Res., 34, (2004), pp. 1823–1835

[3] N. De Belie, V. De Coster,D. VanNieuwenburg, Use of fly ash or silica fumeto increase the resistance of concrete to feed acids, Mag. Concr. Res. 49, (1997), pp. 337–344

[4] N. De Belie, M. Debruyckere, D. Van Nieuwenburg, B. De Blaere, Attack of concrete floors in pig houses by feed acids: influence of fly ash addition and cement-bound surface layers, J. Agric. Eng. Res. 68, (1997) pp. 101–108

[5] N. De Belie, R. Verschoore, D. Van Nieuwenburg, Resistance of concrete with limestone sand or polymer additions to feed acids, Trans. ASAE, 41, (1998), pp. 227–233

[6] D. Georgescu, A. Apostu, R. Gavrilescu, Experimental research, essential component in the application of different methods to establish the service life design of concrete structures, Romanian Journal of Materials , 41 (3), (2011), pp. 219-228

[7] M. Georgescu, N. Saca, G. Voicu, The behaviour of some blended cements containing limestone filer expoxed into $MgCl_2$ solution, Romanian Journal of Materials, 40 (4), (2010), pp. 271-285

[8] Janković, K., Bojović, D., Stojanović, M i Lončar, Lj. Resistance of CEM III/B based materials to acid attack, GRAĐEVINSKI MATERIJALI I KONSTRUKCIJE, Vol. 57, Br. 2, (2014) Beograd, pp. 29-37

[9] S. Miletic, M. Ilica, S. Otovic, R. Folic, Y. Ivanov, Phase composition changes due to ammonium-sulphate: attack on Portland and Portland fly ash cements, Construction and Building Materials, 13, (1999), pp. 117-127

[10] V. Pavlik, Corrosion of hardened cement paste by acetic and nitric acids, Part II: Formation and chemical composition of the corrosion products layer, Cement and Concrete Research, Vol. 24 (8), (1994), pp. 1495-1508

[11] U. Schneider, S.-W. Chen, Deterioration of high-performance concrete subjected to attack by the combination of ammonium nitrate solution and flexure stress, Cement and Concrete Research, 35, (2005), pp. 1705– 1713

[12] Torgal, F. P., Jalali, S., Sulphuric acid resistance of plain, polymer modified, and fly ash cement concretes, Construction and Building Materials, 23, (2009), 3485–3491

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CM - 5

maseŽgf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Dragica JEVTIĆ [1], Dimitrije ZAKIĆ [2], Marina AŠKRABIĆ [3]

POSSIBILITIES OF BUILDING STRUCTURES USING EXPOSED CONCRETE – FACTORS OF INFLUENCE

SUMMARY

Different aspects of use of exposed concrete are discussed in this paper, accompanied with definitions, classifications and relevant technical regulation related to this type of composite. Special attention is paid to the factors that influence quality and appearance of the final surface of concrete. Application examples are used to present comon defects of the exposed concrete surface. Finally, posibilities of constructing objects using exposed concrete in contemporary civil engineering are discussed.

Keywords: exposed concrete, technical regulations, factors of influence, application

Драгица ЈЕВТИЌ [1], Димитрије ЗАКИЌ [2], Марина АШКРАБИЌ [3]

МОЖНОСТ ЗА ИЗГРАДБА НА ОБЈЕКТИ ОД НАТУР БЕТОН – ФАКТОРИ НА ВЛИЈАНИЕ

РЕЗИМЕ

Во овој труд се разгледуваат различни аспекти од употребата на натур бетонот. Дадени се дефиниции, класификација и соодветни технички прописи во врска со овој тип на композитен материјал. Посебно внимание се обрнува на факторите кои влијаат на квалитетот и изгледот на завршната површина на бетонот. Преку различни примери покажани се најчестите дефекти кои се јавуваат на површината на натур бетонот. На крајот дадени се заклучоци во врска со можноста за изведување на модерни објекти од овој материјал.

Клучни зборови: натур бетон, техничка регулатива, фактори на влијание, примена

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, dragica@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs
[3] Teaching Assistant MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, amarina@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

In many of it's applications, concrete is hidden from the eye of the viewer. It can often be found under ground, under water, under different covers (thermal isolation, hydroisolation, sound isolation), hidden behind a facade of bricks, stone, or glass, covered with mortar or protective color. Nevertheless, there are cases when concrete surface represents the final, exposed surface of a structure. In these cases, we are talking about exposed concrete (German: Sichtbeton, Serbian: natur - vidni beton). According to German standard DIN 18217: ″Betonoberflächen und Schalhaut″ [1], exposed concrete is the concrete whose visible (upper) surface has to satisfy defined criteria in relation with its appearance (in the sense of structure, texture, color, uniformity and flatness of surface, type of joint construction, type of formwork, etc). DBV/BDZ-Merkblatt ″Sichtbeton″ guidelines [2] give appropriate categories, or classes of exposed concrete. Exposed concrete varies from the class SB1 (exposed concrete with low demands) up to the class SB4 (exposed concrete with special demands).

Therefore, viewed in the narrow sense, exposed concrete is an ordinary, untreated cement concrete whose visible surface shows the formwork pattern (smooth or relief), and is directly exposed to external influences. On the other hand, if we consider this term in a broader sense, exposed concrete would be every concrete with exposed or visible surface [4]. In that case, representatives of this group would be also concrete types with modified surface layers (terrazzo, coulier, hammered concrete, stamped concrete, etc), prefabricated concrete elements (structural elements, facade elements, ornamental concrete, artificial stone), as well as some special kinds of concrete (self-compacting concrete -SCC, fiber reinforced concrete - FRC, polymer concrete, high-performance concrete - HPC, lightweight concrete...)

Finalized appearance of exposed concrete is not important for esthetic (architectural) reasons only, but also for functionality and durability of this composite. Hence, having in mind that this concrete is not protected in any way from external influences, its lifetime will directly depend upon the quality of the exposed concrete surface. Under the same external conditions (under the same class of exposure), concrete that is more homogenous, more compact, with no cracks and "air bubbles" on the surface, will normally be more durable and resistant.

2. INFLUENTIAL PARAMETERS

Design and constructing of exposed concrete structures is a complex and demanding task, mostly due to great number of factors that affect the quality and the appearance of final concrete surface [3]. These factors can be divided into several groups:

- Influence of component materials
  - Type of cement (amount, composition, color),
  - Grading and type of aggregate (river or crushed aggregate, amount of fine grains, shape and color of the grains)
  - Applied water/cement ratio (for example the change in w/c ratio of only 0.02 units produces a great change in color and contrast of concrete surface),
  - Amount of water used and consistency of concrete (the consistency should be plastic or liquid, but in no case bleeding of concrete should be permitted)
  - Use of chemical and mineral admixtures (preliminary concrete tests have to be performed in order to show the influence of these admixtures to the concrete surface quality)

- Influence of formwork
  - Type of material the formwork was made of
  - Can formwork absorb surplus of air and water that is produced during compaction of fresh concrete
  - Type of texture (smooth or relief)
  - Types of connections of formwork elements and possibility of using trapezoid battens

- Are there any visible joints predicted
- Which coating agent is used for formwork surface (from technical-technological and ecological point of view)
- Which type of framework anchoring is used and how are anchoring spots treated after formwork removal

- Ways in which fresh concrete is produced, transported and compacted
  - Method of mixing and transportation time
  - Technology of compacting (in situ, prefabrication, pumped concrete, SCC)
  - Thickness of compacting layers
  - Spacing between reinforcement bars
  - Type of vibrator and duration of vibration
  - Application of revibration
  - Discontinuities in concrete

- Cover thickness (concrete cover should be calculated according to EC2, and not according to PBAB-87),

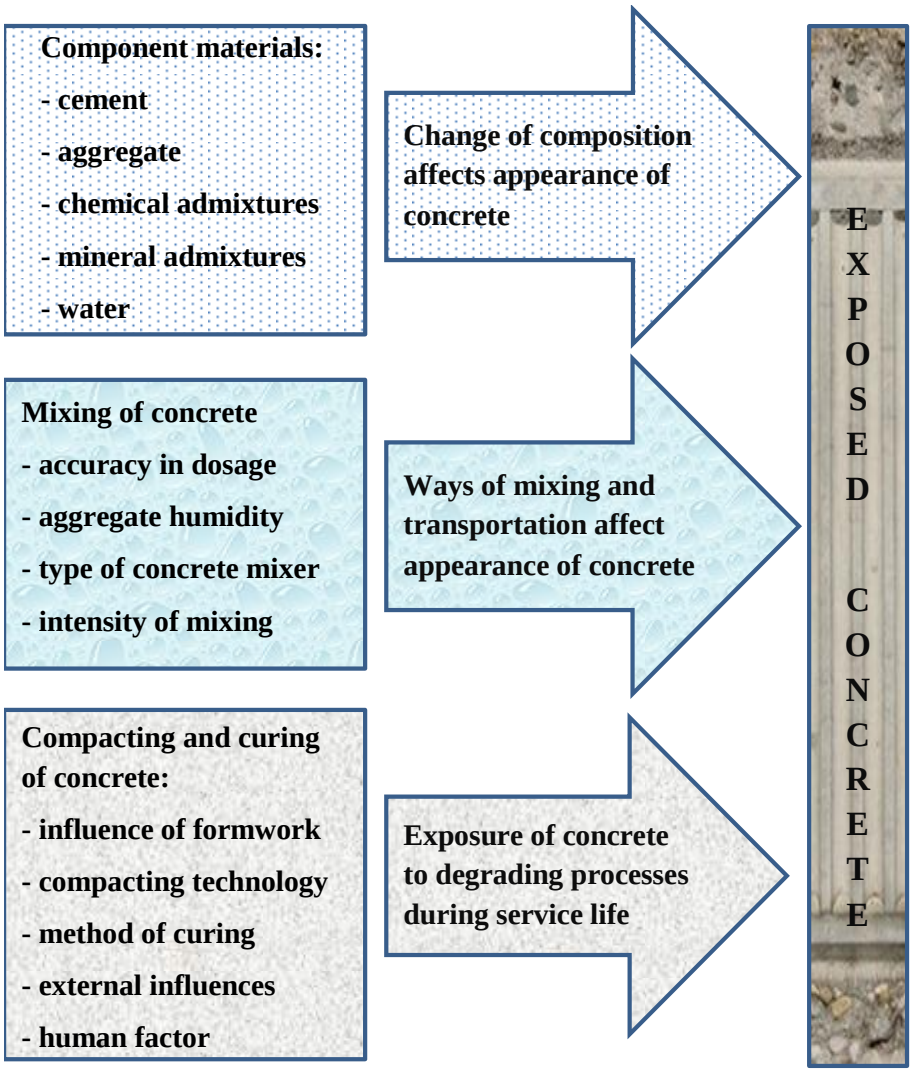


Figure 1.Parameters that affect appearance of exposed concrete

- Influence of external factors (temperature range, rain, snow, wind, sun, condensation, air pollution)
- Influence of long-lasting degradation processes (corrosion, carbonization, frost, erosion, shrinkage, creep)
- Human factor (persons responsible for production, transportation, compacting and curing of concrete, carpenters and rebar benders, supervisors for construction and control of quality/appearance of exposed concrete surface).

Figure 1 shows how each step of production and service life affects appearance of exposed concrete.

3. TECHNICAL REGULATIONS

During the service period of exposed concrete, it is vital who and in what way inspects the quality of the concrete surface (color, structure, texture, size and distribution of pores, flatness etc.). It is important that the distance from the inspected concrete surface stays within the limits of normal distance at which the future users of the inspected element will stand. To prevent misunderstandigs between investors and contractors, the design engineer should define conditions that will serve as a base for the inspection of exposed concrete as well as the distance from which the concrete surface will be inspected [3]. Visual observation is a subjective category, that can change depending on the viewer and his/her position. One of the basic issues is how to secure relatively objective assessment of quality of exposed concrete. For this reason DVB/BDZ [2] gives tables, with categories and detailed descriptions as shown in Table 1.

Exposed concrete class	Class description (quality demands)	Application examples
SB1	Exposed concrete with low demands	Basement walls, warehouses
SB2	Concrete with normal demands	Stairs, retaining walls
SB3	Concrete with high demands	Facade elements
SB4	Concrete with special demands	Representative elements

Table 1. Exposed concrete classes according to DBV/BDZ guidelines

The guidelines contain not only these basic categories, but also tables with additional demands that exposed concrete of certain class has to fulfill. These demands are related to: type of structure – porosity, existing texture, uniformity of color, flatness of surface, joint treatment and class (quality) of used formwork.

Apart from already mentioned standards DIN 18217 (″Betonoberflächen und Schalhaut″) and guidelines DBV/BDZ-Merkblatt (″Sichtbeton″), exposed concrete and its applications are discussed in other technical regulations like: ÖNORM B2211 ("Beton - und Stahlbetonarbeiten″), OVBB-Richtlinie "Geschallte Betonflaechen (Sichtbeton)", DIN 18202 ("Toleranzen im Hochbau"), EN 13670 ("Execution of concrete structures") and TP CEN/TR 15739 ("Precast concrete products").

4. APPLICATION EXAMPLES

The period between 1960-1970's was the time when many structures were built using exposed concrete in the whole country (SFRJ), especially on the territory of New Belgrade. There are numerous reasons for this: quick production and building, possibility of adjusting dimensions of elements to the special demands of each project, durability, stability and strength, quality – as a result of industrial production, savings, wide range of possible final coating, etc. Nevertheless, after 1970. there has not been any wider use of exposed concrete in the region. The technology itself was proven

to be not so functional and acceptable solution from the viewpoint of durability and esthetics, and esspecially regarding energy efficiency.

A different trend can be noticed nowdays, when more and more structures are again built using exposed concrete. One of the reasons for this are new technical regulations mentioned above covering the field of exposed concrete (especially in Germany and Austria). In Serbia, there are still no standards in this field, so engineers use foreign regulations, for designing and constructing.

Within modern structures in local practise, exposed concrete is reserved for "less important" spaces, like: garages, basements, underground passages, warehouses, shelters... In these cases it is rarely demanded that exposed concrete fullfilles conditions for higer classes like SB3 and SB4. Still, there are examples when, what at first looked like a simple demands from investor made problems to the contractors on the site.

Authors of this paper had several opportunities, in the last few years, to witness such cases where issues related to defining criteria for marking quality of exposed surface of concrete occured, after structures have been built. One business-residential building recently constructed in Belgrade can serve as an interesting example. Designer of the building, whose structure is made of reinforced concrete, has decided to leave underground part of the object (composed of garage and warehouse space) in exposed concrete with condition (that is not usual in Serbia) that visible surfaces of walls and columns should be completely smooth and flat, with no visible cracks, pores or "air bubbles". Investor did not pay attention to this part of contract, and began to conduct concrete works in the usual way (not knowing that he was supposed to satisfy class SB3 – "Concrete with high demands" of exposed concrete). After removal of the formwork, it was visible from the first elements of structure that concrete does not satisfy esthetical demands (although these demands were not precisely defined in the project documentation). Supervision engineer stoped all the works on the site until the appropriate quallity of exposed concrete was achieved.

Figure 2. Concrete wall, class SB 2– "Concrete with lower demands"

It was not until then that contructor realized the seriousness of the problem, and tried to solve it in different ways, mostly by method "learn from your own mistakes". Firstly, he tried to use the same "normal" concrete mixture and improve it by applying longer vibration period. Secondly, he tried to change the concrete mixture by adding different kinds of chemical admixtures. Finally, he changed

concrete production factory and bought completely new formwork. Unfortunately, none of these steps gave results that would satissfy the investor and the supervision. At the end, with the help of colleagues from the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, the conclusion was drawn that the problem probably originated from the lack of fine grains in the used aggregate. Because there was no enough time to get to the bottom of the problem, as the works were too late already, it was resolved to use SCC in this part of object. Use of SCC by definition has secured that esthetic problems were reduced to reasonable measure (but still final concrete surface was not flatt "as glass" no mater how hard the contractor tried).

Figure 3. Concrete wall, class SB 2– "Concrete with lower demands"

Figure 4. Concrete column, class SB 3– "Concrete with high demands"

During detailed visual-macroscopic inspection of exposed concrete surfaces on another object – a public garage of one shopping mall in Belgrade, following conclusions were driven: concrete surface had equal texture to a great extent, content of pores ("air bubbles") by square surface was not higher

than 1,2%, in some areas there could be noticed changes (unequalness) of color of concrete surfaces in the sense of lighter/darker shades and concrete surfaces were satisfactory flat (deviations were smaller than 10 mm per 4 m). Based on these observations it was concluded that most of the visible concrete surfaces were produced in class SB 2 of exposed concrete – "Concrete with lower demands" (see Figure 2-3), and only small number of structural elements satisfied the class SB3 of exposed concrete – "Concrete with high demands" (see Figure 4-5).

Figure 5. Concrete wall, class SB 3– "Concrete with high demands"

In this case, causes of unequaled quality of exposed concrete lied in the facts that concreting was done during high daily temperatures, that two different chemical admixtures were simultainlosly used without previous check of their compatibility with the used cement and finally, that transport of fresh concrete was extended.

5. CONCLUSIONS

Considering all that was mentioned above, a conclusion can be drawn that planning and constructing of exposed concrete structures is a complex and demanding task. Even during design of structure it is necessary to define the class of exposed concrete used (SB1 to SB4), with possible definition of additional conditions related to quality of exposed concrete surface – it's porosity, texture, color, flatness, joints and class (quality) of formwork used. Also, conditions related to cover thickness, ways of constructing discontinuities and joints in concrete, methodology and length of curing of concrete etc. may be defined. This is the way to predict and avoid problems connected to construction and classification of exposed concrete surfaces mentioned above.

The fact that exposed concrete as a visible building material can imitate traditional stone motives, enables constructing of complex and inspirational projects with reasonable costs. Combining of functionality and practicality with modern appearance, makes realization of complex and dynamic forms possible. In this way, exposed concrete throws new light on use of concrete in forming esthetical and expressive elements in constructions, apart from its well-known physical and mechanical characteristics and durability.

6. ACKNOWLEDGEMENT

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry of Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Standard DIN 18217:1981 – "Betonoberflächen und Schalhaut", Ausgabe 12/1981

[2] DBV/BDZ-Merkblatt: ″Sichtbeton″, Köln, Ausgabe 2004

[3] Thomas Freimann, Sehnde-Höver: ″Betonflächen mit Sichtbetonanforderungen″, Sonderdruck aus Beton-Informationen, Heft 5/2004

[4] Jevtić D., Zakić D.: Exposed concrete application–once and nowadays, 21. Slovenski kolokvij o betonih "Vidni beton", Zbornik referatov, Ljubljana, Slovenija, 2014, pp. 37-48, ISBN 978-961-93671-0-0

[5] Aćić M., Jevtić D., Zakić D.: Vidni – natur beton: svojstva, primena i tehnička regulativa, XI Međunarodni naučno-stručni skup ″Savremena teorija i praksa u graditeljstvu″, Banja Luka 14.-12.05.2015. godine, str. 21-30, ISBN 978-99976-642-0-4

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CM - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Silvana LAZAROVA[1], Goran GJOSHEVSKI[2], Goce PRANGOVSKI[3], Gjorgji GOSHEV[4]

PREPARATION OF CONCRETE MIX DESIGN FOR ADHESION-PRESTRESSED CONCRETE RAILWAY SLEEPERS PRODUCTION

SUMMARY

Factory "Karposh" JSC – Skopje has requested the Civil Engineering Institute "Makedonija" JSC Skopje, Sector ABK to prepare the concrete mix design for production of ADHESION PRESTRESSED RAILWAY CONCRETE SLEEPERS with C50/60. The sleepers should be applied in the reconstruction of the Pan-European Corridor X and branch Xd, and also for the European markets. For that purpose the concrete mix design was prepared fulfilling the technical conditions and according to the laboratory test results the concrete mix design has been approved and given to the manufacturer for further production.

Keywords: concrete mix design, sleepers, technical conditions, laboratory test results

Силвана ЛАЗАРОВА[1], Горан ЃОШЕВСКИ[2], Гоце ПРАНГОВСКИ[3], Ѓорѓи ГОШЕВ[4]

ПОДГОТОВКА НА РЕЦЕПТУРА НА БЕТОН ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА АТХЕЗИОНО-ПРЕДНАПРЕГНАТИ БЕТОНСКИ ЖЕЛЕЗНИЧКИ ПРАГОВИ

РЕЗИМЕ

На барање на Фабрика Карпош А.Д. Скопје, Градежниот Институт Македонија, Завод Лаборатории, Сектор АБК беше ангажиран за подготовка на рецептура на бетон која што ќе биде адаптабилна за производство на атхезионо-преднапрегнати железнички прагови. Железничките прагови имаат намена да бидат употребени при рехабилитација на Коридорот X (север-југ) и кракот Xd, како и за европскиот пазар.За таа цел е изработена рецептура на бетон која што ги задоволува пропишаните технички условии истата е потврдена со добиените резултати од извршените лабораториски испитувања.

Клучни зборови: рецептура на бетон, прагови, технички услови, лабораториски испитувања

[1] BSc, GIM, Skopje, Republic of Macedonia, silvana.lazarova@gim.com.mk
[2] BSc, GIM, Skopje, Republic of Macedonia, goran.gjosevski@gim.com.mk
[3] BSc, GIM, Skopje, Republic of Macedonia, goce.prangovski@gim.com.mk
[4] BSc, GIM, Skopje, Republic of Macedonia, Скопјegorgi.gosev@gim.mk

1. ВОВЕД

На барање доставено од Фабрика Карпош А.Д. Скопје до Градежниот Институт Македонија, Завод Лаборатории, Сектор АБК е подготовена рецептура на бетон која што ќе биде адаптабилна за производство на атхезионо-преднапрегнати железнички прагови. Железничките прагови имаат намена да бидат употребени при рехабилитација на Коридорот X (север-југ) и кракот Xd, како и за европскиот пазар. Нивната примена е во услови на екстремни температури од $T_{max}=64^0C$ до $T_{min}=-30^0C$, за шини од типот UIC-60 заварени во долги шински ленти, како и во хоризонтални кривини со $R_{min}=400$ m без употребување на направи за попречно поместување на колосекот.

За таа цел е изработена рецептура на бетон која што ги задоволува пропишаните технички услови, и тоа:

Јакост на притисок	$f_b \geq 60$ MPa
Јакост на притисок при отпуштање на арматурата	$f_b \geq 45$ MPa
Јакост на затегнување при свиктување	$f_{bzs} \geq 5.5$ MPa
Отпорност на абразија според Böhme	≤ 18 cm^3/50 cm^2
Деформации од собирање	$\varepsilon_s \leq 0{,}34$mm/m
Отпорност на мраз	M 200
Статички модул на еластичност	$E_b \geq 37000$ MPa

Со цел потврдување и понатамошна примена на рецептурата за производство на бетон за атхезионо-преднапрегнати железнички прагови се изработени лабораториски испитувања за горенаведените технички услови. Покрај лабораториските испитувања наменети за потврдување на наведените технички услови, секторот АБК изврши и дополнителни испитувања на бетонската мешавина со цел задоволување и на дополнителни својства на бетонот наведени во ПБАБ 87. Резултатите од лабораториските испитувања ги задоволуваат пропишаните техничките услови, а воедно и технолошките услови за производство на атхезионо-преднапрегнати железнички прагови во погоните на Фабриката Карпош А.Д. Скопје.

2. ТЕХНОЛОГИЈА НА ИЗРАБОТКА И РЕЗУЛТАТИ ОД ЛАБОРАТОРИСКИ ИСПИТУВАЊА НА БЕТОНСКАТА МЕШАВИНА

Бетонот произведен од фабриката за бетон наменет за производство на адхезионо-преднапрегнати бетонски железнички прагови се поставува во претходно подготвени челични калапи на транспортна лента со континуирано вибрирање. Истите се превртуваат, се поставуваат на рамно и чисто место и со внимание се вадат држачите за да не се оштети формата на прагот. Времетрањето на целиот процес од произведување на бетон до негово поставување во калап и формирање на праг изнесува не повеќе од 20 минути. Технолошкиот процес за добивање на целосен производ подразбира поставување на свежо-подготвените бетонски прагови во соодветни рамки и нивно поставување на процес на запарување. Посебно внимание се посветува на режимот на запарување, односно времетраењето и максималната температура како најбитни параметри за добивање на квалитетен производ.Наведените технолошки услови, режимот на запарување како и рецептурата на бетон за ваков тип на земно-влажен бетон со механички и реолошки карактеристики гарантирааат дека прагот со сигурност ќе може да ги прими сите товари во периодот предвиден за експлоатација, ќе ја обезбеди потребната трајност како и минималните трошоци за одржување.

Процесот на подготовка на рецептура на бетон која што има за цел да ги задоволи техничките и технолошките услови за производство, подразбираше извршување на следните активностиод страна на секторот АБК при Градежниот Институт Македонија:

- Лабораториски испитувања на агрегат (дробен и природен) со цел потврдување на негова подобност и примена во бетонската мешавина;

- Лабораториски испитувања на цемент со цел одредување на тип и конзистенција;
- Состаноци и консултации со домашни и странски производители на адитиви како додатоци кон бетонската мешавина;
- Подготовка на лабораториски проби со цел одредување на водоцементен фактор и количина на адитив;
- Подготовка на индустриски проби во производствената хала на Фабриката Карпош А.Д. Скопје;
- Мониторинг на производството на бетон во фабрика за бетон, производство и нега на произведените железнички прагови.

Лабораториските испитувања кои што се презентирани во понатамошното излагање, се следните:

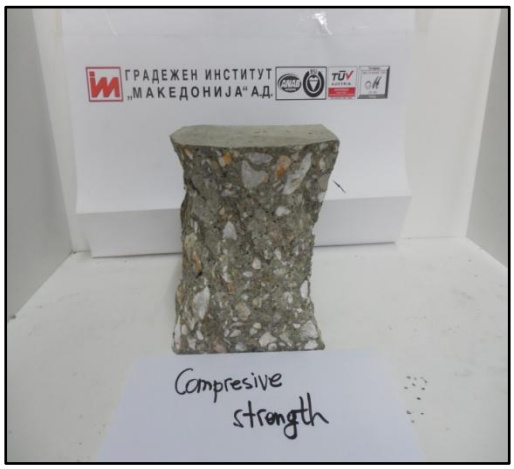
- Јакост на притисок на пробни тела на 24 часа, после запарување;
- Јакост на притисок на пробни тела на 28 дена;
- Јакост на затегнување при свиткување;
- Отпорност на абразија според Böhme;
- Отпорност на мраз;
- Деформации од собирање;
- Статички модул на еластичност;
- Водонепропусност на бетон V-5.

Резултатите од лабораториските испитувања се однесуваат на потврдена рецептура на бетон која што не е презентирана во трудот бидејќи истиот чин ќе се смета за оддавање на деловна тајна.

2.1. Јакост на притисок

Испитувањето на јакост на притисок на пробни бетонски тела земени од бетонската мешавина произведена во производната хала на фабриката Карпош А.Д. Скопје, беше извршено согласно стандардот МКС EN 12390-3.

Слика 1. Испитување на јакост на притисок



Слика 2. Изглед на пробно тело после испитување на јакост на притисок

Пробните примероци беа испитани на 24 часа после запарување и на 28 дена, притоа добиени се следните резултати:

- Јакост на притисок добиена со старост од 24часа:

  f_b =52.5MPa γ_b= 2484 kg/m^3)

- Јакост на притисок добиена со старост од 28 дена:

  f_b = 67.5 MPa γ_b = 2454 kg/m^3

Добиените резултати од извршените испитувања ги задоволуваат наведените технички услови. Од сликата погоре може да се забележи дека пробните примероци после испитување имаат правилна форма на лом, бетонот е компактен и цементната паста добро ги обвиткува зрната од агрегат. Притоа не е забележано присаство на прашина и се забележува добра прионливост.

2.2. Јакост на затегнување при свиткување

Испитувањето на јакост на затегнување при свиктување беше извршено согласно стандардот МКС EN 12390-5. Пробните примероци беа испитани на 24 часа после запарување и на 28 дена, притоа добиени се следните резултати:

- Јакост на затегнување при свиткување добиена со старост од 24часа:

  f_{bzs} =7.0±0.4MPa

- Јакост на затегнување при свиткување добиена со старост од 28дена:

  f_{bzs} = 7.2±0.4 MPa

Слика3. Изглед на пробно тело пред испитување на јакост на затегнување при свиткување

Слика4. Изглед на пробно тело после испитување на јакост на затегнување при свиткување

Добиените резултати од испитувањето на јакост на затегнување при свиткување го задоволуваат критериумот наведен во техничките услови. Изгледот на пробните тела после испитување укажува на правилен лом и на компактност на бетонската мешавина.

2.3. Отпорност на абразија според Böhme

Испитувањето на отпорност на абразија според Böhme беше извршено согласно стандардот МКС B.B8.015. Пробните примероци беа испитани на 28 дена, притоа добиени се следните резултати:

- Отпорност на абразија на пробни примероцисо старост од 28дена:

  17.54 cm^3/50 cm^2 ≤ 18 cm^3/50 cm^2

Слика 5. Изглед на пробни тела после испитувањена отпорност на абразија според Böhme

Добиените резултати од испитувањето на отпорност на абразија според Böhme го задоволуваат критериумот наведен во техничките услови, што укажува на фактот дека бетонската мешавина го задоволува овај услов.

2.4. Отпорност на мраз М-200

Испитувањето на отпорност на мраз М-200 (200 циклуси на замрзнување и одмрзнување) беше извршено согласно стандардот МКС У.М1.016. Пробните примероци беа поставени на испитување после исполнета старост од 28 дена, притоа добиени се следните резултати:

Реден бр.	Ознака	Лаб. Бр.	МВ (MPa)	Волуменска маса пред мрзнење	Волуменска маса после мрзнење	Абспорција на вода (%)	Јакост на притисок (MPa)	Аритметичка вредност на јакоста на притисок (MPa)	Однос М/Е
ЕТАЛОНИ ЗА МАРКА БЕТОН									
1	**Ео**	1/1	60	2434	/	/	64.5	64.7	/
2		2/1		2444	/	/	64.0		
3		3/1		2473	/	/	65.5		
ЕТАЛОНИ МАРКА ЗА ОТПОРНОСТ НА БЕТОНОТ ПРЕМА ДЕЈСТВО НА МРАЗ Е-150									
4	**E_{150}**	4/1	60	2440	2453	0.53	67.5	66.9	/
5		5/1		2446	2460	0.57	66.8		
6		6/1		2475	2490	0.60	66.5		
МАРКА ЗА ОТПОРНОСТ НА БЕТОНОТ ПРЕМА ДЕЈСТВО НА МРАЗ М-150									
7	**M_{150}**	7/1	60	2426	2436	0.42	64.3	64.8	0.97
8		8/1		2434	2445	0.45	64.9		
9		9/1		2454	2469	0.61	65.1		
ЕТАЛОНИ МАРКА ЗА ОТПОРНОСТ НА БЕТОНОТ ПРЕМА ДЕЈСТВО НА МРАЗ Е-200									
10	**E_{200}**	10/1	60	2468	2482	0.59	67.4	68.1	/
11		11/1		2450	2473	0.93	69.0		
12		12/1		2499	2515	0.64	67.8		
МАРКА ЗА ОТПОРНОСТ НА БЕТОНОТ ПРЕМА ДЕЈСТВО НА МРАЗ М-200									
13	**M_{200}**	13/1	60	2486	2498	0.37	64.0	64.3	0.95
14		14/1		2486	2499	0.52	64.6		
15		15/1		2472	2487	0.60	64.3		

Табела 1. Испитување на отпорност на мраз на бетон М-200

Добиените резултати од испитувањето укажуваат на логична следливост на резултатите. Истите пропорцинално и градациски растат со зголемување на староста на бетонската мешавина. Крајниот резултат на сооднос помеѓу еталоните и примероците изложени на 200 циклуси на мраз резултира со исполнување на критериумот **0.95 ≥0.75**, со што бетонот е отпорен на мраз на 200 циклуси.

Слика 6. Изглед на пробно тело после испитувањена отпорност на мраз М-200

2.5. Деформации од собирање на бетонот

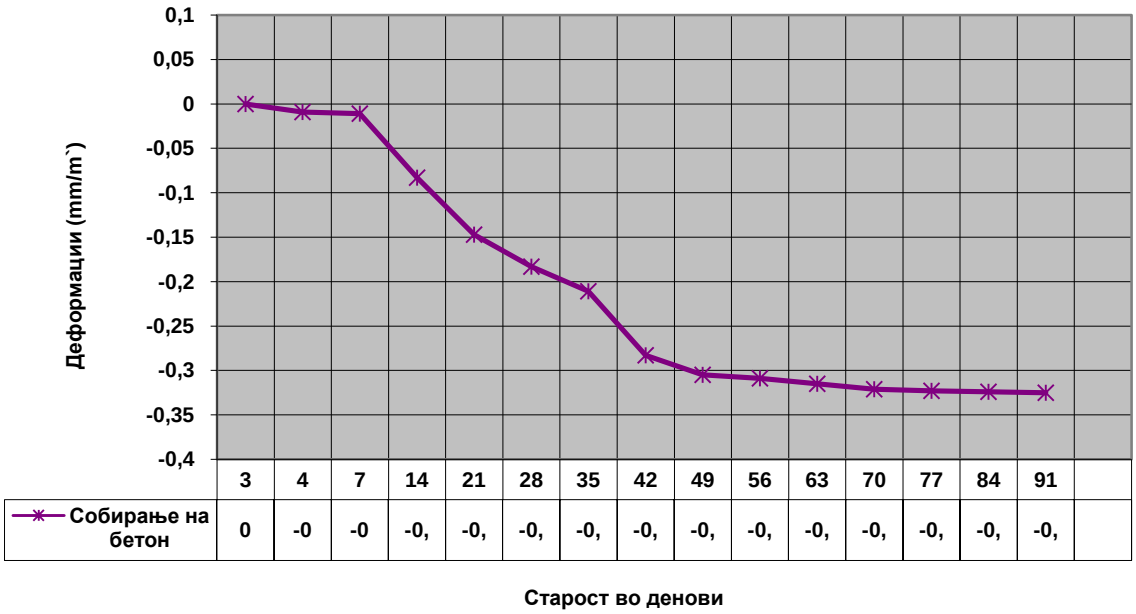
Испитувањето деформации од собирање на бетонот беше извршено согласно стандардот МКС У.М1.029. Истото беше извршено на три пробни тела кои што беа негувани во посебни лабораториски услови при константна вредност на температура и влага со цел истите да немааат влијание на резултатот. Податоците се прикажани графички на сликата подоле:

Слика 7. Испитување на дефорамции на бетонот од собирање

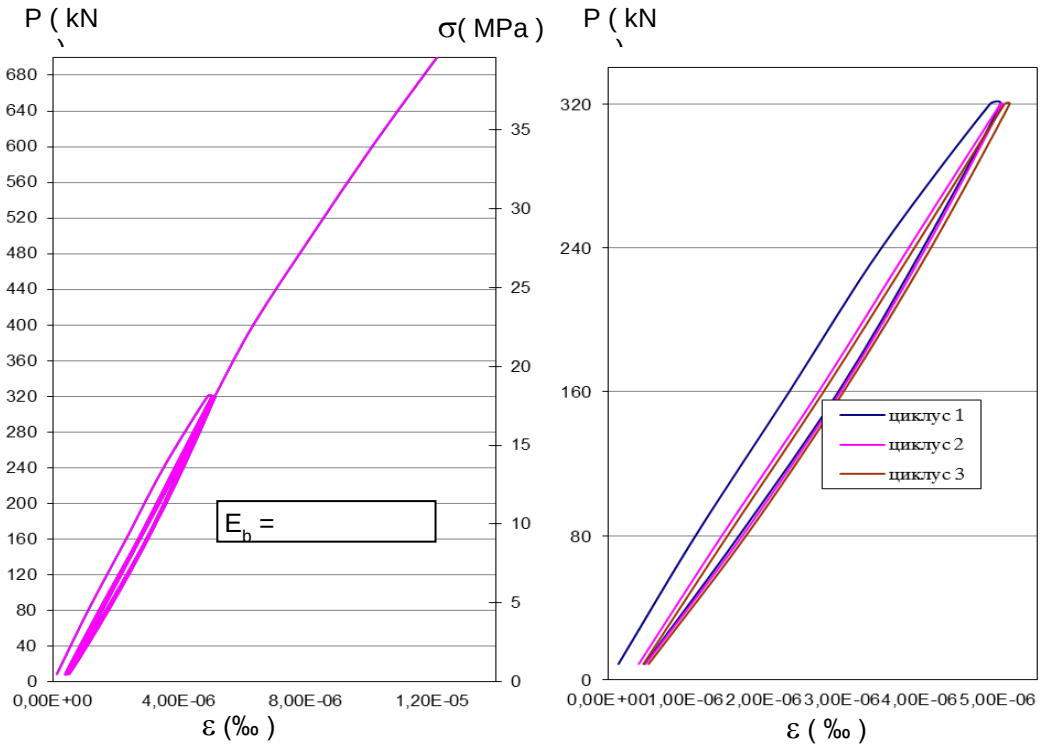
Лабораториските испитувањата се извршени во временски период од 90 дена. Измерените податоци укажуваат на деформации на пробните тела од аспект на собирање кои што се мерени еднаш неделно. Крајниот резултат од сите три пробни тела ги задоволува горенаведените технички услови.

2.6. Статички модул на еластичност

Испитувањето на статички модул на еластичност беше извршено согласно стандардот МКС У.М1.025. Испитувањето е извршено на универзална преса марка VEB Werkstoffprufmaschinen на мерно подрачје 0 до 1000 kN со 3 мерни ленти KC - 120 - A1 - 11 производ на KYOWA и мерен инструмент HUGENBERGER.



Слика 8. Графички приказ на измерени вредности на деформации на бетонот од собирање



Слика 9. Графички приказ на пресметковна вредност и тек на испитување на статички модул на еластичност

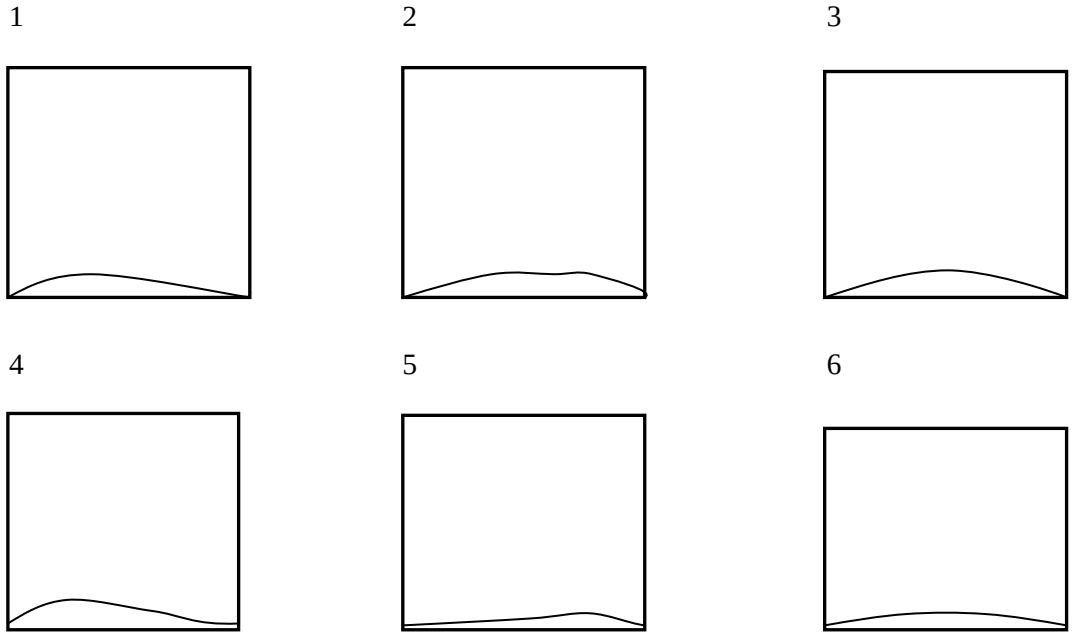
Лабораториските испитувањата се извршија на три пробни тела и крајниот резултат кој што претставува аритметичка средина од трите независни испитувања ги задоволува горенаведените технички услови.

2.7. Водонепропусност на бетон V-5

Испитувањето на водонепропусност на бетон V-5 беше извршено согласно стандардот МКС EN 12390-8. Пробните примероци беапоставени на испитување после исполнување на старост од 28 дена, притоа добиени се следните резултати:

Ознака на примерок	Тежина		Процент на апсорбирана вода [%]	Количина на апсорбирана вода [gr]	Продор на вода [cm]
	Тежина на сув примерок [g]	Тежина на примерок потопен во вода [g]			
1	8529	8546	0.2	17	2.5
2	8516	8542	0.3	26	3.8
3	8571	8594	0.27	23	3.2
4	8515	8532	0.2	17	2.8
5	8584	8595	0.13	11	1.8
6	8580	8595	0.17	15	2.0

Табела 2. Испитување на водонепропусност на бетон V-5



Слика 10. Графички приказ напродор на вода во пробните примероци при испитување на водонепропуснот на бетон V-5

Од графичкиот приказ погоре, како и од табеларните податоци може да се заклучи дека продорот на вода е во дозволените граници односно не е забележана појава на вода на горната страна од пробните примероци при константен притисок на вода од 5 атмосфери. Согласно тие констатации може да се донесе заклучок дека пробните бетонски примероци се водонепропусни, односно бетонската мешавина е водонепропусна.

3. ЗАКЛУЧОК

Изработените активности во рамките на лабораторијата при ГИМ од аспект на: пробни лабораториски испитувања, консултации со производители и експерти, изработените лабораториски проби, изработените индустриски проби во фабриката за производство на бетон, претставуваат правилен и логичен тек при изработката и потврдувањето на една рецептура на

бетон. Резултатите од лабораториските испитувања изработени во согласност со техничките и технолошките услови за производствосе повеќе од задоволувачки и истите ја потврдуваат рецептурата за производство на бетон. На наше огромно задоволство истата е имплементирана во производствениот процес при фабриката Карпош за производство на атхезионо-преднапрегнати железнички прагови.

Слика 11. Изглед на атхезионо-преднапрегнати бетонско железнички прагови

ЛИТЕРАТУРА

[1] К. Фабрика, "Главен Проект за претходно напрегнати железнички прагови," Скопје

[2] Б. Фуранџич, Основа на технологија на бетон

[3] М. Мурављов, Основи на теорија и технологија на бетон, Белград, 1991

[4] Г. Ф. Скопје, "Извештај од извршени лабораториски испитувања на бетон и арматура за производство на железнички прагови"

[5] Правилник за бетон и армиран бетон, 1987

[6] Е. К. Стандардизација, "МКС EN 12390-3," Брисел, 2009

[7] Е. К. Стандардизација, "МКС EN 12390-5," Брисел, 2009

[8] Е. К. Стандардизација, "МКС EN 206," Брисел, 2014

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CM - 7

Ivan LUKIĆ[1], Mirjana MALEŠEV[2], Vlastimir RADONJANIN[3],
Vesna BULATOVIĆ[4], Suzana VUKOSLAVČEVIĆ[5], Slobodan ŠUPIĆ[6]

LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE WITH HIGH AMOUNT OF MINERAL ADMIXTURES

SUMMARY

The results of own experimental research of a comparative analysis of the impact of different types of lightweight aggregates and the quantity of cement on basic physical and mechanical properties of structural lightweight concrete are presented in this paper. The used aggregates are Leca-Laterlite and Poraver. Also, the possibility of replacing part of cement with mineral admixtures (fly ash and metakaolin) is analyzed in order to reduce the negative impact of concrete production on the environment. The results showed that it is possible to obtain structural lightweight aggregate concrete with both types of lightweight aggregates even with the replacement of part of cement with mineral admixtures.

Keywords: lightweight aggregate concrete, mineral admixture, concrete properties

Иван ЛУКИЌ[1], Мирјана МАЛЕШЕВ[2], Властимир РАДОЊАНИН[3],
Весна БУЛАТОВИЌ[4], Сузана ВУКОСЛАВЧЕВИЌ[5], Слободан ШУПИЌ[6]

БЕТОН СО ЛЕСНИ АГРЕГАТИ СО ГОЛЕМА КОЛИЧИНА НА МИНЕРАЛНИ АДИТИВИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд се презентирани резултатите од експериманталните истражувања од компаративната анализа на влијанието на различните видови лесни агрегати и количината на цемент врз физичките и механичките својства на лесниот бетон. Користените агрегати се Leca-Laterlite и Poraver. Исто така, можноста за замена на дел од цементот со минерални адитиви (електрофилтерски пепел и метакаолин) се анализираат со цел да се намали негативното влијание врз животната средина при производство на бетон. Резултатите покажуваат дека е можно да се добие конструктивен бетон со лесни агрегати од двата типа, дури и при замена на дел од цементот со минерални адитиви.

Клучни зборови: бетон со лесни агрегати, минерални адитиви, својства на бетоном

[1] PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, lookic@uns.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, miram@uns.ac.rs
[3] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, radonv@uns.ac.rs
[4] PhD student, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, vesnam@uns.ac.rs
[5] PhD student, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, suzana.vukoslavcevic@gmail.com
[6] PhD student, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, slobodansupic@gmail.com

1. INTRODUCTION

Due to its durability, great possibilities of application, simplicity of production and availability of raw materials, concrete is by far the most important building material. Worldwide, more than 10 billion tons are produced each year (Meyer, 2009). However, compared with construction materials, such as steel, the ratio of bulk density to the strength of the concrete is quite large. Therefore, the use of concrete with low bulk density, lightweight concrete, becomes particularly interesting.

Unlike conventional concrete, that has the bulk density ranging from 2000 kg/m^3 to 2500 kg/m^3, the lightweight concrete is considered as concrete that, depending on the type of applied lightweight aggregate, has a bulk density ranging from 300 kg/m^3 to 2000 kg/m^3(Shetty, 2005).

Lightweight aggregate is defined as the aggregate of mineral origin with a bulk density of the grain (completely dry) less than 2000 kg/m^3 or apparent density less than 1200 kg/m^3 (CEN, 2000). Lightweight aggregate may be of natural origin and produced lightweight aggregate. Natural lightweight aggregates are mostly of volcanic origin (pumice, tuff, etc), and, in some cases, sedimentary rocks such as diatomaceous earth can be used as well. Depending on the origin and characteristics of raw materials used in the production process, produced lightweight aggregates can be divided into three groups: aggregates obtained by processing natural raw materials (perlite, vermiculite, clay, slate ...), industrially manufactured aggregates (eg. the expanded glass) and aggregates derived from industrial by-products such as fly ash, slag, etc.

The recommendations for the type selection and determination of the amount of component materials of structural lightweight concrete, often suggest the use of pure portland cements with high strength class (eg. CEM I 42.5). The use of large amounts of cement with high strength class can be justified with the way of load-transfer in lightweight aggregate concrete. While in normal weight concrete both macrostructural components (cement matrix and coarse aggregate) participate in the load transfer, mechanical properties of lightweight concrete depend on the quality of the cement matrix (Faust, 2000). Therefore, the cement matrix must have high mechanical characteristics and cover grains of lightweight aggregate. According to FIP (FIP, 1983) and ACI 213R-03 (ACI Committee, 1999), 1m^3 of lightweight aggregate concrete is approximately composed of 0,1m^3 of cement, 0,2m^3 of effective water and pores in the cement paste and of 0,7m^3 of aggregate.

2. EXPERIMENTAL RESEARCH

To verify the justification of large quantities of cement with high-class strength (CEM I 42.5), as well as to determine the possibility of partial substitution of cement with other binding materials, experimental research was conducted where cement amount, the amount of mineral supplement (fly ash and metakaolin) and type of lightweight aggregate were varied.

For the purpose of research, two types of commercial lightweight aggregates that differ in physical and mechanical properties were chosen:

- Lightweight expanded clay aggregate: „Leca-Laterlite" – Italy;
- Lightweight aggregate - expanded recycled glass: „Poraver" – Germany.

2.1. Component materials

Component materials used in this study are: CEM I 42.5R ("Lafarge" Beocin Cement Factory, γ_s=3100kg/m^3), river aggregate RA (fractions 0/4mm, 4/8mm and 8/16mm), lightweight aggregate „Leca-Laterlite" (0/15 and 4/15mm, Figure 1), lightweight aggregate „Poraver" (fractions 2/4mm and 4/8mm, Figure 2), fly ash (type "V", thermal power plant "Nikola Tesla B" Obrenovac – Serbia, γ_s=2100kg/m^3), Metakaolin HR ("Metamax" – USA, γ_s=2500kg/m^3), superplasticizer (HRWRA+SRA, "Sika ViscoCrete 4000BP", „Sika ViscoCrete 3077“ or „Sika ViscoCrete 5500“ γ_s≈1080kg/m^3) and tap water.

Before preparing concrete mixture, the properties of the component materials were tested in laboratory in accordance with appropriate standards.

Grain-size composition and physical properties of the river and lightweight aggregate are tested according to EN 1097-3 (ISS, 2009), EN 1097-6 (ISS, 2007), EN 933-1 (ISS, 2013) and EN 13055 -1 (ISS, 2007) standards. The results are shown in Tables 1 and 2. In addition to standard tests of aggregate, SEM microstructural analysis was carried out. A grains appearance is shown in Figures 3 and 4, and the analysis results are given in Table 2.

	Bottom	**0,125**	**0,25**	**0,5**	**1**	**2**	**4**	**8**	**16**	**31,5**
RA 0/4mm	0.0	1.6	21.7	52.7	65.6	79.0	95.8	100	100	100
RA 4/8mm	0.0	0	0	0	0	1.4	15.1	91.8	100	100
RA 8/16mm	0	0	0	0	0	0	1.6	22.2	95.7	100
Leca 2/3mm	0	0	0	0	0.6	12.3	88.7	100	100	100
Poraver 2/4mm	0	0	0	0	0	5.1	99.0	100	100	100
Poraver 4/8mm	0	0	0	0	0	0	1.4	98.9	100	100

Table 1 – Grain-size composition of used aggregates (%)

Type of aggregate	**The apparent bulk density [kg/m^3]**	**Water absorption after 30 min [% by weight]**	**The membrane thickness [µm]**	**Pore size [µm]**	**Pore shape**
RA	2660	-			
Leca 4/15mm	1020	12,2	5-13	0.2-1000	round
Poraver 2/4mm	300	23	2-6	5-250	round
Poraver 4/8mm	291	20			

Table 2 – Properties of used aggregates

Figure 1. Lightweight aggregate „Leca-Laterlite“

Figure 2. Lightweight aggregate „Poraver“

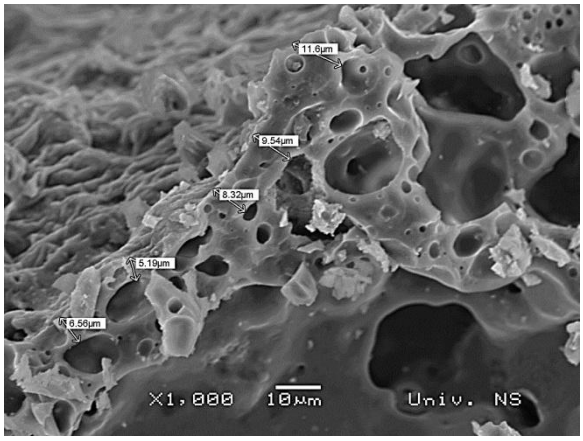


Figure 3. SEM picture of aggregate „Leca-Laterlite“ 4/15 (magnified 1000x)

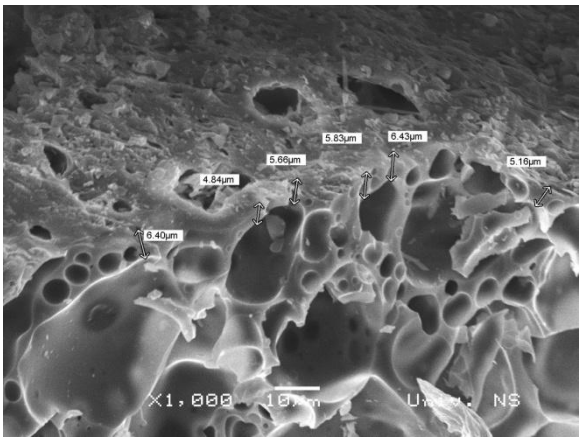


Figure 4. SEM picture of aggregate „Poraver“ 4/8 (magnified 1000x)

Differences in the physical and mechanical properties of these two types of aggregates can be explained by analyzing the structure of the aggregate grains. The greater membrane thickness of the aggregate "Leca-Laterlite" (from 5 μm to 13 μm) than of the aggregate "Poraver" (from 2 μm to 6 μm) and smaller pore size of aggregate "Leca-Laterlite" (dominant from 25 μm to 80 μm) than of aggregate "Poraver" (predominantly from 100 μm to 250 μm) lead to reduction of grinding, ie. greater strength of aggregate "Leca-Laterlite". On the other hand, the higher porosity of "Poraver" aggregate leads to significantly lower bulk density.

2.2. Concrete mix design

For the realization of the planned research, three groups of concrete were made: the two groups were prepared with selected types of lightweight aggregates and one group with coarse river aggregate. Within each group of lightweight aggregate concrete, the quantities of cement and mineral admihtures varied as follows:

- CEM I 42.5 R with an amount of 400-450kg/m^3;
- Fly ash, as substitution of part of the cement in an amount of 40% of the cement mass;
- Metakaolin, as substitution of part of the cement in an amount of 10% of the cement mass.

The composition of concrete mixtures was designed based on the following initial conditions:

- the same consistency, expressed with settlement after 15 minutes (Δh=12±2cm, S3 according to EN 206(CEN, 2000));
- absolute volume of binder and water ~0.3m^3, absolute volume of aggregate ~0.7m^3;
- grain-size composition of a mixture of aggregates is in the form of a continuous curve;
- additional amount of water was determined by water absorption of lightweight aggregate after 30min;
- the amount of super-plasticizer is based on the need to achieve the required consistency;
- effective water-binder ratio was 0.4-0.5 depending on the binder quantity.

Based on the initial conditions, the composition of concrete mixtures was defined. Total of 9 types of concrete mixtures have been designed and tested. Aggregate Leca-Laterlite was used in 4 concrete mixtures, Poraver also in 4 concrete mixtures, while river aggregate was used in one referent mixture. Table 3 presents compositions and labels of concrete mixtures that have been adopted in order to simplify comparative analysis.

	Concrete type								
	Leca-Laterlite				Poraver				Normal
	LLK1	LLK4	LLK5	LLK6	LP1	LP4	LP5	LP6	NK
CEM I 42,5R	450	400	244	278	450	400	244	278	450
Effective water	180	180	183	163	180	180	183	163	180
Additional water	15.3	15.6	15.3	15.3	14.2	14.3	14.2	14.2	-
RA 0/4mm	940	955	940	940	990	991	990	990	855
RA 4/8mm	-	-	-	-	150	152	150	150	251
RA 8/16mm	-	-	-	-	-	-	-	-	628
Leca 4/15mm	333	339	333	333	-	-	-	-	-
Poraver 2/4	-	-	-	-	46	46.4	46	46	-
Poraver 4/8	-	-	-	-	18	18.3	18	18	-
Fly ash	-	-	97.6	111.4	-	-	97.6	111.4	-
Metakaolin	-	-	22.4	27.8	-	-	22.4	27.8	-
Superplasticizer	3.15	2.4	2.56	2.5	5.8	5.2	4.8	7	3.15

Table 3. Quantities of component materials in kg/m^3

The concrete properties analyzed in this study are: bulk density, compressive strength, modulus of elasticity and specific strength.

2.3. Testing procedures

Concrete compressive strength was determined on the 15cm concrete cubes at ages 2, 7, 28 and 60 days as the average strength obtained on three samples of each concrete type, according to SRPS EN 12390-3 standard (ISS, 2010). The break force was measured using a hydraulic press with capacity of 3000 kN, while speed of loading amounted to 0.6±0.2MPa/s (Figure 5).

Static modulus of elasticity was determined according to SRPS ISO 6784 standard (ISS, 2000) on cylindrical specimens, with a diameter of 150 mm and a height of 300 mm at the age of 28 and 35 days. For application of the load (pressure), hydraulic press with capacity of 400kN was used, while speed of loading amounted to 0.6±0.2MPa/s (Figure 6).

Figure 5. Testing of compressive strength

Figure 6. Testing of static modulus of elasticity

The dynamic modulus of elasticity is determined based on the ultrasonic pulse velocity and the bulk density of the concrete. Ultrasonic velocity was obtained by measuring the time needed for the ultrasonic wave to pass through the concrete sample with known length. Measurements were made on the samples that were used for testing of static modulus of elasticity, using an ultrasonic apparatus "Pundit" with probes with frequency of 82 kHz (Figure 7).

Figure 7. Measuring of ultrasonic pulse velocity

2.4. Bulk density of hardened concrete

The measured values of air dry bulk density ($\gamma_{c,nw}$) of all concrete types and air-dry bulk density values of concrete according to the equation (1) are shown in Table 4.

$$\gamma_{c,nw,cal} = 1,2 \cdot m_c + m_a + 50 \left[kg / m^3 \right] \quad \text{(Bremner \& Holm, 1986)} \qquad (1)$$

	Concrete type								
	LLK1	LLK4	LLK5	LLK6	LP1	LP4	LP5	LP6	NK
$\gamma_{c,nw}$	1888	1854	1811	1874	1800	1796	1766	1816	2334
$\gamma_{c,nw,cal}$	1863	1824	1760	1824	1794	1738	1691	1755	2324

Table 4. Bulk densities of lightweight aggregate in the naturally wet state [kg/m^3]

As differences between measured and calculated bulk densities are small (~5%), it can be concluded that the pattern (1) may be reliably used for determination of the bulk density of hardened lightweight aggregate concrete, regardless of the type of used lightweight aggregate.

The classification of lightweight aggregate concrete, depending on the bulk density, was performed according to EN 206 (CEN, 2000). According to the criteria set out in the relevant standard, the concrete made with lightweight aggregate "Leca -Laterlite" belongs to the class D2.0 (1800 kg/m^3< $\gamma_b \leq$2000kg/m^3), while concrete made with lightweight aggregate "Poraver" may belong to the class of D1.8 (1600 kg/m^3< $\gamma_b \leq$1800kg/m^3) and to D2.0 class, which depends on the participation of macrostructural components in the concrete composition.

2.5. Compressive strength and specific strength

Table 5 presents a comparative overview of the concrete compressive strengths at the ages of 2, 7 and 28 days, specific strength (ratio of 28-day compressive strength and air dry bulk density) and concrete classes according to EN 206 (CEN, 2000).

	Concrete type								
	LLK1	LLK4	LLK5	LLK6	LP1	LP4	LP5	LP6	NK
ω	0.4	0.45	0.5	0.4	0.4	0.45	0.5	0.4	0.4
$f_{c,2}$ [MPa]	39.3	32.6	17.6	18.6	23.2	18.6	12.5	18.4	40.8
$f_{c,7}$ [MPa]	45.6	39.4	32.8	33.4	28.5	22.8	17.7	26.8	53.0
$f_{c,28}$ [MPa]	50.3	47.0	43.4	49.6	32.5	28.0	23.8	37.0	60.2
$f_{c,28}/\gamma_{c,nw}$[Nm/kg]	26642	25351	23965	26467	18056	15590	13477	20374	25793
Classes of compressive strength	LC 45/50	LC 40/44	LC 35/38	LC 40/44	LC 25/28	LC 25/28	LC 20/22	LC 30/33	C 50/60

Table 5. Compressive strength and specific strength of all tested concretes [MPa]

Based on the analysis of 28-day compressive strength, following can be clearly observed:

- All tested lightweight aggregate concretes can be classified as structural lightweight aggregate concretes, based on the classification given in EN 206 (CEN, 2000).
- All lightweight aggregate concretes have lower compressive strengths than referent concrete (NK).
- Within the group of lightweight aggregate concretes, concrete made with lightweight aggregate "Leca-Laterlite" has 35-80% higher compressive strength than the corresponding concrete made with aggregate "Poraver". Thus, it can be noticed that type of lightweight aggregate has a direct impact on the concrete compressive strength value.

- Lightweight aggregate concretes with a high volume of mineral admihtures and a low water-binder ratio (LLK6 and LP6) achieved the same or even higher compressive strength than the lightweight aggregate concrete which contained only cement as a binder (LLK1 and LP1).
- By analyzing the changes in compressive strength during time, it can be noticed that in concretes made with lightweight aggregate "Poraver" water-binder ratio has a greater influence on the compressive strength, compared to the influence of the lightweight aggregate.

Comparing specific concrete strengths, it can be concluded that all tested concrete types can be divided into two groups:

- The group with higher specific strength values, which includes referent concrete (NK) and concretes made with "Leca-Laterlite" lightweight aggregate ((LLK1, LLK4, LLK5, and LLK6), whereby the specific strength values of this group of lightweight aggregate concrete are very close to the specific strength of referent concrete, and in the case of concrete LLK1 and LLK6 even higher.
- The group with lower specific strength values, which includes concretes with "Poraver" lightweight aggregate (LP1, LP4, LP5 and LP6).

2.6. Modulus of elasticity

Comparative analysis of static and dynamic modulus of elasticity is given in Figure 5.

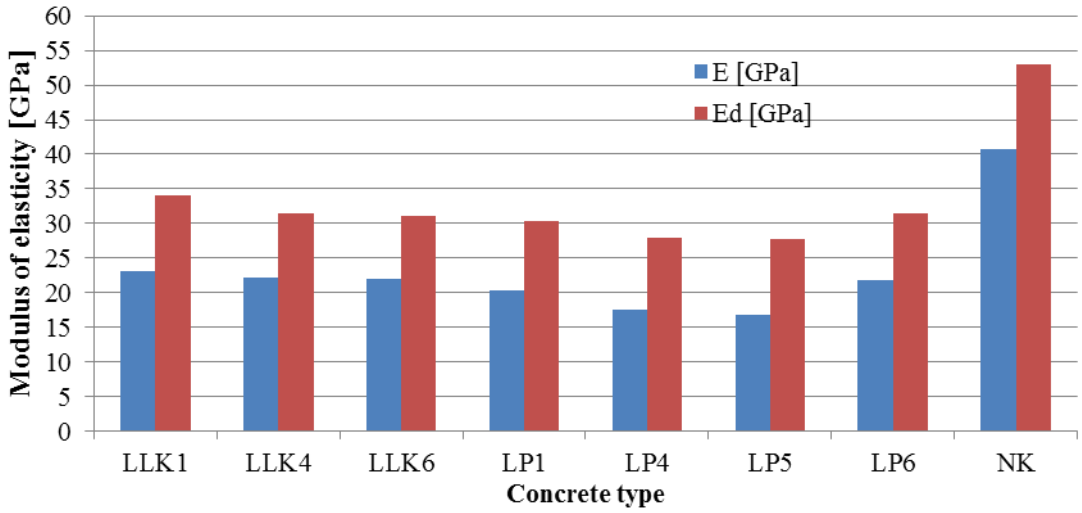


Figure 5. Static (E) and dynamic (E_d) modulus of elasticity of all tested concretes [GPa]

Amongst all varied parameters (aggregate type, water-binder ratio and the amount of mineral admihtures), aggregate type had the biggest impact on the elastic modulus. It is evident that all the lightweight aggregate concretes have a significantly lower modulus of elasticity compared to the referent concrete with natural aggregate. The average value of modulus of elasticity of investigated types of lightweight aggregate concrete is 23,09GPa, which represents 57% of the modulus of elasticity of referent concrete NK.

It is known that the modules of elasticity of the components, as well as their volume contribution, affect the modulus of elasticity of the concrete (Malešev, 2014). Although the mechanical properties of the lightweight aggregate "Poraver" are significantly lower than mechanical properties of the lightweight aggregate "Leca-Laterlite", in LP concrete, unlike the concrete LLK, a part of coarse aggregate (≈47% by volume) represents river aggregate with significantly higher rigidity so the modulus of elasticity of these two groups were similar.

Substitution of part of cement with mineral admihtures did not cause any significant change in the modulus of elasticity of lightweight concrete.

By comparing analyzed modules of elasticity of all examined concretes, it can be noticed that there is a direct correlation between the static and dynamic modulus of elasticity. The values of static modulus of elasticity (E) can be quite reliably determined on the basis of the known values of dynamic modulus of elasticity (E_d) using the following expression:

$$E = 0,65 \cdot E_d \left[GPa\right] \tag{2}$$

A results of comparison of the static and dynamic modulus of elasticity are given in Table 6

	Concrete type							
	LLK1	LLK4	LLK6	LP1	LP4	LP5	LP6	NK
E [GPa]	23.21	22.12	22.02	20.3	17.57	16.9	21.8	40.8
Ed [GPa]	33.98	31.46	31.13	30.27	28	27.81	31.39	53
E/Ed [%]	0.68	0.70	0.71	0.67	0.63	0.61	0.69	0.77
0.65 Ed	22.09	20.45	20.23	19.68	18.20	18.08	20.40	34.98
ΔE [%]	**4.84**	**7.55**	**8.11**	**3.08**	**-3.59**	**-6.96**	**6.41**	**14.26**

Table 6. Static (E) and dynamic (E_d) modulus of elasticity of all tested concretes [GPa]

There are several models for the analytical determination of the modulus of elasticity of lightweight aggregate concrete, depending on the bulk density and concrete compressive strength. In this research, as 15cm concrete cubes were used in order to determine f_c, calculation of the modulus of elasticity was performed using selected expression:

$$E_{lcm} = 0,04 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\gamma_{c,nw}^{3} \cdot f_c} \left[GPa\right] \text{ (Pauw, 1960)} \tag{3}$$

where:

- E_{lcm} – calculated static modulus of elasticity in GPa
- $\gamma_{c,nw}$ – air-dry bulk density of concrete in kg/m^3
- f_c – compressive strength in MPa

Calculated values of modulus of elasticity (based on $\gamma_{c,nw}$ and f_c), as well as their comparison with the actual (measured) values of the elastic modulus are given in Table 7.

	Concrete type							
	LLK1	LLK4	LLK6	LP1	LP4	LP5	LP6	NK
$\gamma_{c,nw}$ [kg/m^3]	1902	1916	1858	1816	1776	1754	1823	2351
f_c [Mpa]	50.3	47.0	49.6	32.5	28	23.8	37.0	60.2
E [GPa]	23.21	22.12	22.02	20.3	17.57	16.9	21.8	35.22
E_{lcm} [GPa]	23.53	23.00	22.56	17.65	15.84	14.33	18.94	35.38
ΔE [%]	**-1.39**	**-3.97**	**-2.46**	**13.06**	**9.86**	**15.20**	**13.12**	**-0.45**

Table 7. Modulus of elasticity (based on $\gamma_{c,nw}$ and f_c) and their comparison with the actual values of the elastic modulus

Comparative analysis shows that there is a very good correlation between the modulus of elasticity, bulk density and compressive strength of lightweight aggregate concrete made with aggregate of expanded clay. The differences between the experimentally determined values of modulus of elasticity (E) and calculated values (E_{lcm}) were <5%, while in concrete with lightweight aggregate based on expanded glass analytical values are 9-18% lower than the experimentally determined ones. Thus, application of analytical expressions gave lower values of modulus of elasticity, than the real ones, regardless of the composition of concrete with "Poraver" lightweight aggregate.

3. CONCLUSION

Based on the results of experimental research, following conclusions can be given:

- Concrete made with lightweight aggregate "Leca -Laterlite" belongs to the class D2.0 (according to air-dry bulk density), while concrete made with lightweight aggregate "Poraver" may belong to the classes of D1.8 and D2.0.
- For the analytical determination of air-dry bulk densities of LWAC, following equation can be used:

$$\gamma_{c,nw,cal} = 1,2 \cdot m_c + m_a + 50$$

- Achieved 28-day compressive strengths of lightweight aggregate concrete range from 25MPa to 50MPa and all tested concrete composites can be classified as structural lightweight aggregate concretes.
- Type of aggregate has a direct impact on the concrete compressive strength value.
- Concrete with "Leca-Laterlite" lightweight aggregate has a specific strength that is close to or even slightly higher than the specific strength of referent concrete, which makes them competitive in a group of structural concretes.
- Compressive strength of concrete with "Poraver" lightweight aggregate is more sensitive to variations in amount of binder and water-binder ratio in relation to the concrete with "Leca-Laterlite" lightweight aggregate.
- Lightweight aggregate concretes have significantly lower modulus of elasticity compared to concrete with natural aggregate, due to the lower modulus of elasticity of lightweight aggregate.
- An expression, suggested by FIP: $E_{lcm} = 0,04 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\gamma_{c,nw}^3 \cdot f_c}$, may be used for the analytical determination of modulus of elasticity of lightweight aggregate concrete based on expanded clay ("Leca-Laterlite"), while the concrete with lightweight aggregates based on expanded glass ("Poraver") gives underestimated values (9-18%).

Possibility of replacing part of cement with mineral admixtures, that are industrial waste materials, is particularly encouraging, as it can significantly increase the reduction of greenhouse gas emissions, conservation of exhaustible natural resources and reduce energy consumption.

This experimental study showed that by substituting part of cement with mineral admixtures, mostly by fly ash, it is possible to produce structural lightweight aggregate concrete with mechanical properties comparable with lightweight aggregate concrete which contained only cement as a binder, of course under condition of reducing water-binder ratio, whereby the use of metakaolin or techniques for pozzolan activation are recomended in order to avoid the danger of low early strengths.

4. ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Science and Technology, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] ACI Committee. (1999). ACI 213R-87: Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete. Farmington Hills: American Concrete Institute

[2] Bremner, T. W., & Holm, T. A. (1986, March). Elastic Compatibility and the Behaviour of Concrete". ACI Journal Proceedings, 83(2)

[3] CEN. (2000). EN 206-1: Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity. Brussels: European Committee for standardization

[4] Faust, T. (2000). Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton – Dissertation (In German). Leipzig: Universität Leipzig

[5] FIP. (1983). Manual of Lightweight Aggregate Concrete (2nd ed.). Surrey University Press

[6] ISS. (2000). SRPS ISO 6784: Concrete - Determination of static modulus of elasticity in compression. Institute for standardization of Serbia, Belgrade

[7] ISS. (2007). SRPS EN 1097-6: Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption. Institute for standardization of Serbia, Belgrade

[8] ISS. (2007). SRPS EN 13055-1: Lightweight aggregates - Part 1: Lightweight aggregates for concrete, mortar and grout. Institute for standardization of Serbia, Belgrade

[9] ISS. (2009). SRPS EN 1097-3: Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 3: Determination of loose bulk density and voids. Institute for standardization of Serbia, Belgrade

[10] ISS. (2010). SRPS EN 12390-3: Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens. Institute for standardization of Serbia, Belgrade

[11] ISS. (2013). SRPS EN 933-1: Tests for geometrical properties of aggregates - Part 11: Classification test for the constituents of coarse recycled aggregate. Institute for standardization of Serbia, Belgrade

[12] Malešev, M., Radonjanin, V., Lukić, I., Bulatović, V. (2014). The effect of aggregate, type and quantity of cement on modulus of elasticity of lightweight aggregate concrete. Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 39, No. 2, 705-711., (DOI 10.1007/s13369-013-0702-2)

[13] Meyer, C. (2009). The greening of the concrete industry. Cement and Concrete Composites, 31(8), 601-605

[14] Pauw, A. (1960, Dec.). Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density. ACI Journal, 57(6), 679-687

[15] Shetty, M. S. (2005). Concrete technology - Theory and practice (6th ed.). S. Chand

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk

CM - 8

Maja MATESKA[1], Todorka SAMARDZIOSKA[2], Ana TROMBEVA GAVRILOSKA[3], Sonja LEPITKOVA[4], Milorad JOVANOVSKI[5]

MECHANICAL PROPERTIES OF ZEOLIT SAMPLES FROM STRMOSH MINE, REPUBLIC OF MACEDONIA

SUMMARY

The increased usage and exploitation of non-metals as a substitute for exploitation and processing of metals, is a trend in the world. Mechanical properties of the material are requisite for determining its application in civil engineering. This paper presents the strength characteristics of the zeolite, obtained from the Strmosh Mine, as well as its capability of water absorption. The procedure, as well as the results of the performed testing of the material are elaborated and presented, followed by a discussion about the obtained values.

Keywords: zeolite, tuff, compressive strength, porosity, mechanical properties

Маја МАТЕСКА[1], Тодорка САМАРЏИОСКА[2], Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА[3], Соња ЛЕПИТКОВА[4], Милорад ЈОВАНОВСКИ[5]

МЕХАНИЧКИ СВОЈСТВА НА ЗЕОЛИТ ОД РУДНИКОТ „СТРМОШ“, РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Поголемата примена и експлоатација на неметалите, како замена на експлоатацијата и обработка на металите, претставува тренд во светот. Механичките карактеристики на материјалот се предуслов за утврдување на неговата примена во градежништвото. Во овој труд се прикажани јакостните карактеристики на зеолитот, добиен од рудникот Стрмош, како и неговата способност за впивање на вода. Образложена е постапката за испитување на материјалот, а потоа се изнесени резултатите со дискусија во врска со добиените вредности.

Клучни зборови: зеолит, туф, јакост на притисок, порозност, механички карактеристики

[1] MSc student, Ministry of Culture–Cultural Heritage Protection Office, Republic of Macedonia, Skopje, m.mateska@uzkn.gov.mk
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, samardzioska@gf.ukim.edu.mk
[3] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk
[4] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Natural and Technical Sciences, University “Goce Delcev”, Stip, Republic of Macedonia
[5] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, jovanovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Зеолитите се природни вулкански порозни туфови со голема сорптивна способност, голема специфична површина и мала специфична тежина, кои по својот хемиски состав претставуваат хидрирани алуминосиликати од алкални и земно-алкални метали. Како материјал, тие се карактеризираат со висока отворена порозност, која всушност е ефективна порозност и е директно поврзана со отворената специфична површина, односно површината на контакт на материјалот со медиумот.

Поради нивната способност за адсорпција, катјонска измена, дехидратација-рехидратација, зеолитите се сметаат за еколошки најчисти материјали и истите широко се употребуваат во земјоделството, медицината, градежништвото и заштитата на животната средина, особено за третман на градски отпадни води и деконтаминација на радиоактивна отпадна вода.

Употребата на зеолитот во градежништвото датира многу одамна, пред сè поради неговите одлични механички карактеристики, Chmielevska, [1]. Имено, впивањето на вода, порозноста, волуменската тежина и јакостните карактеристики се параметрите кои ја наметнуваат неговата примена. Во светот постојат голем број на истражувања поврзани со механичките карактеристики на вулканските туфови кои се однесуваат за неговата примена во градежништвото, Hudymaa at al., [3], Marcari at al., [4], како подлога за фундирање, Price, [6] или како блокови за sидање на објекти, Marcari, [5]. Исто така, истражувањата покажуваат дека карактеристиките на пооделните зеолити зависат од местоположбата на самото наоѓалиште. Испитувањата направени на примероци од туф од повеќе наоѓалишта во Турција, во однос на јакоста на притисок, абразијата, порозноста, впивањето на вода, волуменската тежина, го прикажуваат како материјал со голема порозност, голема способност на впивање на вода и висока јакост на притисок, чии карактеристики се менуваат во зависност од наоѓалиштето, Yasar et al., [7]. Споредбата на механичките карактеристики на зеолитниот туф во Çanakkkale, Турција искористен за изградба на храмот на Аполон и туфот кој се наоѓал во блиската околина, Ergenç, [2] ги потврдуваат неговите одлични карактеристики како градежен камен.

Експлоатацијата на зеолит во Република Македонија е во последните години на локалитетот Славишко поле кај село Ветуница од рудникот Стрмош АД - Рудници за неметали. Со цел да започне примена на овој тип на зеолит, а тргнувајќи од фактот дека карактеристиките на пооделните зеолити зависат од местото на наоѓалиштето, потребно е да се направат обемни испитувања за дефинирање на неговите карактеристики и својства.

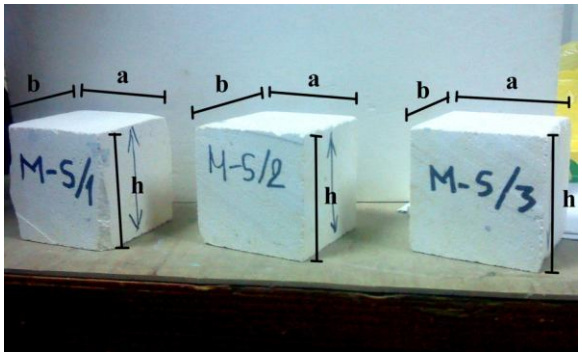
Во овој труд се прикажани експериментални испитувања за определување на физичко-механичките карактеристики на зеолитот добиен од рудникот Стрмош. Опишана е постапката на испитувањето спроведена на две серии коцки зеолит, во сува состојба и во водозаситена состојба. При тоа, определена е јакоста на притисок и добиени се параметрите за способноста на впивање на вода на материјалот.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ МЕТОДИ ЗА ИСПИТУВАЊЕ

Експерименталните испитувања за определување на механичките карактеристики на зеолитот беа изведени во лабораторијата за геотехничко испитување во склоп на Градежниот факултет во Скопје. Експерименталното испитување е конципирано во два дела: определување на процентот на впивање на вода и определување на јакоста на притисок. Јакоста на притисок, како една од суштинските механички карактерстики на секој материјал, за зеолитот е определена на пробни тела во сува состојба, како и на пробни тела во водозаситена состојба.

Со цел да се добијат веродостојни резултати, експерименталните испитувања се извршени согласно стандардите EN 13755:2008 (Natural stone test methods - Determination of water absorption atmospheric pressure) и EN 14617-15:2005 (Agglomerated stone - Test methods - Part 15: Determination of compressive strength). Испитувањата се извршени на пробни тела во вид на коцки извадени од зеолитен блок со поголеми димензии, а согласно стандардот EN 14617-15:2005 (Agglomerated stone - Test methods - Part 15: Determination of compressive strength), од

нив се отстранети сите оштетени и лабави делови. Со цел да се добијат рамни и планпаралелни површини на кои се нанесува силата на притисок, истите беа израмнети со брусење, сè додека не беа отстранети трагите од сечење на пробните тела. Пробните тела, односно коцките, се со стандардни димензии од 50±1mm, слика 1, и маса од 180 до 200 gr, во зависност од примерокот, табела 1. Примероците во сува состојба се означени со ознака M-S, додека примероците во водозаситена состојба се означени со ознака M-W. Броевите 1,2 и 3 после соодветните ознаки го означуваат испитуваното пробно тело.



Слика 1. Геометриски карактеристики на пробните тела

Експерименталните истражувања за определување на јакоста на притисок во сува состојба и водозаситена состојба се изведени на две серии од по три пробни тела. Двете серии пробни тела најпрво се исушени на температура од 105°±5°C, по што истите се оладени и измерени на вага со точност од ±0,01g, со што е определена масата во сува состојба за секое пробно тело соодветно, Табела 1.

Примерок	Димензии			Маса во сува состојба
	a (cm)	b (cm)	h (cm)	m_s (g)
M-S/1	5,17	5,18	5,16	185,41
M-S/2	5,16	5,20	5,13	189,42
M-S/3	5,17	5,18	5,16	191,91
M-W/1	5,16	5,17	5,18	188,54
M-W/2	5,20	5,16	5,15	193,34
M-W/3	5,18	5,18	5,16	189,16

Табела 1. Геометриски карактеристики и маса на пробните тела

Втората серија пробни тела за определување на јакоста на притисок при водозаситена состојба е искористена и за определување на процентот на впивање вода. Експерименталното испитување за определување на процентот на впивање вода на зеолитот е извршено според методата на постепено потопување под атмосферски притисок. Испитувањето е започнато со потопување на пробните тела до ¼ од нивната висина во сад со дестилирана вода. Постепено садот е надополнуван со вода после 1 h до половина, а после 2 h до ¾ од висината на пробното тело. После 22 h пробното тело е потполно потопено во вода. По 24 h од започнувањето на потопувањето е пристапено кон мерење на масата на пробното тело. Пред секое мерење на масата пробните тела се избришани со мека крпа, а со цел да се спречи испарување на впиената вода, согласно стандардот EN 13755:2008 (Natural stone test methods - Determination of water absorption atmospheric pressure), поодделните мерења на масата се извршени за 2 минути, сметајќи од моментот кога телото е извадено од водата. Мерењето на масата за секое пробно тело е изведено на секои 24 h, сè до определување на константната маса, односно додека примерокот до крај не се засити со вода, табела 2.

Примероци	Маса во водозаситена состојба m_v (g)
M-W1	232,48
M-W2	236,55
M-W3	232,69

Табела 2. Маса на пробните тела во водозаситена состојба

Експерименталното испитување на јакост на притисок беше извршено на уред за испитување тип 102/3000 HK-4, со капацитет од 3000 kN. Пробните тела беа поставени така што силата на притисок беше аплицирана нормално на слоевитоста на материјалот. Силата на притисок беше постепено зголемувана за 0,5 MPa/sec, сè до лом на пробното тело, при што беше регистрирана силата на лом F и напрегањето, слика 2.

а) б)

Слика 2. Експериментално испитување: а) уред за испитување на јакост на притисок; б) пробно тело

3. АНАЛИЗА НА РЕЗУЛТАТИ

За првата серија пробни тела, пред да биде определена јакоста на притисок во водозаситена состојба, беше определен процентот на впивање вода. Добиените резултати од експерименталното испитување се презентирани во табела 3.

Примероци	Впивање на вода U (%)
M-W1	23,31
M-W2	22,35
M-W3	23,01
Средна вредност	**22,89**

Табела 3. Експериментално определени резултати за процент на впивање вода

Од експериментално определените резултати може да се заклучи дека количеството на впиена вода кај секое од пробните тела е приближно исто, при што просечниот процент на впивање вода изнесува 23%.

Експериментално определените резултати за јакоста на притисок на зеолитот во сува состојба се прикажани во табела 4, додека експериментално определените резултати за јакоста на притисок на зеолитот во водозаситена состојба се прикажани во табела 5.

Примерок	Волуменска маса $\Upsilon=m_s/V$ (kg/m^3)	Сила на лом F (kN)	Јакост на притисок σ_p (MPa)
M-S1	1341,72	76,18	28,5
M-S2	1376,12	114,60	43,0
M-S3	1388,76	128,03	47,9
Средна вредност	**1369,87**	**106,27**	**39,8**

Табела 4. Механички карактеристики на зеолитни коцки во сува состојба при напрегање на притисок

Примерок	Сила на лом F (kN)	Јакост на притисок σ_p (MPa)
M-W1	63,29	23,7
M-W2	90,87	33,9
M-W3	107,39	40,1
Средна вредност	**87,18**	**32,6**

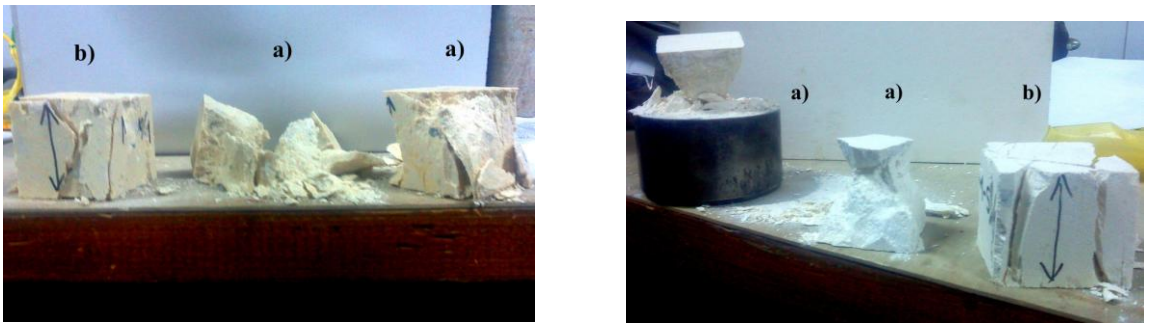
Табела 5. Механички карактеристики на зеолитни коцки во водозаситена состојба при напрегање на притисок

Според стандардот EN 14617-15:2005 (Agglomerated stone - Test methods - Part 15: Determination of compressive strength), јакоста на притисок на зеолитот се определува како средна вредност од јакоста на притисок на сите три пробни тела и таа изнесува 40 MPa. Од спроведените експериментални испитувања може да се заклучи дека јакоста на притисок на испитуваните пробни тела се движи во ранг од 28,5 MPa до 47,9 MPa.

Од резултатите прикажани во табела 5 може да се заклучи дека кај сите испитувани пробни тела јакоста на притисок во водозаситена состојба на зеолитот е приближно иста. Очекувано, добиените резултати се со пониска вредност отколку јакоста на притисок во сува состојба. И покрај тоа што материјалот е доста порозен и впива големо количество на вода до 23%, табела 3, просечната јакост на притисок во водозаситена состојба изнесува 33 MPa.

Споредувајќи ги резултатите презентирани во табела 4 и табела 5, може да заклучи дека јакоста на притисок на зеолитот опаѓа за 22% при заситување на материјалот со вода.

Обликот на лом на пробните тела зависи од големината на триењето што се јавува на контактот помеѓу примерокот и плочите преку кои се аплицира аксијалната сила на притисок. Контактното триење го спречува напречното деформирање на пробното тело и во него се јавува дополнително напрегање на смолкнување, предизвикувајќи разрушување по наклонети рамнини, слика 3 а). Овој тип на лом е регистриран кај четири од испитуваните пробни тела. Кај останатите примероци се појавува лом во вертикални рамнини паралелни на страните, слика 3 б). Овој тип на лом се должи на појава на пукнатини во самиот материјал и истиот е регистриран кај примероците M-S/1 и M-W/1. Кај овие примероци јакоста на притисок е за околу 60% помала, табела 4 и табела 5, од јакоста на притисок на останатите примероци.



Слика 3. Облик на лом на испитаните примероци: а) разрушување по наклонети рамнини, б) разрушување по вертикални рамнини паралелни со страните на примерокот

4. ЗАКЛУЧОК

Во овој труд се изложени резултати од експериментални испитувања на две серии на пробни тела од зеолит. Добиените резултати за јакосните карактеристики на зеолитот во сува и во водозаситена состојба, како и за неговата способност на водовпивање, се главни параметри за дефинирање на неговите карактеристики и својства. Со тоа се потенцира оправданоста за примена на овој тип на зеолит во градежните објекти. Добиените резултати од спроведените испитувања покажуваат висока вредност на јакост на притисок на материјалот. Како резултат на големата порозност на материјалот, проследена со голем процент на впивање на вода, јакоста на притисок на серијата примероци во водозаситена состојба е пониска од јакоста на притисок на серијата примероци во сува состојба. Од презентираните резултати може да се заклучи дека обликот на лом игра голема улога во јакоста на притисок на материјалот. Кај примероците разрушени по вертикални рамнини паралелни со страните, јакоста на притисок е значително помала. Резултатите добиени од експерименталните испитувања се одличен показател за употреба на овој тип на зеолит како во суви, така и во услови каде влажноста е доста голема.

РЕФЕРЕНЦИ

[1] E. Chmielevska, “Zeolites – Materials of sustainable significance (short retrospective and outlook)”, Environment Protection Engineering, vol.36, No.4, 129-135, 2010

[2] D. Ergenç, “Investigation of tuff quarries around the Tample of Apollon Smitheus (Çanakkale, Turkey)”, Middle East Technical University, 2011

[3] N. Hudymaa, B.B. Avarb, M. Karakouzian, “Compressive strength and failure modes of lithophysae-rich Topopah Spring Tuff specimens and analog models containing cavities”, Engineering Geology 73, 179–190, 2004

[4] G. Marcari, G. Fabbrocino, P.B. Lourenço, “Mechanical properties of tuff and calcarenite stone masonry panels under compression”, 8th International Masonry Conference in Dresden, 1083-1092, 2010

[5] G. Marcari, G. Fabbrocino, P. B. Lourenço, “Investigation on compressive behavior of tuff masonry panels”, University of Minho, 2010

[6] R.H. Price, “Analysis of Rock Mechanics Properties of Volcanic Tuff Units from Yucca Mountain, Nevada Test Site”, Sandia National Laboratories, Albuquerque, 1983

[7] E. Yasar, A. Tolgay, A. Teymen, “Industrial Usage of Nevsehir-Kayseri (Turkey) Tuff Stone”, World Applied Sciences Journal 7 (3), 271-284, 2009

[8] EN 13755:2008, “Natural stone test methods - Determination of water absorption atmospheric pressure”, CEN/TC 246 -Natural stones

[9] EN 14617-15:2005, “Agglomerated stone - Test methods - Part 15: Determination of compressive strength”, CEN/TC 246 -Natural stones

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CM - 9

Tihomir NIKOLOVSKI[1], Zoran SIMJANOVSKI[2]

TESTING OF CORROSION ON GALVANIZED SURFACES

SUMMARY

The incentive for testing of corrosion on galvanized surfaces arose from the request of some of our clients regarding additional protection of products made of thin galvanized sheet metal (particularly C and Z thin purlins, buffer stops for roads, etc.) against corrosion at places of cutting and drilling regardless the environmental conditions and the thickness of the zinc coat. As an alternative, it has been suggested that the thin products be made of "black" sheet metal and then deep hot galvanized. We considered that it is justified to check this from both technical and commercial aspects, taking into account the implicit provisions in individual world standards and professional literature as well as the practice of relevant producers and the results of tests that have been performed so far and have confirmed the existence of the so called "healing" effect of the zinc upon the corrosion of steel. The results from the testing are presented in this paper.

Keywords: steel, galvanization, testing, corrosion, healing effect

Тихомир НИКОЛОВСКИ[1], Зоран СИМЈАНОВСКИ[2]

ТЕСТИРАЊЕ НА КОРОЗИЈАТА НА ПОЦИНКУВАНИ ПОВРШИНИ

РЕЗИМЕ

Непосредниот повод за тестирањето на корозијата на поцинкувани површини произлезе од барањето на некои наши клиенти производите од тенкосидни поцинкувани лимови (особено C и Z тенкосидни рожници, одбојни профили за патишта итн.) да бидат дополнително заштитени од корозија на местата на сечење и дупчење, без оглед на условите на средината и дебелината на цинковата превлака. Како алтернатива, беше сугерирано тенкосидните производи да бидат изработувани од "црн" лим, а потоа длабоко топло поцинкувани. Сметавме дека е оправдано тоа да се провери и од технички и од комерцијален аспект, имајќи ги во вид имплицитните одредби на одделни светски стандарди и стручната литература, но и практиката на релевантни производители, како и резултатите на досега извршените тестирања кои го потврдуваат постоењето на тнр. "исцелувачки" (англ. healing) ефект на цинкот на корозијата на челикот. Резултатите од тестирањето се прикажани во овој труд.

Клучни зборови: челик, поцинкување, тестирање, корозија, ефект на зајакнување

[1] Prof. PhD, Development adviser, FAKOM AD Skopje, tihomir.nikolovski@fakom.com.mk
[2] BSc., Director of IRI Department, FAKOM AD Skopje, zoran.simjanovski@fakom.com.mk

1. ВОВЕД

Непосредниот повод за тестирањето на корозијата на поцинкувани површини произлезе од барањето на некои наши клиенти производите од тенкосидни поцинкувани лимови (особено C и Z тенкосидни рожници, одбојни профили за патишта итн.) да бидат дополнително заштитени од корозија на местата на сечење и дупчење, без оглед на условите на средината и дебелината на цинковата превлака. Како алтернатива, предлагано е, таквите производи да бидат изработувани од "црн" лим (лента), а по дупчењето, профилирањето и сечењето да бидат длабоко топло поцинкувани.

Сметавме дека е оправдано тоа да се провери и од технички и од комерцијален аспект, имајќи ги во вид имплицитните одредби на одделни светски стандарди како и и стручната литература, но и практиката на релевантни производители. Имено, цинкот изложен на атмосферски влијанија реагира со кислородот и јаглен диоксидот и создава цврст и компактен слој (патина) од цинк карбонат ($ZnCO_3$) кој понатаму го штити основниот метал (челикот). Меѓутоа, како метал со различен електричен потенцијал од железото, во електрохемискиот процес кој настанува во присуство на влага и вода (галванска корозија), цинкот (анода) од околината на сечените (со пила или ножици) и пробиваните и дупчените рабови се пренесува на основниот метал (катода) штитејќи ги незаштитените места преку така нареченият "исцелителен" (англ."**healing**") ефект. Одтука, сечењето и дупчењето би можело да се врши на веќе поцинкувани ленти, а цинкова превлака со мала дебелина (со електро галванизација) би можела да биде доволна да го заштити основниот метал **во затворен простор или во рурални средини,** без агресивни влијанија на околината, во подолг временски период.

Ефективноста и трајноста на заштитата на челикот со галванизирањезависи од дебелината на цинковата превлака, што значи дека "healing"ефектот трае се додека има доволно количество на цинк во околината на оштетувањето, па така појавата на корозија на целокупната површина напр. на профилираните лимови или одбојните профили всушност значи дека дебелината на цинковата превлака била недоволна за амбиенталните агресивни влијанија. Заради тоа се смета дека заштитата со галванизирање по правило **е недоволна** ако челичните елементи се на отворено и во агресивна индустриска атмосвера. Уште повеќе, во силно агресивни средини перманентно загадени со индустриски отпадни гасови,кисели дождови, засолена вода во услови на зимско одржување на патишта итн. и тоа не мора да биде доволно и галванизираниот челик може да опстои долги години само ако се применат други дополнителни мерки – **специјални премази**. Јасно е дека степенот на заштита може да се подигне со зголемување на дебелината цинковата превлака, понекогаш и преку 150 μm.

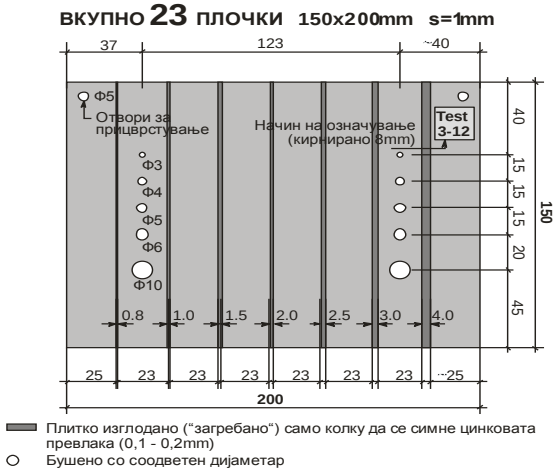
Дополнителен мотив за проверка дадоа испитувањата на отпорноста на корозија на поцинкувани лимови извршени во Австралија, пред десетина години. Пробните примероци, на кои биле изработени "гребнатини" со широчина од 0,4mm до 4,0mm кои одговараат на дебелините од најтенките ленти (за олуци, опшивки, профилирани лимови) до најдебелите (за тенкосидни профили, одбојници), имале цинкова превлака од само 20 mod обете страни (ознака Zn 275) и биле изложени 12 месеци на отворено, на агресивна индустриска и крајбрежноморска атмосфера во пристаништето Порт Кембла, Австралија, во непосредна близина на железарницата BlueScope Steel во Вулонгонг. Во извештајот од испитувањето (Technical Bulletin TB-10, Rev 5, 2003, BlueScope Steel, Australia) се наведува дека на "фотографиите на примероците **јасносе гледа дека отсуствува корозијата** на основниот метал (челикот), особено во потесните гребнатини".

2. РЕАЛИЗАЦИЈА НА ПРОЕКТОТ

Во месец февруари 2013 год во ФАКОМ отпочна реализацијата на мал проект за тестирање на корозијата на поцинкувани површини. Изработени се вкупно 23 пробни примероци со димензии 150x200mm од една иста стандардна табла поцинкуван лим со дебелина s=1mm. На секој примерок се плитко изглодани 7 гребнатини со широчина 0,8mm до 4,0mm и избушени две групи отвори со дијаметар Ф3 до Ф10mm, со цел да се имитираат оштетувањата на цинковата превлака при сечењето и бушењето. Отворите се поставени меѓу две најтесни и две најшироки гребнатини. Сите 23 пробни примероци се поделени во 7 групи по 3 плочки плус два примероци како контролни, секој со соодветна бројна ознака за секоја од предвидените локации.Во текот на месец февруари – мај 2013 год, пробните примероци се поставени на локации избрани според оценката за различен степен на

агресивноста на средината: агресивна (термоелектрана, цементарница, железарница), просечна (авто пат, отворена кранска патека, под настрешница) и рурална (национален парк Маврово).

Сите примероци (Слика 1.) се поставувани во хоризонтална положба, на недостапни места, изложени на атмосферски влијанија, слободни од двете страни заради природно ветреење / сушење, добро прицврстени во две точки (Слика 2. и Слика 3.).



Слика 1. Пробни примероци за тестирање на корозијата

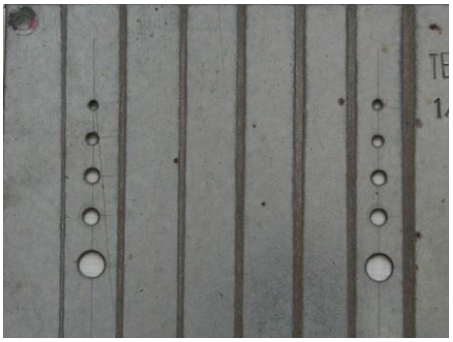
Слика 2. Пробни примероци во просечно агресивна средина.
ФАКОМ РЕ Производство. Склад за готови производи,
отворена кранска патека, над столб Н-19.

Слика 3. Пробни примероци во рурална средина.
Двор на викендица во Националниот парк Маврово

После една година изложеност на атмосферски влијанија (Фаза 1, пролет 2014)демонтирана е првата група од 7 плочки, означени од задната страна со водоотпорен фломастер и доставени спакувани во пластична фолија, такви какви што се, без бришење и чистење. Со истата процедура, после две години изложеност (Фаза 2, пролет 2015) демонтирана е втората група. Третата група ќе биде демонтирана после три години изложеност (Фаза 3, пролет 2016).

3. ПРЕЛИМИНАРНИ РЕЗУЛТАТИ ОД ТЕСТИРАЊЕТО

Иако нецелосни, резултатите од изложеноста на примероците на атмосферски влијанија во период од **една и две години** се индикативни и, практично, во целосна согласност со претходните сознанија за "healing" ефектот. Подолу се прикажани фотографиите од примероците по **една година** изложеност.



Тест1-06: ФАКОМ РЕ Производство, отворена кранска патека

Тест2-06: ФАКОМ РЕ Монтажа, близу автопатото

Тест3-06: МАКСТИЛ Челичана отворена кранска патека

Тест4-06: РЕК Битола електрофилтер на Блок 3

Тест5-06: Цементарница ТИТАН – Усје ротациона печка 3

Тест6-06: Викендица Раде Јакимовски Маврово

Со ознаките -06, -12 и -36 обележани се пробните пробните примероци за кои со Проектот било иницијално предвидено тие да бидат изложени на атмосферски влијанија во период соодветно 6, 12 и 36 месеци, а по истекот на тој период да се демонтираат и достават за преглед и оценка на степенот на корозија и понатамошна анализа

Тест А1-06: ФАКОМ РЕ Производство под испуст на управна зграда

Тест 7-К1: Контролен примерок (неизложен)

Меѓутоа, прелиминарниот увид на неколку серии примероци во кругот на Железарница и во Мавровo по истекот на периодот од шест месеци по поставувањето покажа дека на примероците има слабо забележливи траги од корозија, можеби заради отсуство на врнежи кон крајот на пролетта и во текот на летото 2013 год, односно генерално заради сувиот период поволен од аспект на корозијата. Затоа, одлучено е периодот на изложеност од 6, 12 и 36 месеци да се измени и зголеми на една, две и три години.

На сите пробни примероци се забележува дека цинковата превлака во околината на гребнатините и отворите преминала во компактни и цврсти, според изгледот најверојатно, цинк карбонатни соединенија кои "потрошиле" цинк, се оценува, сразмерно на широчината на гребнатината. Притоа, на некои примероци е забележлива силно изразена корозија од задната (на фотографиите невидлива) страна во подрачјето на налегнувањето врз подлогата за која биле прицврстени како последица на спреченото ветреење и сушење. Слична појава има од горната страна на местата на отворите за прицврстување.

На горната – изложена страна на примерокот Тест4-06:РЕК Битола, формиран е компактен и цврст практично зацементиран слој кој тешко се отстранува. Карактеристично е што цинковата превлака од долната (неизложена) страна на примерокот останала сосема непореметена и сјајна, што наведува на помисла дека деградацијата на горната површина можела да настане од загреаниот (и наталожен) пепел ако електрофилтерот не работел во одреден временски период. Според степенот на корозија ("трошење" на цинкот) карактеристични се Тест5-06: Цементарница УСЈЕ и Тест3-06: МАКСТИЛ – Челичана.

Примерокот Тест6-06:Национален парк Мавровo се разликува од контролниот (не-изложен) примерок Тест7-К1само по незначителното "трошење" на цинкот непосредно до гребнатините. Дополнително, примероците Тест6-06(една година) и Тест6-12(две години изложеност) незначително се разликуваат по широчината на "трошење" на цинкот непосредно до гребнатините. Слични појави со мали разлики во однос на Тест6се регистрирани кај примерокот ТестА1-06поставен под испустот на управната зграда на РЕ Производство.

Во квалитативен смисол, почнувајќи од најпореметемиот до најмалку пореметениот примерок, визуелната споредба после една година изложеност (2013/2014) би го дала следниот редослед кој што претставува и своевиден показател на еколошките услови на соодветната локација:

1. Тест4 РЕК Битола, електрофилтер блок 3
2. Тест5 Цементарница УСЈЕ, ротациона печка3
3. Тест3 МАКСТИЛ – Челичана, отворена кранска патека
4. Тест2 РЕ Монтажа, непосредно до автопат
5. Тест1 РЕ Производство, отворена кранска патека
6. ТестА1 РЕ Производство – Управа, под настрешница
7. Тест6 Национален парк Мавровo

4. ЗАКЛУЧОК И ПРЕПОРАКА

Неспорно е декарезултатите од тестирањето на пробните примероци на корозија на поцинкувани површини, по една и две години изложеност на атмосферски влијанија, ги потврдуваат претходните сознанија за "healing" ефектот на цинкот на галванизираните челични лимови и производи од лимови. Исто така, имајќи го во вид изгледот и состојбата на овие пробни примероци, неспорно едека резултатите од тестирањето на пробните примероци по три години изложеност дополнително ќе ги верификуваат овие сознанија. Заради тоа:

1. **Сите тенкосидни производидобиени со профилирање**, вклучувајќи ги и тенкосидните рожници, ниско напонски електроди и одбојници за патишта со дебелини до 3mm **можат да се изработуваат од поцинкуван лим** со соодветна дебелина на цинковата превлака според важечките стандарди, при што треба да се смета дека секое сечење (со ножици, пила) и дупчење не ја намалува нивната отпорност од корозија.
2. Претходниот заклучок, имајќи ги во вид особено и резултатите од тестирањето во рурални (Мавровo) и заштитени средини (под настрешница на Управа РЕ Производство), посебно се однесува на примената на **тенкосидните рожници** во затворен простор без агресивни влијанија, за кои дебелина на превлаката еднаква на тестираната (Zn275, односно 20□ m двострано) **се чини дека е сосема доволна** да обезбеди долготрајна заштита од корозија.
3. Корозијата на пробните примероци на местата на потпирање на подлогата и точките на прицврстување го потенцира фактот дека корозија секојпат се јавува кога на челичните елементи, без оглед на степенот на антикорозиона заштита, не им се овозможи слободно да "дишат", поточно **природно да се ветреат и сушат**.
4. Овој мал развоен проект е од интерес не само за ФАКОМ, туку и за проектантите и производителите на челични конструкции и металопреработувачката индустрија, вака како што е започнат и сеуште трае, дополнет со соодветни хемиски анализи и мерења и релевантни теориски податоци и пресметки, може да претставува интерес за понатамошни истражувања.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Technical Bulletin TB-10, Rev 5, 2003, BlueScope Steel, Australia

[2] Техничка информација ТИ 14-1: Тестирање на корозијата на поцинкувани површини, ФАКОМ АД, Развоен проект 2013-2016 год, мај 2015

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

MASE
MACEDONIA ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

CM - 10

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Aleksandar RADEVIĆ [1], Vladan KUZMANOVIĆ[2], Zoran MIŠKOVIĆ[3],

INFLUENCE OF VIBRATIONS DURING CONCRETE SETTING ON ITS PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES

SUMMARY

The paper investigates dependence physical and mechanical properties of concrete of vibrations during the setting and hardening process. Investigation carried out on concrete cube samples which had been exposed to vibrations during the operation of Hydro Power Plant "Zvornik". A total of 40 concrete cubes, of different ages were exposed on vibrations in real conditions close to the source of vibrations. Compressive strength tested after 7 and 28 days after mixing, as well unit volume weight. Results show that vibration produced by Hydro Power Plant operation and overflow of water through the spillways, positively affect on the quality of concrete.

Keywords: concrete, vibrations, initial and final setting time, hidropower plant

Александар РАДЕВИЌ[1], Владан КУЗМАНОВИЌ[2], Зоран МИШКОВИЌ[3],

ВЛИЈАНИЕ НА ВИБРАЦИИТЕ ВО ТЕК НА ВРЗУВАЊЕ НА ЦЕМЕНТОТ НА ФИЗИЧКО-МЕХАНИЧКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА БЕТОНОТ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажана зависноста на физичко-механичките својства на бетонот од вибрациите во тек на процесот на врзување на цементот и стврднување на бетонот. Испитувањата се извршени на примероци од бетон, кој што е изложен на влијанија од вибрации предизвикани од работата на Хидроелектраната "Зворник". Примерокот опфаќа 40 бетонски коцки, кои што при различна старост се изложувани на дејство од вибрации во реални услови. Испитувана е јакоста на притисок на 7 и 28 дена, како и волуменската маса. Добиените резултати покажуваат дека вибрациите предизвикани од работата на хидроелектраната и прелевањето на водата низ преливните полиња, поволно влијаат на квалитетот на бетонот.

Клучни зборови: бетон, вибрации, почеток и крај на времето за врзување, хидроелектрани

[1] Teaching assist., Ph.D.,Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, aradevic@grf.bg.ac.rs
[2] Assoc.Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, vladak@grf.bg.ac.rs
[3] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, mzoran@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Durability and physical-mechanical properties of concrete primarily depend on the choice of component materials and their quantities in the concrete mixing. However, the method of putting in place and curing during the cement setting and hardening can be of great importance. In order to obtain a better quality of concrete, vibration is one of the basic and most used procedures of concrete. Optimum compaction of fresh concrete can always achieve the required degree of compaction, which in comparison with less compact mixtures, provide greater durability. This is especially true for concrete with stiffer consistency (Muravljov 2010). However, expose to vibration of the concrete mixture over a longer period of time, can lead to segregation and separation of water on the concrete surface (bleeding of concrete), which adversely affects the quality of hardened concrete (Tawfiq and Abichou 2003). Since the density of aggregates greater than the density of the cement paste, due to prolonged vibration, aggregate will be under the influence of gravity to move slowly downward, displacing cement paste to above. These changes lead to disruption of the homogeneity of concrete, causing a decrease of the mechanical strengths, waterproof, durability and other properties.

On the other hand, the separation of the water on the concrete surface can have both positive and negative effects on the later characteristics of concrete, (Tawfiq and Abichou 2003), (Bentz 2008). In case when weather conditions and speed of construction works should not allow water to evaporate promptly, produce the formation of a weak surface layer, which during continuation of concreting can not provide good adhesion between the two layers. Conversely, if the water to evaporation is faster than its separation on the surface will cause cracking, so-called plastic shrinkage. However, if the water evaporates without consequences in terms of the appearance of cracks, the surface layer of concrete will have lower water-cement factor, and therefore better mechanical properties. Apart from separation of water on the concrete surface, could happened water retention under the coarser grain aggregates and reinforcement. After evaporation of water in the mentioned zones are formed caverns filled with air. Since the caverns are in the same direction, the concrete will have greater horizontal permeability (Neville 2010).

In some cases, fresh and hardened concrete can during the entire process of setting and hardening could be exposed to the vibrations of different intensity and frequency near roads with heavy passenger or rail transport, (Wei, et al. 2011), near hydroelectric power plants, close to industrial facilities, thermal power plants, etc. The aim of this study was to examine how the vibration due to operation of turbines and vibration challenged overflow of water through spillways over the dam affecting the compressive strength and bulk density of concrete embedded in the annex on the right bank of the hydro plant "Zvornik".

In addition to the previously mentioned unwanted vibrations, which can affect a fresh concrete mixture a certain period of time after putting in place, there exists a technique re-vibration of concrete in order to improve its quality. Using the re-vibration of concrete is possible to increase the compressive and tensile strength, rich a better waterproofing, reduce a shrinkage and creep of concrete, elimination of residual bubbles and preventing the occurrence of cracks in fresh concrete. Re-vibration usually performed in the first few hours after mixing and putting in place a fresh concrete.

In the tests conducted by Amr Mohamed Ismail, was studied the influence of water-cement ratio and age of the concrete at the time re-vibration on the compressive strength, (Ismail). Tests were conducted on the concrete with five different water-cement ratios (0.35, 0.5, 0.55, 0.6, 0.7) with the age from 0.5 to 4 h, with a step of 30 min. The results show that the compressive strength increases with increasing age of the sample at re-vibration, until to the expected start time setting and decrease thereafter. For different water-cement ratios, the maximum improvement of compressive strength varied between 27.0% and 31.4% for the optimal age of concrete at the moment re-vibration, which was in the range of 1 to 2½ hours.

Some other authors investigated the relationship between the properties of concrete respect to the influence of vibration due to earthquakes, heavy traffic load and compaction of the surrounding soil or nearly blasting. All these cases could occur in practice during putting in place fresh concrete and

process of setting and hardening of concrete, and could affect final physical and mechanical properties of hardened concrete.

Michael Dunham studied influence of mechanical impacting the surrounding soil consolidation, simulated using a vibrating table, considering amplitude and frequency of oscillation close to the real-life conditions (Dunham, et al. 2007). During those testes were measured acceleration and frequency of the turbo table operation, which were transfer into the *particle peak velocity* (PPV), as a measure of vibrations cylindrical samples. There were applied two different vibration levels (approximately 2 ÷ 4 in/sec and 8 ÷ 12 in/sec), with duration of 1 and 2 min, for each of those levels. Tests were conducted at different ages of samples. Age of samples (from the moment of mixing cement and water to the point where the samples were exposed to influence of vibration) was 2 h, 3½ hours, 4½ h, 5 h and 6 h. On samples were investigated compressive strength aged of 7 and 28 days, as well tensile strength after 29 days.

In comparison with control samples, which were not exposed to vibration, for the samples which were exposed to the vibrations were recorded increases of compressive strength of 5 to 13%, depending on the age patterns and intensity of vibration. The tensile strength decreased up to 7% in comparison with control samples. The increases of compressive strength explained by the elimination of free water and residual air bubbles, which leads to improvement of compactness and reducing water-cement ratio. On the other hand, increasing the compactness of concrete increases the number of aggregate grains which are engaged in the fracture which occurs when is reached the tension strength. In the case of using aggregates of lower quality, it could be the explanation for decrease of the tensile strength.

Analogue, laboratory tests conserning effects of vibrations in soil due to drilled shaft construction during setting of concrete on concrete strength were conducted, (Tawfiq and Abichou 2003). The peak particle velocities (ppv) were recorded and empirical relationships were suggested to predict the velocity values on the surface and in the ground along the penetration depth of the shaft. Laboratory test were conducted because recorded durations of the induced vibrations were very scattered, and it was not possible to define a suitable duration from the field testing. Therefore, it was decided to subject the concrete samples in the laboratory to vibrations. Application of vibrations was started at the end of sample preparation and continued until the end of the final time setting for the first batch. Concrete samples of Set #1 were subjected to vibrations with velocity amplitudes of 1, 2, 3 and 9 in/sec. For Set # 2, the vibrations started at the initial and ended at the final time setting. Three concrete cylinders from each group were tested for compressive strength at 3, 7, 14 and 28 days. Results from the laboratory testing showed that the effect of the peak particle velocity on the second set of samples was more sever than the first one. However, more bleeding and segregation took place in some samples of the first set. The compressive strength values of samples subjected to vibrations until the end of the final time setting were found to increase as the vibration amplitude increased until it reached 2 in/sec. Beyond this limit, the compressive strength started to slightly decrease. This phenomenon was true for all the concrete samples tested at 3, 7, 14, and 28 days. However, after 28 days, the strength ratio of the samples subjected to 2 in/sec was about 1.1. For Set # 2, the concrete strength after three days increased with the vibration amplitude. Unlike Set # 1, the strength continued to increase beyond 2 in/sec. For concrete samples at 28 days the compressive strength slightly reduced up to 2 in/sec peak particle velocity and then continued to increase afterward. The lose of strength at 2 in/sec was about 9 percent as compared to the controlled values.

It was concluded that no vibration should be allowed within a distance equal to 3 shaft diameter and for a duration equal to the final time setting of the concrete. During this period, the ppv limit suggested at the 3 shaft diameters should not exceed 2 in/sec.

In all mentioned researchs, a fresh concrete mixture, at a certain age after the putting in place were exposed to repeated vibrations during relatively short period of time. The duration of the vibration varied from a few minutes to a maximum of 21 h, which was the end of the setting time of concrete. Also, in all conducted tests samples were exposed to vibrations in the laboratory conditions, which can not fully simulate the real conditions on site. In contrast, the results shown in the paper correspond to experimental study conducted in the field, during the long time period in real conditions of operation of hydro power plant "Zvornik".

2. EXPERIMENTAL RESEARCH

The aim of experimental tests presented in paper was to evaluate the possibility of construction concrete works during operation of the hydro power plant, and its impact on the quality of concrete. Putting in place concrete mixtures and its exposure to vibration samples was performed in-situ.

2.1. Measurement of vibrations

The first step was measurement and determination of zones of vibration influece on the future concrete works, (Figure 1):

- the downstream end of the left separating wall of the drain water – point P1;

- the downstream end of the middle separating wall of the drain water – point P2;

- mid-span of downstream connection beam between the middle and right separating wall – point P3;

- midpoint of right separating wall of drain water – point P4.

For each typical point/zone were carried out 2 measurements with measurements in all three directions. During the measurement of vibration, there was a flow of water through the spillways and flow through turbines. So, the vibration measurements in all typical zones carried out during the maximum flow rate through the generator and spilling over all spillways, Figure 2.

Figure 1. Directions and typical zones of vibration influence

Figure 2. Operational conditions of Hydro Power Plant „Zvornik“ during the tests

Assessing the impact of vibration on the strength of concrete is based on official data of the mode of operation of hydro power plant "Zvornik": inflow into the reservoir, the upper and lower water level, flow through the outlet, flows over spillways and flow through turbines.

Based on the Power Plant Operation Diary, for the period 16 - 20 March 2013, could be concluded that the entire period of placing concrete into molds up to transportation to the laboratory of Civil Engineering, flow through the turbines was maximal. So, could be expect that the measured vibrations recorded during full intensity of operation and that during the setting and hardening of concrete connecting beams could not expect higher levels of vibrations respect to the measured.

Measuemet carried out by the acquisition system Hottinger Baldwin Messtechnik – HBM using high-sensitive akcelerometers Model 2240 span of ±2g, produced by SiliconDesign Inc. USA.

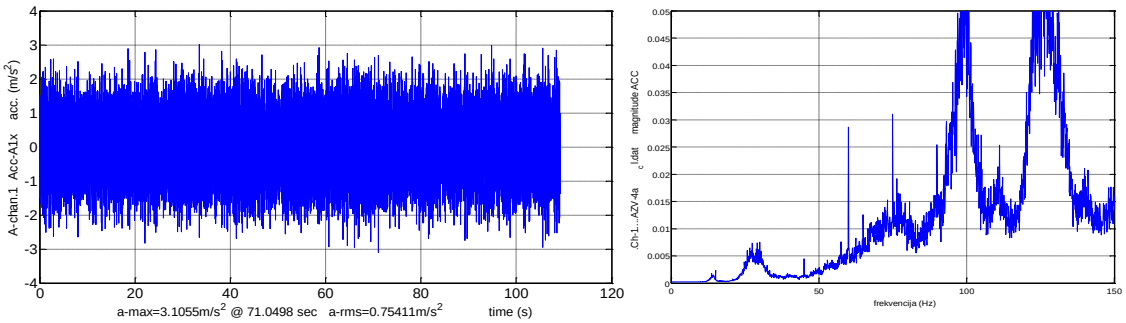
In Table 1 are summarized level of measured vibrations, peak and rms values.

Point	Measrud acceleration (m/sec^2)			
	Measurement-A		Measurement-B	
	acc_peak	acc_rms	acc_peak	acc_rms
Point P1	0.917	0.206	0.912	0.207
	1.583	0.380	1.631	0.372
	0.605	0.138	0.850	0.135
Point P2	0.568	0.135	0.538	0.132
	1.618	0.368	1.715	0.351
	0.595	0.127	0.580	0.123
Point P3	0.568	0.135	1.894	0.423
	1.206	0.233	0.996	0.233
	0.792	0.088	0.402	0.087
Point P4	3.105	**0.754**	3.117	**0.712**
	7.521	**1.554**	7.020	**1.639**
	2.166	**0.438**	2.349	**0.444**

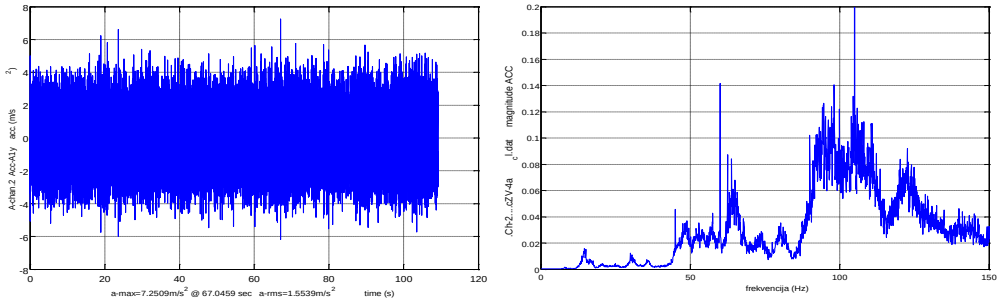
Table 1. Results of vibration measurements

Based on the results of vibration measurements, it was concluded that the highest level of vibration recorded on the sheeting of the right separating wall, point P4. At this point was recorded few higher RMS value of vibration than on other measuring points the zone reconstruction of the building. This fact identified the choice of the placement of concrete samples to assess the impact of vibration on the quality of concrete. In Figures 3 and 4 are presented acceleration records with corresponding spectra for the Point - 4.

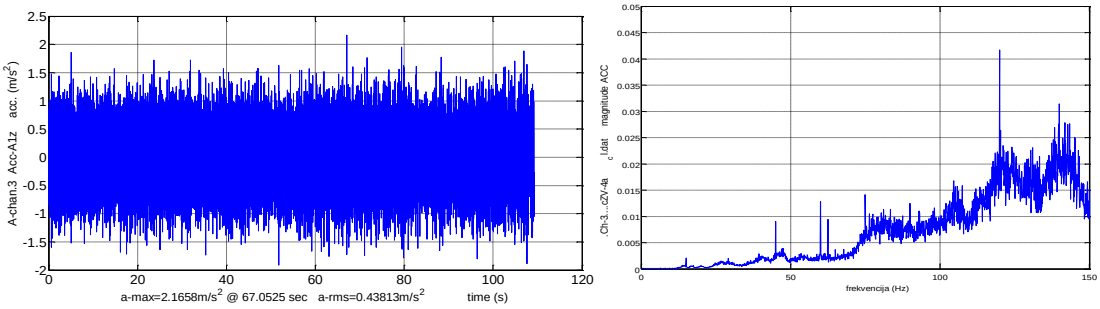
The frequent contents consists from the basic 15.0 Hz, as well the harmonics with frequencies of 30 / 45 / 60 / 75 / 90 / 105 Hz. Also, registrated the frequencies of 57.5 Hz and 62.5 Hz.



4A-X-direction acc_peak / acc_rms = 3.105 / 0.754 m/sec^2
f = 13.5 / 15 / 25.5 / 30 / 45 / 60 / 65 / 75 / 90 / 98 / 125 Hz

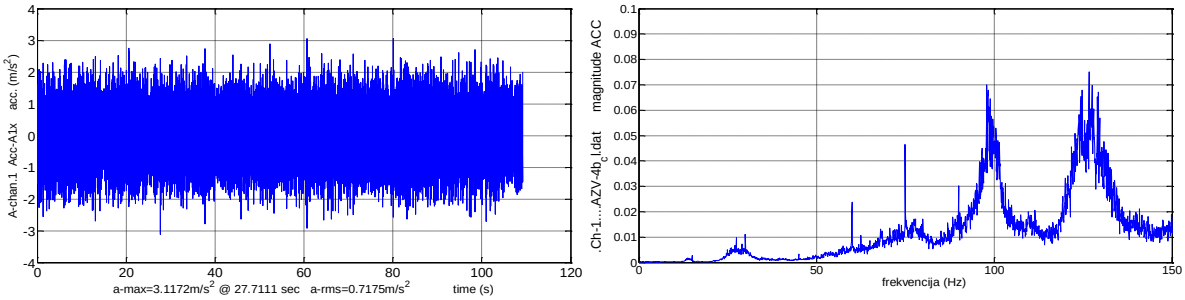


4A-Y-direction: acc_peak / acc_rms = 7.251 / 0.754 m/sec^2
f = 8 / 14.5 / 15 / 30 / 35 / 45 / 48.5 / 60 / 62.5 / 64 / 65 / 80 / 90 / 94.5 / 105 / 122.5 Hz

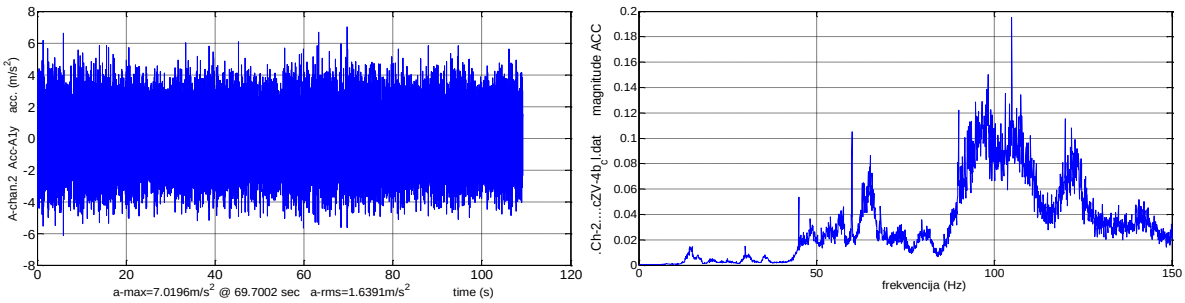


4A-Z-direction: acc_peak / acc_rms = 2.166 / 0.438 m/sec^2
freq = 14 / 15 / 16.5 / 30 / 45 / 60 / 65 / 75 / 82 / 90 / 105 Hz

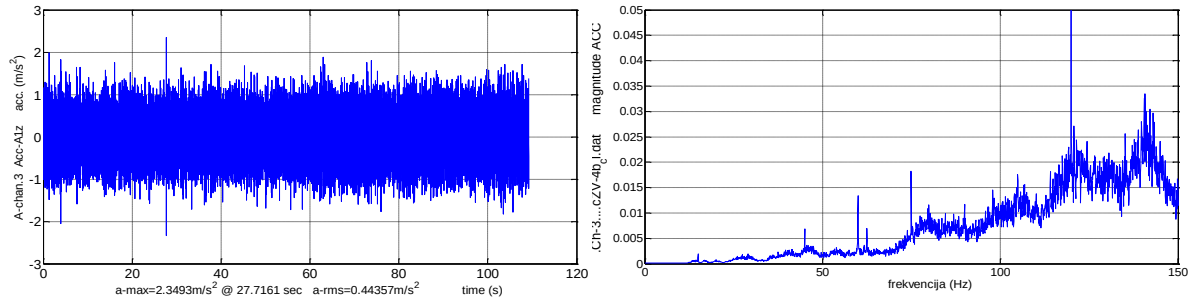
Fig. 3. Acceleration and spectra of vibration at position Point-4, measurement A



4B-X-direction……. acc_peak / acc_rms = 1.894 / 0.423 m/sec^2
f = 13.5 / 15 / 25.5 / 30 / 45 / 60 / 65 / 75 / 90 / 98 / 125 Hz



4B-Y-direction……. acc_peak / acc_rms = 7.020 / 1.639 m/sec^2
f = 8 / 14.5 / 15 / 30 / 35 / 45 / 48.5 / 60 / 62.5 / 64 / 65 / 80 / 90 / 94.5 / 105 / 122.5 Hz



4B-Z-direction: acc_peak / acc_rms = 2.349 / 0.444 m/sec^2
freq = 15 / 29.5 / 45 / 60 / 62.5 / 75 / 105 / 120 Hz

Fig. 4. Acceleration and spectra of vibration at position Point-4, measurement B

2.2. Testing of concrete quality putting in place uder vibration influlece

In order to investigate impact of vibration on properties of hardened concrete, was performed putting in place concrete in 40 mold cubes side of 15 cm, with different age and different duration exposed to the effects of vibrations. Compressive strength after 7 and 28 days, and density were tested on all samples. The amounts used of component materials are shown in Table 2.

Concrete	m_c (kg/m^3)	m_{ad} (kg/m^3)	m_v (kg/m^3)	m_a (0/4 mm) (kg/m^3)	m_a (4/8 mm) (kg/m^3)	m_a (8/16 mm) (kg/m^3)
-	400	8	125	767	377	745

Table 2. Material components used for concrete mixture

Used symbols: m_c – cement content, m_{ad} – entrained air content, m_v – water cont., m_a – aggregate cont.

The molds filled with concrete were divided into five groups. The first group of eight samples (sample tags from 0-1 to 0-8) immediately after putting in place concrete, placed on a previously prepared platform above the right separating wall (in the zone of maximum measured vibrations – Point 4), Figure 5. All other samples were stored, a certain time period on the coast, outside the zone of influence of vibration (Figure 6). Then, after the age of 3, 6 and 9 hours moved on the platforms above the right separating wall. Accordingly, the second, third and fourth group of eight samples, were marked with the following symbols respectively: III-1 to III-8, VI-1 to VI-8 and IX-1 to IX-8. A control/standard samples labeled E-1 to E-8, all the time were kept on the bank outside the zone of influence of vibration.

Figure 5. First group of samples

Figure 6. Samples out of influence of vibrations

The dynamics of exposure samples to influence of vibration is chosen keeping in mind that concrete is the most sensitive to vibrations between the initial and final setting time, (Mindess, 2003). It should take into consideration that temperature during expose to vibration was in the range of 0-10 °C, which slowed down the cement hydration process.

In the case of the negative impact of vibration on the quality of individual groups of samples, the time periods of 3, 6 and 9 hours would represent reasonable time limits within the operation of the plant could suspend during the execution of concrete works, in order to obtain a satisfactory quality of concrete. Also, it can be expected that in the first 9 hours to complete setting process of concrete.

The temperature and humidity, as well as the amplitude and frequency of vibrations, which have been exposed concrete samples, corresponded to real conditions in what will be embedded concrete in the structure. After four days in these conditions, all 40 samples were transferred to the Laboratory for Materials of the Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, where the samples were cured in accordance with ISO 2736 standard, until the time of testing.

The test results of compressive strength (according to ISO 4012) obtained by testing of 40 cubes, along with the volume weight stake on day of testing (according to ISO 6275), are summarized in Table 3, at the age of 7 and 28 days of samples, respectively.

Mark of sample	Age of sample at the moment of expose to vibration	Age of samples at the moment of testing	Unit mass of concrete		Compressive strength	
	(hours)	(days)	(kg/m^3)		(MPa)	
E - 1	-	7	2348	2345	16.9	17.4
E - 2	-	7	2342		17.3	
E - 3	-	7	2345		19.3	
E - 4	-	7	2344		16.2	
O - 1	0	7	2336	2334	23.6	23.4
O - 2	0	7	2326		23.6	
O - 3	0	7	2338		23.3	
O - 4	0	7	2336		23.3	
III - 1	3	7	2351	2343	22.0	23.7
III - 2	3	7	2339		24.7	
III - 3	3	7	2344		24.4	
III - 4	3	7	2338		23.8	
VI - 1	6	7	2329	2339	26.4	26.2
VI - 2	6	7	2336		25.6	
VI - 3	6	7	2342		26.0	

VI - 4	6	7	2348		26.9	
IX - 1	9	7	2333	2336	26.2	25.2
IX - 2	9	7	2338		25.1	
IX - 3	9	7	2339		25.6	
IX - 4	9	7	2333		24.0	
E - 5	-	28	2375	2367	26.7	27.9
E - 6	-	28	2357		27.1	
E - 7	-	28	2357		26.7	
E - 8	-	28	2378		31.1	
O - 5	0	28	2341	2343	39.3	38.5
O - 6	0	28	2345		37.8	
O - 7	0	28	2345		39.6	
O - 8	0	28	2342		37.3	
III - 5	3	28	2361	2357	40.0	40.7
III - 6	3	28	2359		41.3	
III - 7	3	28	2353		40.9	
III - 8	3	28	2353		40.4	
VI - 5	6	28	2330	2333	41.6	41.8
VI - 6	6	28	2321		41.8	
VI - 7	6	28	2338		42.2	
VI - 8	6	28	2342		41.6	
IX - 5	9	28	2350	2352	40.4	39.8
IX - 6	9	28	2360		39.3	
IX - 7	9	28	2350		40.4	
IX - 8	9	28	2348		39.1	

Table 3 – Results of Density and Compression Test at 7 and 28 days

3. ANALYSIS OF THE TEST RESULTS

Test results indicate that the lowest compressive strength obtained on the test control samples, i.e. on samples that have not been exposed to the effects of vibrations (samples with E mark). Change in compressive strength of the causes of the markings O, III, VI and IX in comparison to the reference samples was respectively 34.5%, 36.2%, 50.6% and 44.8% at the age of samples of 7 days, respectively 38.0%, 45.9%, 49.8% and 42.7% at the age of the samples of 28 days (Figure 7).

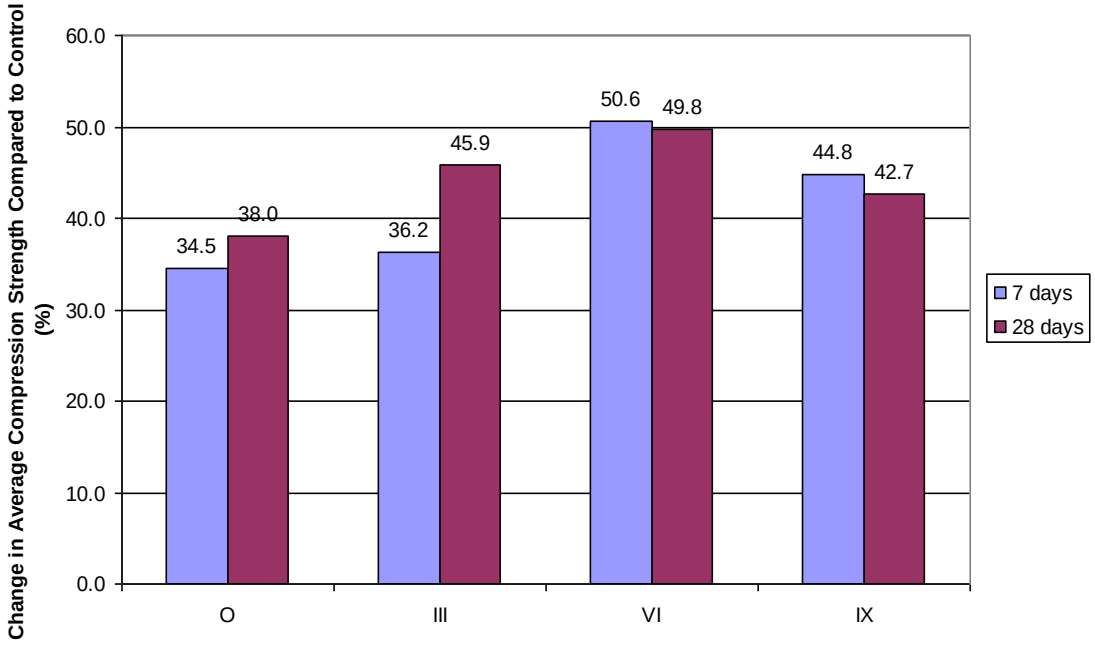


Figure 7. Change in compressive strength compared with reference test samples

Based on these results, it appeared that the compressive strength increases with increasing age of the beginning of expose on effects of vibrations. This trend applies to the age of 6 hours, after which increase strength slightly decreases. The same trend was recorded in the tests and at 7 and 28 days.

Density of the concrete samples varied in the relatively narrow range of 2333 kg/m^3 to 2367 kg/m^3. Conducted studies could not define the dependence of density of the vibrations. However, it can be seen that there is no increases of density, but no negative impact due re-vibration of concrete samples.

4. CONCLUSION

Based on the results from the study, vibration of fresh concrete during the cement setting resulted in positive effect on the quality of hardened concrete. Improvement of compressive strength was in the range from 35 to 50%, depending on the age of the concrete samples at the time of exposure to re-vibration. Increases of the compressive strength is consequence of vibration intensity, which was sufficient to improve compactness of the fresh concrete, but not too strong to cause segregation of concrete and allocation of water on the surface. So, could be concluded that the vibration of fresh concrete produced by the operation of turbines of hydro power plants and overflows of water over spillway, positively affect the quality of hardened concrete, and execution of concrete works in areas of such vibrations could be carried out undisturbed.

5. ACKNOWLEDGEMENT

Presented study is a part of the research financially supported by the Minsitry of Education, Science and Technological Development of Republic of Serbia by the research project *TR 36048*: "*Research on condition assessment and improvement methods of civil engineering structures in view of their serviceability, load-bearing capacity, cost effectiveness and maintenance*".

REFERENCES

[1] D. P. Bentz, A review of early-age properties of cement-based materials, Cement and Concrete Research 38 (2008) 196–204

[2] Michael Dunham, Adam Rush and James Hanson, P.E., M.ASCE, Effects of Induced Vibrations on Early Age Concrete, Journal of Performance of Constructed Facilities © ASCE /May/June 2007

[3] Amr Mohamed Ismail, Benha Higher Institute of Technology, Vibration & Re-vibration, 3rd Civil Engineering DEP

[4] Mindess, S., Young, J. F., and Darwin, D. _2003_. Concrete, 2nd Ed., Prentice-Hall, Upper Saddle River, N.

[5] Mihailo Muravljov, Tehnologija betona, "Građevinska knjiga" d.o.o, 2010

[6] A. M. Neville, J. J. Brooks, Concrete Tehnology, Pearson Education Limited, 2010

[7] SRPS ISO 4012:2000, "Beton. Određivanje čvrstoće epruveta pri pritisku"

[8] SRPS ISO 6275:1997, "Beton. Očvrsli beton. Određivanje zapreminske mase"

[9] SRPS ISO 2736-2:1997, Ispitivanja betona - Epruvete - Deo 2: Izrada i nega epruveta za ispitivanje čvrstoće

[10] Kamal Tawfiq and Tarek Abichou, Effect of Vibration on Concrete Strength During Foundation Construction, Florida Department of Transportation FDOT Contract No. BC-352-14, September 2003

[11] Jian-Jun Wei, He Wu and Jiao-Xiu Xing, The Effect of Traffic Induced Vibrations at Early Concrete Ages on Concrete Tensile Strength, Advanced Materials Research, 243-249, May 2011

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CM - 11

Marija JELČIĆ RUKAVINA[1], Ivan GABRIJEL[2], Dubravka BJEGOVIĆ[3], Branka MRDULJAŠ[4]

DEGRADATION AND RECOVERY OF MECHANICAL PROPERTIES OF SCC AFTER HIGH TEMPERATURE EXPOSURE

SUMMARY

In this paper an experimental research work is presented which deals with residual properties of high-strength self-compacting concrete (SCC) after high temperature exposure. Concrete stress-strain behavior was studied after concrete was cooled down from temperatures of 200°C, 400°C and 600°C. Tests were made 7 days and 1 year after high temperature exposure. 7 different mixes of self-compacting concrete was made with different amounts of metakaolin and fly ash. It was found that after 1 year modulus of elasticity of studied concrete had a higher rate of recovery compared to compressive strength.

Keywords: self-compacting concrete, high temperature, mechanical properties, recovery

Марија ЈЕЛЧИЌ РУКАВИНА[1], Иван ГАБРИЈЕЛ[2], Дубравка БЈЕГОВИЌ[3], Бранка МРДУЛЈАШ[4]

ДЕГРАДАЦИЈА И ЈАКНЕЊЕ НА МЕХАНИЧКИТЕ СВОЈСТВА НА САМОВГРАДУВАЧКИ БЕТОН ПОСЛЕ ИЗЛОЖЕНОСТ НА ВИСОКА ТЕМПЕРАТУРА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентирано експериментално истражување кое се однесува на заостанатите карактеристики на самовградувачкиот бетон после изложеност на високи температури. Проучен е односот дилатација-напрегање на бетонот, откако истиот е оладен после температури од 200°C, 400°C и 600°C. Вршени се испитувања после 7 дена и после една година од температурната изложеност. Седум различни рецептури на самовградувачки бетон се направени со различни количини на метакаолин и електрофилтерска пепел. Добиено е дека една година подоцна, модулот на еластичност на испитуваниот бетон има повисок степен на јакнење во однос на јакоста на притисок

Клучни зборови: самовградувачки бетон, висока температура, механички карактеристики

[1] PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Zagreb, Croatia, jmarija@grad.hr
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Zagreb, Croatia, gabrijel@grad.hr
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Zagreb, Croatia, dubravka@grad.hr
[4] Student, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, Zagreb, Croatia, bmrduljash@grad.hr

1. INTRODUCTION

When structural elements, made of concrete, are exposed to high temperature during fire, this usually reduces mechanical properties of concrete. Chemical transformation of concrete constituents and physical damage caused by high pore pressures and thermal expansion decreases compressive strength and modulus of elasticity (Bazant and Kaplan, 1996). The extent of reduction of mechanical properties is controlled by the heating rate, the maximum temperature reached and exposure time, but also by a number of concrete properties including aggregate type, porosity, mineral additives used etc. Furthermore, during cooling of the concrete to the regular environmental temperature, degradation of mechanical properties continues up to 20% and the highest reduction is expected to be achieved up to one week after fire depending of the geometry of the structure (Hertz 2005). Cooling conditions (natural cooling or cooling with water) are also of important influence. On the other hand, after a certain period from high temperature exposure, partial recovery of mechanical properties can also occurre which could be attributed to hydration of unhydrated cement particles (Feliceti and Gambarova 2008, Annerel and Taerwe 2010).

Self-compacting concrete (SCC) is a special type of high performance concretes that fill the formwork with its own weight without need for vibration. There is trend for its increased use in the structural applications, because of the many benefits of SSC compared to conventional concrete. Although SCC consists of the same components as normal and high - strength types of concrete, higher amounts of powder materials are necessary to obtain satisfactory stability of the mix. Up to now, results of the influence of high temperature on the properties of SCC are rather limited, but show behaviour similar to that of normal-vibrated concrete with increased risk of spalling (Persson, 2004; Bamonte & Gambarova, 2012). In order to help better characterization of the performance of SCC mixtures after exposure to high temperature, this study is focused on determining the influence of post-cooling time (up to one year) on the mechanical properties of specimens made with different SCC mixes.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1. Concrete mix design

Details of studied concrete mixes, designed in accordance to CBI method (Billberg, 2002), are given in Table 1. CEM I 42.5 R and dolomite powder were used as a binder in reference mix, M1. In other six mixes, M2-M7, the mineral additives metakaolin and fly ash were used as a partial replacement of cement by weight. Constant powder quantity (670 kg/m³) and constant water-powder ratio (w/p=0,27) were selected for all mixes, in which the powder content, p, was defined as the sum of the cement, mineral additive and dolomite filler content. The aggregates were of dolomite origin with a nominal maximum size of 16 mm. All concrete mixes were designed to give slump flow of 700±50 mm. Other fresh properties required for SCC mixes were also examined in order to guarantee a good flow ability, workability and segregation resistance of studied mixes (Jelčić Rukavina et al.) .

Component /Mix ID		M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Cement	kg	450	427,5	405	382,5	360	315	270
Metakaolin	% c.w	-	5	10	15	-	-	-
	kg	-	22,5	45	67,5	-	-	-
Fly ash	% c.w	-	-	-	-	20	30	40
	kg	-	-	-	-	90	135	180
Dolomite filler	kg	220						
Water	l	180						
w/c		0,40	0,42	0,44	0,47	0,5	0,57	0,67
Fine aggr.	kg	862						
Coarse aggr.	kg	696						
SP	l	5,6	4,5	5,2	6,3	4,1	3,6	3,4
VMA	l	0,7						

Table 1: Concrete mix proportioning for 1 m^3

2.2. Specimens – curing, dimensions, heat treatment

Prepared specimens for experimental program were cylinders with dimensions of Ø = 75 mm and L = 225 mm (i.e. slenderness equal to 3). All specimens were demoulded one day after casting and were kept at a temperature of 20±2°C and relative humidity of 95% in a curing room for another 27 days. Then the specimens were moved to the ordinary laboratory conditions (T=20-25°C; R.H.=50-70%) until high temperature exposure. The specimens were heated at about a year after casting when they had low moisture content to avoid explosive spalling.

Temperature exposure followed recommendations of the RILEM Technical Committee 200 (RILEM TC 200-HTC, 2007). The specimens were exposed to three different temperature cycles (200°C, 400°C and 600°C) in a electrical furnace (with T_{max} = 1000°C). The temperature 600°C was chosen as the maximum as above this temperature, decarbonation of carbonate based concrete occurs and their mechanical properties usually rapidly decrease. The high temperature treatment consisted of:

1) heating rate $\Delta T/\Delta t$ of 2°C/min (inside the furnace) up to target temperature,
2) keeping the target temperature constant until steady-state thermal conditions throughout the specimens were ensured and
3) slow cooling down to ambient temperature in closed furnace in order to avoid thermal shock.

The temperature distribution through the specimens were monitored by 4 Ni-Cr thermocouples embedded in one specimen during each temperature cycle: three attached to the specimen surface at mid height with equal spacing and one embedded at the centre during casting. After cooling specimens were stored in a standard laboratory climate until the testing. The specimens were tested 7 days and 1 year after cooling down to ambient temperature, respectively.

2.3. Testing of modulus of elasticity and compressive strength

Compressive strength and elastic modulus of the studied concretes were determined from *stress-strain* relationship obtained in accordance to recommendations of the RILEM Technical Committee 200 (Rilem 2007). Tests were performed using universal testing machine with capacity of 3000 kN. In the uniaxial compression test, two LVDT displacement gauges were glued to the specimen surface to measure the average strains over a central 10 cm length of the specimen. The tests were performed at a constant displacement rate 0,02 ‰/s. Compressive strength corresponded to the maximum stress reached in the material during the test, while static elasticity modulus is calculated as the slope of the secant connecting the points of the stress-strain curve corresponding to the stresses of 5 MPa and 1/3 of the obtained compressive strength. For each target temperature, three measurements were made and the average values were considered. Figure 1 show *stress-strain* curves obtained for the reference mix, M1.

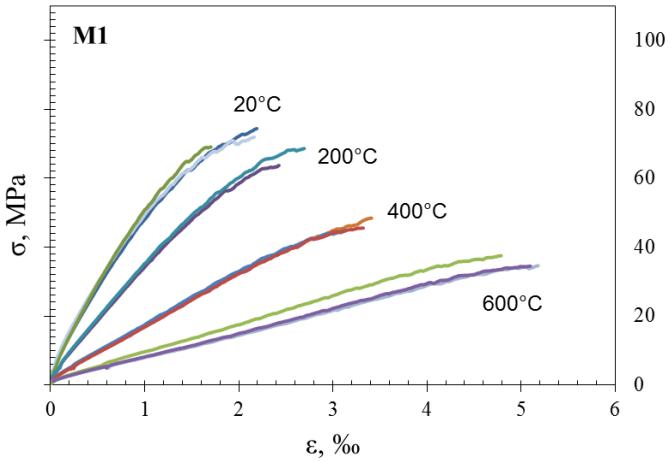


Figure 1: Stress-strain curves for reference mix in dependence of temperature

3. RESULTS AND DISCUSSION

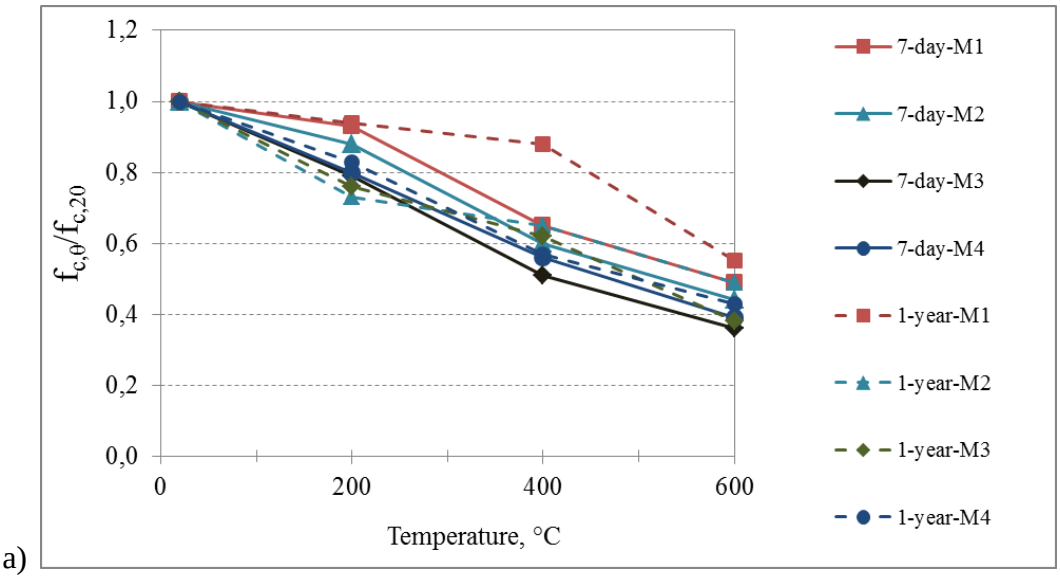
All the results obtained in this study are presented in Table 2 and Table 3. These results are expressed as a mean and standard deviation value based on testing the three specimens from the same mix and the same temperature treatment.

Mix	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Compressive strength, MPa							
20°C	63,4	81,2	81,3	85,2	78,5	73,2	78,5
st.dev.	2,4	1,3	4,9	4,6	4,5	3,5	2,2
200°C	58,7	71,7	64,5	68,0	80,3	75,3	75,2
st.dev.	3,0	3,1	5,8	3,1	6,4	4,3	1,0
400°C	41,1	48,3	41,6	47,3	55,3	53,0	55,3
st.dev.	1,5	1,8	1,6	1,5	0,8	3,7	1,7
600°C	31,4	35,9	29,5	33,1	40,3	37,0	36,8
st.dev.	1,5	1,6	1,2	1,0	0,4	1,9	3,0
Modulus of elasticity, GPa							
20°C	45,7	43,3	45,2	41,4	46,4	47,0	45,1
st.dev.	2,2	2,4	3,9	1,7	2,6	1,4	2,3
200°C	28,5	29,5	30,6	27,3	34,2	35,6	35,1
st.dev.	0,6	0,8	0,3	0,6	2,0	1,8	1,1
400°C	13,2	13,4	10,8	11,9	14,5	15,4	14,2
st.dev.	0,3	0,4	0,6	0,8	0,9	1,3	0,9
600°C	6,0	6,9	6,0	5,7	7,5	6,8	6,8
st.dev.	0,8	0,7	1,0	0,4	0,6	0,3	0,4

Table 2: Mechanical properties obtained 7 days after high temperature treatment

Mix	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Compressive strength, MPa							
20°C	78,7	76,1	85,6	82,7	81,6	85,0	72,6
st.dev.	7,5	8,0	5,0	8,0	0,9	8,3	2,9
200°C	74,3	55,9	64,8	68,3	67,5	69,0	64,4
st.dev.	4,4	9,5	5,5	1,2	7,5	11,9	11,2
400°C	69,4	49,5	52,9	47,4	58,1	47,6	59,1
st.dev.	5,1	6,0	1,4	2,0	3,9	2,7	1,8
600°C	42,9	37,0	32,4	35,5	39,5	38,0	36,7
st.dev.	1,9	2,2	0,6	2,6	1,8	4,2	3,0
Elasticity modulus, GPa							
20°C	46,1	43,4	42,4	41,1	43,1	41,5	38,9
st.dev.	1,6	3,7	0,6	2,5	-	0,7	0,3
200°C	38,5	32,8	31,2	32,6	33,5	35,7	31,4
st.dev.	3,1	1,2	0,3	0,9	0,8	0,3	1,2
400°C	24,5	19,9	18,2	15,4	19,9	19,4	18,1
st.dev.	0,9	1,8	0,3	1,8	0,7	0,3	2,4
600°C	13,2	10,6	9,3	8,9	10,6	9,4	9,1
st.dev.	0,3	0,8	1,0	1,3	1,5	1,3	1,8

Table 3: Mechanical properties obtained 1 year after high temperature treatment



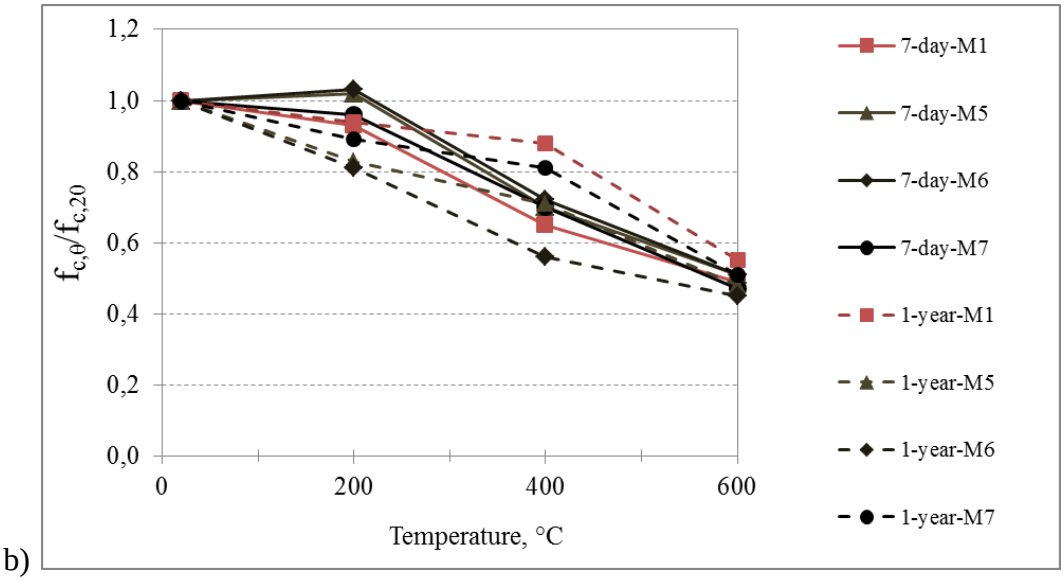


Figure 2: Relative compressive strength vs. temperature: results obtained 7 days and 1 year after heat treatment of reference mix and mixes with a) metakaolin, b) fly ash

3.1 Degradation of mechanical properties 7 days after high temperature treatment

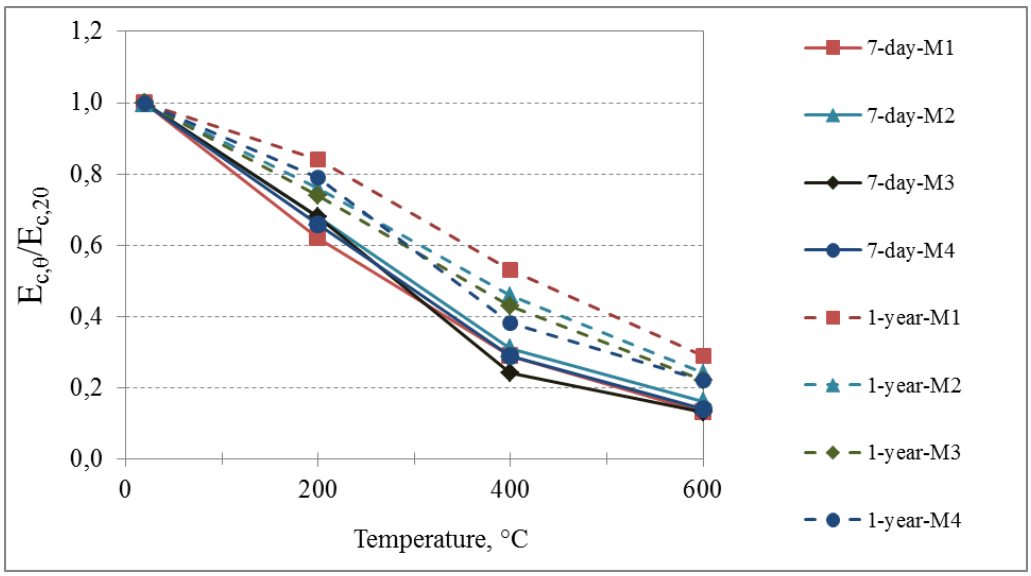
As already mentioned in section 2.2, age of specimens at the time of test for the first group of specimens was approximately 1 year. Time development of mechanical properties for all mixes analyzed in this paper was already presented and explained in the previous publication (Jelcic Rukavina et al. 2014). Results here obtained on unheated specimens showed that replacement of portland cement with metakaolin increased compressive strength 30-35% while replacement with fly ash increased compressive strength 16-23%. Modulus of elasticity was found to vary between mixes in the range of ± 5% (Table 2).

In Figure 2 relative compressive strength is plotted against temperature of exposure. Relative compressive strength is calculated by dividing compressive strength obtained after temperature treatment at maximum reached temperature, θ, by compressive strength obtained on unheated specimens (θ=20°C). Relative modulus of elasticity is calculated analogously and presented in Figure 3.

As said previously, addition of metakaolin increased compressive strength of unheated specimens but after exposure to the high temperature, these mixes showed the highest reduction at whole temperature range (Figure 2a). At 200°C, mixes with 20 and 30% of fly ash obtained slight increase of compressive strength compared to reference mix, but at higher temperatures retained compressive strength of mixes with fly ash were comparable to those of reference mix (Figure 2b). Reference mix and mixes made with fly ash retained approximately 50% of its initial compressive strength after exposure to temperature of 600°C while mixes made with metakaolin retained 36-44% of initial compressive strength. Compressive strength of all mixes remained above 30 MPa after exposure to temperature of 600°C.

As expected, modulus of elasticity was more affected by high temperature exposure compared to compressive strength. Reference and metakaolin-based mixes showed very similar reduction of modulus at whole temperature range with a difference less than 6%. At a temperature of 200°C, modulus of elasticity for fly ash-based mixes was 12 - 16% higher, but at higher temperature range (400-600°C) was comparable to those of other studied mixes. After temperature of 600°C modulus of elasticity for all studied mixes had less than 20% of its initial value (< 10 GPa).

a)



b)

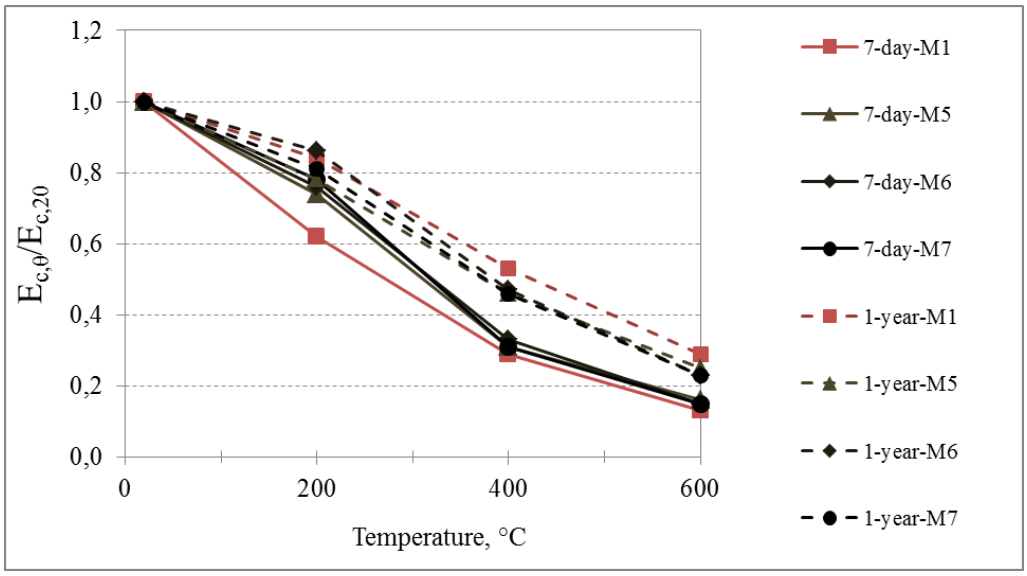


Figure 3: Relative modulus of elasticity vs. temperature: results obtained 7 days and 1 year after heat treatment of reference mix and mixes with a) metakaolin, b) fly ash

3.2 Degradation of mechanical properties 1 year after high temperature treatment

Age of specimens at the time of test for the other studied group of specimens (both heated and unheated) was approximately 2 years. For unheated specimens measured compressive strength had coefficients of variation of up to 10% (Table 3). Due to variation of testing results, effect of different mineral additives on compressive strength of unheated specimens is not evident.

Furthermore, it was noticed that average compressive strength for unheated specimens of reference mix was significantly higher (around 15 MPa) than during the first round of testing made 7 days after temperature treatment. Increased compressive strength for reference mix in compare to other tested mixes was present also after high temperature exposure (200-600°C), so this increase should not be attributed to the strength recovery effects.

In Figure 2 and 3 relative compressive strength and modulus of elasticity obtained after one year of are plotted against temperature of exposure. After exposure temperature of 200°C, addition of metakaolin decreased compressive strength by 17-27% while addition of fly ash decreased compressive strength by 11-19%. After exposure temperature of 600°C, mixes containing metakaolin retained 38-49% of its initial strength and mixes containing fly ash 45-51% of its initial strength.

3.2 Comparison of results obtained 7 days and 1 year after thermal treatment

From test results obtained for compressive strength it can be noted that mixes stored in the laboratory conditions exhibited no strength recovery after exposure to temperature of 600°C during the 1 year period. In fact mixes containing different replacement levels of fly ash exposed to temperature of 200°C showed further degradation of strength.

In Figure 3 relative modulus of elasticity for samples tested 7 days and 1 year after high temperature exposure is compared. It was found that reduction of modulus of elasticity was lower when tested after 1 year period. This is valid for all mixes tested (Figure 3). For concrete exposed to temperature of 400°C mixes made with metakaolin had 10-20% lower reduction and mixes made with fly ash had 14-15% lower reduction in modulus of elasticity. For concrete exposed to temperature of 600°C all mixes made with metakaolin and with fly ash had 8-9% lower reduction in modulus of elasticity. This behaviour was not found for compressive strength.

4. CONCLUSIONS

Described study was focused on determining the influence of post-cooling time (up to one year) on the mechanical properties of specimens made with SCC mixes where part of the cement were replaced with metakaolin and fly ash. From the obtained results, the following conclusions could be made:

- After seven days of cooling, metakaolin-based mixes exhibited higher reduction of compressive strength compared to reference mix. Fly-ash based mixes exhibited higher residual strength after 200°C, but after temperatures higher than 200°C, similar results were obtained compared to reference mix.
- Modulus of elasticity was more affected by higher temperatures compared to compressive strength and was very similar for the reference and mixes with metakaolin. Fly-ash based mixes exhibited higher (12-16%) residual modulus after 200°C, but after temperatures higher than 200°C, these mixes exhibited similar results as the other tested mixes.
- It was found that after one year of storage of heat treated specimens, the residual modulus was higher for 10-20% in compare to results obtained after 7 days of thermal treatment. Results obtained for residual strength one year after thermal treatment was very comparable to those obtained after seven days. This leads to the conclusion that postcooling time had no influence on the residual strength, but should be taken into account if modulus of elasticity is analysed in the assessed concrete structure.

REFERENCES

[1] Annerel, E., and L. Taerwe. 2010. Evolution of the Strains of Traditional and Self-Compacting Concrete during and after Fire. Materials and Structures, December. 44 (8), p. 1369-1380

[2] Bamonte P., Gambarova P.G. 2012. A study on the mechanical properties of self-compacting concrete at high temperature and after cooling. Materials and Structures 45 (9), p. 1375-1387

[3] Billberg P., CBI Mix Design Model for Self-Compacting concrete, PhD course. Lingby, 2002

[4] Bazant Z. P., Kaplan M. F., Concrete at high temperatures: materials properties and mathematical models. Longman Group Limited,1996

[5] Hertz, K. D. 2005. Concrete Strength for Fire Safety Design. Magazine of Concrete Research 57 (8): 445–53

[6] Felicetti, Roberto, and Pietro G. Gambarova. 2008. "Expertise and Assessment of Materials and Structures after Fire." In Fire Design of Concrete Structures - Structural Behaviour and Assessment, 63–115

[7] Jelčić Rukavina, Marija, Ivan Gabrijel, and Dubravka Bjegović. 2015. Modifications of Dolomite-Based Self-Compacting Concrete Properties Using Mineral Additives. Tehnicki Vjesnik - Technical Gazette 22 (1): 233–40

[8] Persson B. 2004. Fire resistance of self-compacting concrete, SCC. Materials and Structures 37 (273): 575–584

[9] RILEM TC 200-HTC 2007. Mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications, Part 1: Introduction—General presentation, Materials and Structures, 40, p. 841–853

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CM - 12

Miloš ŠEŠLIJA[1], Vlastimir RADONJANIN[2], Tiana MILOVIĆ[3],
Slobodan ŠUPIĆ[4], Suzana VUKOSLAVČEVIĆ[5]

APPLICATION OF PERVIOUS CONCRETE IN ROAD ENGINEERING

SUMMARY

Pervious concrete roadway belongs to the so-called group of lightweight concrete because of its volume density. The paper presents the composition of the concrete mix, the results of previous and current research in the world, as the advantages and disadvantages of pervious concrete. Based on the analysis of gathered data, it was concluded that the properties of pervious concrete are affected by the type of aggregate, the participation of large and small aggregate fractions, as well as the amount and type of chemical and mineral additives in concrete and the replacement of cement with fly ash.

Keywords: pervious concrete, road pavement, composition, component materials, properties

Милош ШЕШЛИЈА[1], Властимир РАДОЊАНИН[2],Тиана МИЛОВИЌ[3],
Слободан ШУПИЌ[4], Сузана ВУКОСЛАВЧЕВИЌ[5]

ПРИМЕНА НА ПОРОЗЕН БЕТОН ВО ПАТАРСТВОТО

РЕЗИМЕ

Порозниот бетонски коловоз припаѓа во т.н. група на лесни бетони поради својата волуменска маса. Во трудот се прикажани составите на бетонските мешавини, резултати од досегашните истражувања во светот, како и предностите и недостатоците на порозниот бетон.Врз основа на анализираните податоци заклучено е дека на својствата на порозниот бетон влијаат видот на агрегатот, учеството на крупните и ситните фракции на агрегатот, како и количината и видот на хемиските и минералните додатоци во бетонот и замена на цементот со електрофилтерски пепел.

Клучни зборови: порозен бетон, коловозна конструкција, компонентни материјали, својства

[1] Assist., Faculty of Civil Engineering, University of Novi Sad “Faculty of Technical Sciences”, Novi Sad, Republic of Serbia,slavijasrb@gmail.com
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Novi Sad “Faculty of Technical Sciences”, Novi Sad, Republic of Serbia, radonv@uns.ac.rs
[3] Assist., Faculty of Civil Engineering, University of Novi Sad “Faculty of Technical Sciences”, Novi Sad, Republic of Serbia, tiana.tatomirovic@gmail.com
[4] Assist., Faculty of Civil Engineering, University of Novi Sad “Faculty of Technical Sciences”, Novi Sad, Republic of Serbia, slobodansupic@gmail.com
[5] Assist., Faculty of Civil Engineering, University of Novi Sad “Faculty of Technical Sciences”, Novi Sad, Republic of Serbia, suzana.vukoslavcevic@gmail.com

1. INTRODUCTION

The pervious concrete pavement is a special form of concrete pavement, which is mostly used in the United States, a little less in Europe, while in Serbia there are still no application and research of this type of concrete. It is the concrete which has a distinct porosity and therefore leaks water, reduces noise, reduces the need to build a system for water drainage from the roadway, facilitates water purification, etc. With the aspects of preserving the natural environment the pervious concrete is quite beneficial compared to other types of road surfaces. The first application of the pervious concrete occurs in 1852 for the building of two houses in the UK, this concrete is composed of coarse gravel and cement (Ghafoori and Dutta 1995,Patil et al. 2010. Stojanović et al. 2014). Then appears in the construction of houses in Scotland 1874-5 (Fig. 1) and the other buildings till the period of 1890 (Fig. 2) (Urquhart 2013).In the Netherlands, after World War I, it was first used and made of crushed brick as aggregate with the addition of cement (Moss 1979).

Figure 1. Residential building of pervious concrete in Scotland(Urquhart 2013)

Figure 2. Residential house in Scotland(Urquhart 2013)

After the Second World War began the use of large pervious concrete quantities in Europe, Australia and the Middle East to construct the residential buildings (Harber 2005, Ghafoori and Dutta 1995, Moss 1979, Alam et al. 2012). The pervious concrete was used in the construction of some streets and parking lots in Switzerland and England, while the experience of Americans was only in the pavement construction. The first application in America was in Florida, New Mexico and Utah. Later it was used in the states of California and Oklahoma. The pervious concrete slabs have been used for tennis court in France in 1970 and for greenhouse floors in the United States in 1981 year (Ghafoori and Dutta 1995).

The pervious concrete is a mixture of cement, water and one fraction aggregates which does not contain the fine particles of aggregates. Contains a large amount of voids, which leads to a reduction of strength and weight (Šešlija et al. 2015).Pervious concrete has different names in English, for example no-fines concrete, pervious concrete, porous concrete and zero-fines concrete. These are the names that can be found in foreign literature and indicate already mentioned concrete (Harber 2005). The void content ranges from 15-35%, if its preparation is done in America, or 15-25% of void content if the pervious concrete is made in Europe (Kevern2008). The recommended aggregate sizes for this concrete are taken in range of 9.5 to19.5 mm, therefore completely omits small aggregate or is added in the lower percentage. Due to such structure, the pervious concrete made with no additives has a relatively low compressive strength from 2.8MPa do 28MPa. In order to avoid the filling of pores with cement paste, its amount is regulated by a lower water-cement factor, which is usually in the range from 0.26to 0.50 (Mrakovčić et al. 2014).

The pervious concrete, as well as all other materials has its advantages and disadvantages, and its benefits are:

- the maintaining of roads and parking areas dry, no water retention on the surface,
- removes and reduces the swelling of atmospheric water,
- reduces vehicle sliding on all types of roads,
- greatly reduces the glare on the road surfaces, especially at night and on wet roads,
- reduces the noise caused by the interaction between tire and asphalt,
- allows air and water to reach the roots of trees (Fig 3.) (Blažok 2010, Kraus et al. 2012).

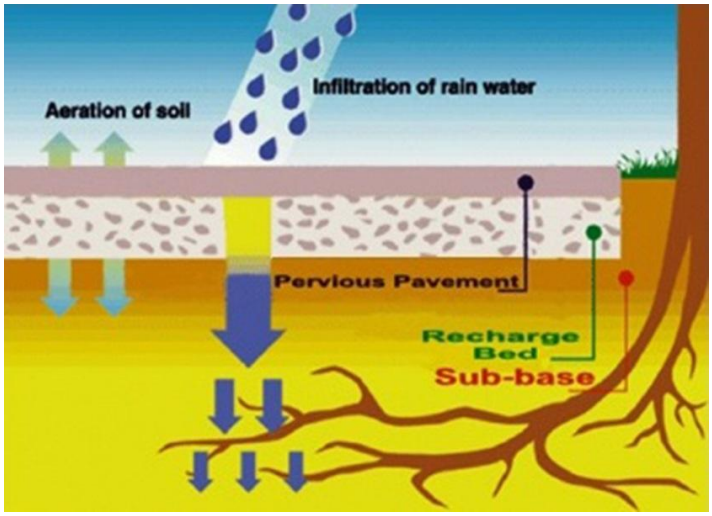


Figure 3. The pervious concrete effect on the tree roots (Kraus et al. 2012)

After showing some of the advantages of pervious concrete, it is necessary to signalize some problems with its use:

- the pervious concrete pores may fill up after some time due to impurities that carries the swelling of atmospheric water, but it has been proven that regular maintenance can preserve the initial permeability of this pavement type,
- it is susceptible to damage caused by freezing water that remains in the pores,
- has limited use in areas of heavy vehicles,
- has prolonged drying time,
- and the lack of standardized testing methods (Blažok 2010).

The paper analyzes the composition of the mix, the results of researches in the world and the influence of various fraction aggregate sand additives in the mixture on the compressive strength, split tensile strength, porosity and density after 7and 28 days.

2. REVIEW OF THE MIX COMPOSITION AND PROPERTIES OF PERVIOUS CONCRETE

Analyzed articles in this area of the production and use of pervious concrete and related laboratory tests differ in the composition of the mixture and laboratory tests which were carried out according to the research objectives of individual works. Detailed analysis of published papers dealing with this topic, showed the possibility of using pervious concrete for the construction of the parking areas and pavement on less busy streets, the bicycle and pedestrian paths, tennis courts and the floors in greenhouses and breeding animal farms. Since the aggregate took between 70-80% of the total concrete amount, aggregate strength greatly affects on the final strength of the concrete. Types of aggregates that are analyzed in this paper are limestone, granite, gravel and recycled concrete, but with different fractions. Type of aggregate, aggregate fraction, as well as additives and its quantity are shown in Tab.1, with indicated authors that have carried out studies of the pervious concrete.

Paper	type of aggregate	fraction of aggregate [mm]	additives	amount of additives
(Tho-in et al. 2012)	limestone (L)	12.5-20	fly ash, sodium silicate, sodium hydroxide	221 kg/m^3, 25.5 kg/m^3, 51/59/66 kg/m^3
(Sata et al. 2013)	limestone, recycling concrete (RC)	4.5-9.5	sodium silicate, sodium hydroxide, fly ash	33 kg/m^3, 66 kg/m^3, 221 kg/m^3
(Sumanasooriya and Neithalath 2011)	limestone (L)	2.36-4.75, 4.75-9.5, 9.5-12.5	-	-
(Crouch et al. 2006)	limestone	1.18-9.5, 2.36-9.5, 4.75-25	-	-
	gravel (G)	1.18-9.5		
(Chen et al. 2013)	granite	4.75-9.5	fly ash (FA), silica fume (SF), supreplastisizer (SP), polymer SJ-601	14-18%, 6-10%, 0.2-0.5%, 8-12%
(Sriravindrarajah et al. 2012)	granite, recycling concrete	5-13, 13-20	fly ash (FA)	0, 20 and 50%
(Yang and Jiang 2003)	gravel	3-5, 5-10, 10-20, 15-30	sand, silica fume, supreplastisizer, vinyl acetate-ethylene emulsion (VAE), polyvinyl alcohol formaldehyde hydrosol (PAF)	15-20%, 0-6%, 0-0.8%, 15%, 30%
(Kim and Lee 2010)	gravel	8-13, 13-19	superplastisizer, air-entraining admixture (AE)	0-0.1%

Table 1.Composition mixture of pervious concrete.

2.1. The properties of hardened pervious concrete with limestone

The papers (Tho-in et al. 2012, Sata et al. 2013, Sumanasooriya and Neithalath 2011, Crouch et al. 2006) show the mixtures of pervious concrete made from limestone with different aggregate fractions. For this type of concrete, compressive strength, split tensile strength, porosity and density, after 7and 28 days, were analyzed. Fig. 4 presents the ratio of compressive strength, density and porosity after 7 days. The results indicate that reducing the porosity gives higher compressive strength and density, means that aggregate fraction has effect on the results. Participation of smaller particles of the aggregate gains leads to greater compressive strength, higher density and lower porosity, while the participation of larger aggregate fractions reduces strength and density and increases porosity. Fig. 5 shows the relationship of split tensile strength, density and porosity after 7 days, where the principle is the same as in the previous image, but it is obvious that with porosity of approximately 30%, the obtained values are approximate for the participation of different fractions of aggregates because of the large result concentration in this interval.

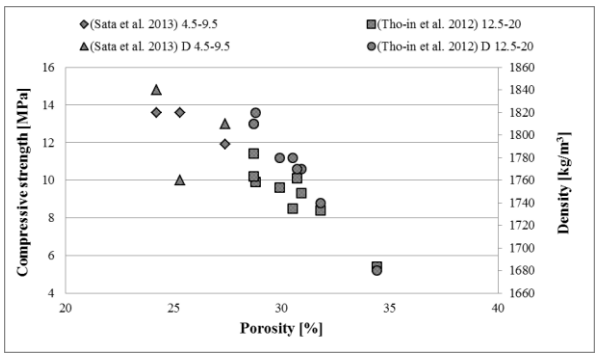


Figure 4. The relationship of compressive strength, density and porosity, after 7 days

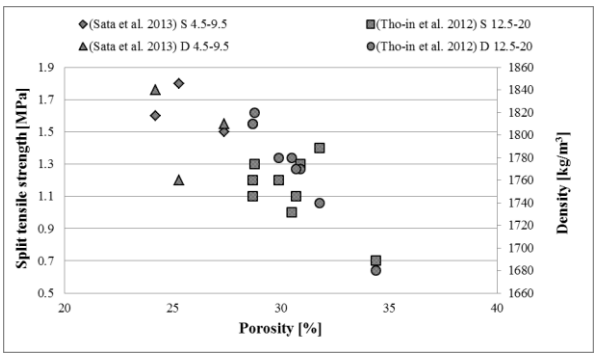


Figure 5. The relationship of split tensile strength, density and porosity, after 7 days

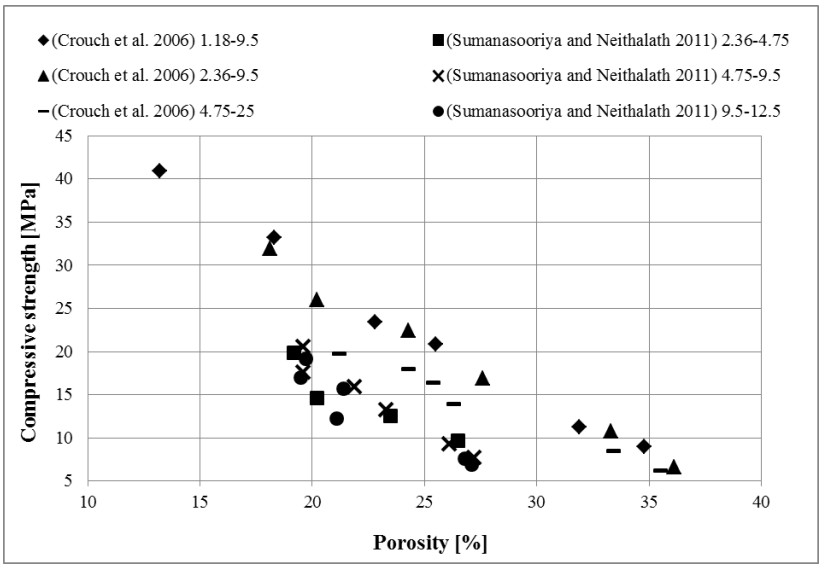


Figure 6. Relationship between compressive strength and the porosity, after 28 days

Fig. 6 shows the ratio of compressive strength and porosity after 28 days, with different participation of aggregate fractions. The maximum strength is achieved with lower porosity and with the smaller fractions of aggregates, while the porosity increases the strength decreases. In the interval porosity of about 20-25%, the great results, with various fraction participation and different strengths, are obtained, but with much smaller differences in comparison with less porosity. As the porosity increases, the strength results have less difference in the participation of different aggregate fractions.

2.2. The properties of hardened pervious concrete with granite

The analyzed properties of hardened pervious concrete with granite are compressive strength after 7 and 28 days and porosity. Tab. 1 shows that papers (Chen et al. 2013, Sriravindrarajah et al 2012), that mixtures with granite as aggregate, use additives for the production of porous concrete mixtures. Fig. 7 shows the relationship of compressive strength and porosity after 7 days, where it can be observed that the samples with smaller particles of aggregate and additives FA, SF, SP have greater strength compared to the other analyzed results, but have reduced porosity. The maximum strength is obtained with a minimum of porosity which is 15%. Aggregates with larger fractions have, as already emphasized in the previous section, lower strength. In Fig. 8 it is shown that the samples with polymer SJ-601 have approximate results with the samples that contain the FA, SF and SP.

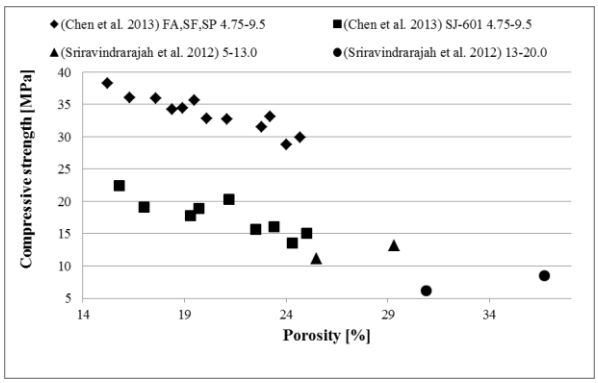


Figure 7. The relationship of compressive strength and porosity, after 7 days

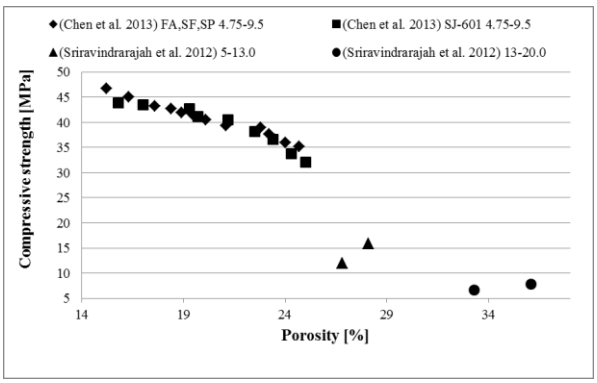


Figure 8. The relationship of compressive strength and porosity, after 28 days

2.3. The properties of hardened pervious concrete with gravel

The pervious concrete made of gravel aggregate is shown in papers (Crouch et al. 2006, Yang and Jiang 2003, Kim and Lee 2010), where the smaller part of aggregates (sand)and additives SF, SP, VAE, PAF and AE are used. From the papers, the results of compressive strength, density and the amount of porosity were taken and then analyzed. Fig. 9 gives the relationship of porosity and compressive strength after 28 days, and shows that with grater porosity, compressive strength decreases. Fig. 10 gives the relationship of compressive strength and density and shows that with increased density the compressive strength of porous concrete is also increased. With smaller fraction of aggregates (sand), additives, that are listed earlier in the text, and participation of fine aggregate fractions the great strength is obtained, which can be used to produce porous concrete pavement of heavy traffic loads.

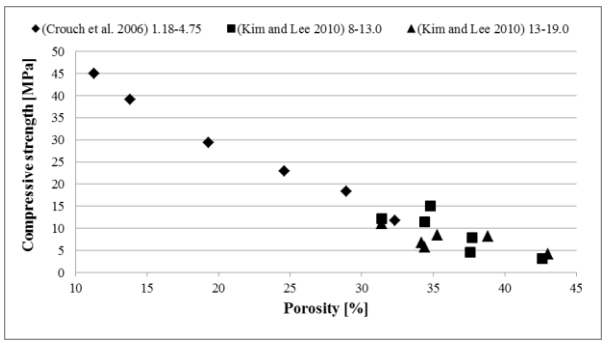


Figure 9. The relationship of compressive strength and porosity, after 28 days

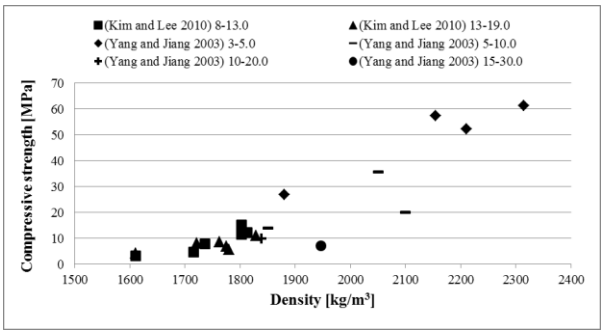


Figure 10. The relationship of compressive strength and density, after 28 days

2.4. The properties of hardened pervious concrete with recycled material

The porous concrete made with recycled aggregates, ie. Recycled concrete as aggregate (Sata et al., 2013 Sriravindrarajah et al. 2012) showed good characteristics, but with some limitations in the application of this pavement type. Fig. 11 shows the limitations in strength, ie. compressive strength, while noting that the maximum strength hi achieved at a lower porosity, but in the mean particle aggregates. The greatest strength is obtained with fraction participation from 5 to13mm, and not in the participation of aggregate fractions of 4.5 to 9.5mm. Fly ash used as a cement replacement, in recycled concrete, reduces the capacity of porous concrete, and the maximum value is achieved without the fly ash participation.

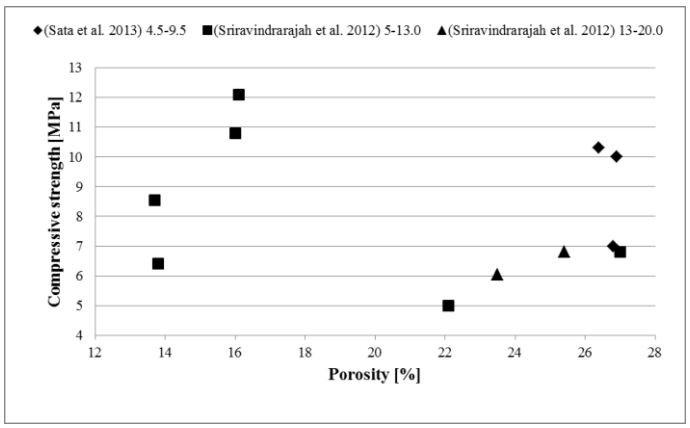


Figure 11. Relationship between compressive strength and the porosity, after 7 days

3. DISCUSSION

After presentation of the analyzed results, the limitations in the application of different types of aggregates and fractions (grain size) are observed. Fig. 12 summarizes the results of the analyzed studies and shows the dependence of compressive strength and porosity after 7 days in porous concrete. As can be seen, scattering of the results is great and it is not possible toe stablish a reliable correlation between porosity and compressive strength.

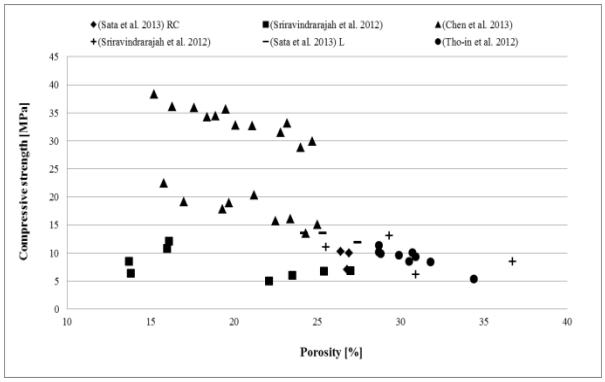


Figure 12. The relationship of compressive strength and porosity, after 7 days

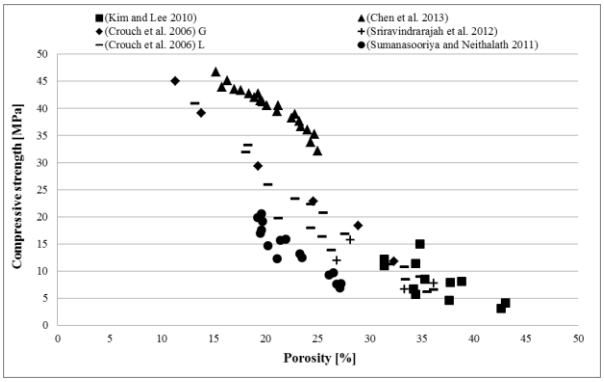


Figure 13. The relationship of compressive strength and porosity, after 28 days

Fig. 13 shows the summarized results of compressive strength and porosity relationship. Generally, while porosity decreases, compressive strength increases and vice versa. It is clear that the porosity value cannot be a reliable indicator for determining of the compressive strength, because the other factors must be taken into account.

4. CONCLUSIONS

Based on the presented and analyzed papers, the first noted thing is that porosity has great influence on the capacity, ie compressive strength, split tensile strength and density. Four different types of aggregates after 7and 28days are analyzed, and the following conclusions are:

- Natural fractions used as aggregates (gravel, granite and limestone) give higher compressive strength compared to recycled materials (recycled concrete),

- participation of certain additives in pervious concrete increases strength, obtains acceptable porosity, and justifies the use of this concrete pavement type on the loaded crossroads in the city, bus stops and roads with heavy traffic,
- reducing of aggregate grain size in the pervious concrete mixture preparation, regardless natural or recycled aggregate is used, contributed to the obtaining of greater pervious concrete pavement capacity, but porosity is reduced,
- for approximately the same porosity values, significantly different values of compressive strength are obtained as a result of different types and aggregate fractions, different water-cement ratio and concrete additives.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications", supported by the Ministry for Science and Technology, Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Alam, B., Javed, M., Ali, Q., Ahmad, N., Ibrahim, M.: "Mechanical properties of no-fine bloated slate aggregate concrete for construction application, experimental study", International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 3, No 2., 2012, pp. 302-312

[2] Blažok, D.: "Propusni beton za kolnike", Tehnički glasnik, vol4. No1-2, pp.15-18, 2010

[3] Chen, Y., Wang, K., Wang, X., Zhou, W.: "Strength, fracture and fatigue of pervious concrete", Construction and Building Materials, 42, pp. 97-104, 2013

[4] Crouch, L., Smith, N., Walker, A., Dunn, T., Sparkman, A.: "Pervious PCC Compressive Strength in the Laboratory and the Field: The Effects of Aggregates Properties and Compactive Effort", Proceedings of the 2006 NRMC Concrete Technology Forum – Focus on Pervious Concrete, Nashville, TN, 2006

[5] Ghafoori, N.; Dutta, S.: "Laboratory Investigation of Compacted No-Fines Concrete for Paving Materials", Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 7., No. 3., August 1995, pp. 183-191

[6] Harber, P., J.: "Applicability of No-Fines Concrete as a Road Pavement", Bachelor of Engineering (Civil), University of Southern Queensland, Australia, 2005

[7] Kevern, J. T.: "Advancements in pervious concrete technology", Iowa State University, United States, 2008

[8] Kim, H., K., Lee, H., K.: "Influence of cement flow and aggregate type on the mechanical and acoustic characteristics of porous concrete", Applied Acoustics, 71, pp. 607-615, 2010

[9] Kraus, I., Tirić, A., Burilo, D.: "Mogućnosti primjene otpadnih materijala kao agregata u propusnom betonu", e-GFOS, Vol.3, No.5, 2012, pp. 64-73

[10] Moss, J., K.: "No-fines building gives energy-conserving homes, a system that saves both energy and cement", International Construction Sutton, Surrey, England, 1979

[11] Mrakovčić, S., Čeh, N., Jugovac, V.: "Effect of aggregate grading on pervious concrete properties", Građevinar, Vol. 66, No. 2, 2014, pp. 107-113

[12] Patil, V., R., Gupta, A., K., Desai, D., B.: "Use of Pervious Concrete in Construction of Pavement for Improving their Performance", Journal of Mechanical and Civil Engineering, 2010, pp. 54-56.

[13] Sata, V., Wongsa, A., Chindaprasirt, P.: "Properties of pervious geopolymer concrete using recycled aggregates", Construction and Building Materials, 42, pp. 33-39, 2013

[14] Sriravindrarajah, R., Huai Wang, N., D., Wen Ervin, L., J.: "Mix Design for Pervious Recycled Aggregate Concrete", International Journal of Concrete Structures and Materials, 6, pp. 239-246, 2012

[15] Stojanović, M., Šešlija, M., Malešev, M., Radonjanin, V.: "Svojstva propusnih betona i mogućnost njihove primene u savremenoj putogradnji", Proceedings of the First Serbian Road Congress, June 5-6, 2014, Belgrade, Serbia, pp. 829-838. (in the Serbian)
[16] Sumanasooriya, M., S., Neithalath, N.: "Pore structure features of pervious concretes proportioned for desired porosities ond their performance prediction", Cement & Concrete Composites, 33, pp. 778-787, 2011
[17] Šešlija, M., Radović, N., Trivunić, M., Bibić, D., Peško, I.: "Analysis of pervious concrete pavement", Proceedings of the Contemporary Achievements in Civil Engineering 2015, Faculty of Civil Engineering Subotica, April 24, 2015, Subotica, Serbia, pp. 429-434. (in the Serbian)
[18] Tho-in, T., Sata, V., Chindaprasirt, P., Jaturapitakkul, C.: "Pervious high-calcium fly ash geopolymer concrete", Construction and Building Materials, 30, pp. 366-371, 2012
[19] Urquhart, D.: "Historic Concrete in Scotland Part 1: History and Development", Historic Scotland, Edinburgh, March, 2013
[20] Yang, J., Jiang, G.: "Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials", Cement and Concrete Research, 33, pp. 381-386, 2003

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CM - 13

Bojana TRAJANOSKA[1], Viktor GAVRILOSKI[2]

EXPERIMENTAL TESTING OF STEEL REINFORCED GLASS ELEMENTS

SUMMARY

The brittleness of the glass as structural material is its main disadvantage which defines a need of new structural solution for achieving post-breakage capacity of the element. The requirements for glass performance get higher and the use of fully tempered glass increases but as a result of its breakage pattern in small pieces, total collapse of the element may occur even when used as laminated structure. Thus, keeping the integrity of the glass element is crucial and it can be done either by changing the interlayer properties or reinforcing the element with additional materials. This paper presents experimental testing of the performances of reinforced hybrid glass to steel element under four point bending test showing the improvement in its mechanical behavior.

Keywords: hybrid elements, reinforcement, post-breakage capacity, four point bending

Бојана ТРАЈАНОСКА[1], Виктор ГАВРИЛОСКИ[2]

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИСПИТУВАЊЕ НА ЕЛЕМЕНТИ ОД СТАКЛО ЗАЈАКНАТИ СО ЧЕЛИК

РЕЗИМЕ

Кртоста на стаклото како конструктивен материјал е неговиот најголем недостаток поради кој се јавува потреба од нови конструктивни решенија кои овозможуваат капацитет на преостаната носивост на елементот и по појава на лом. Барањата за подобрени карактеристики на стаклото ја прават употребата на каленото стакло поактуелна, меѓутоа поради начинот на кршење на овој вид на стакло постои можност за појава на колапс на елементот дури и при негова употреба како ламинирано стакло. Во овој труд презентиран е начин на обезбедување на интегритет на елемент од стакло со воведување на челично зајакнување и експериментално евалуирање на зголемувањето на механичките карактеристики хибридната структура.

Клучни зборови: хибридни елементи, зајакнување, преостаната носивост, експериментално испитување на чисто свиткување

[1] Assist. PhD, Faculty of Mechanical Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, Bojana.trajanoska@mf.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Mechanical Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, viktor.gavriloski@mf.edu.mk

1. ВОВЕД

Елементите од стакло стануваат актуелни како дел од конструкциите од моментот на воведување на постапката за производство на стакло. Сепак денес, стаклото добива сериозна и одговорна функција во конструкциите како носечки елемент. Неговиот најголем недостаток, тоа што е екстремно крт материјал, во праксата се надминува со појава на ламинираното стакло (Wurm 2007). Со процесот на ламинирање во два или повеќе слоеви се добива потребната конструктивна дебелина на елементот и капацитет на преостаната носивост и по појава на пукање на еден од слоевите од стакло. Оваа дуктилност се должи пред сé на карактеристиките на полимерниот материјал кој се користи како дел од самиот процес на ламинација (Belis et al. 2004).

Поради појавата на конструкции целосно изработени од стакло и зголемување на димензиите на стаклеините елементи се појавува потреба од зголемени структурни перформанси што води кон почеста употреба на калено стакло кое се карактеризира со висока затегачка јакост. Меѓутоа, каленото стакло не поседува капацитет на преостаната носивост дури и во форма на ламинирано стакло. Ова доаѓа како резултат на видот на лом кој е карактеристичен за каленото стакло, кршењето на мали шарчиња, и ниската крутост на полимерниот филм кој досега се користи при ламинирање на стаклото. Токму поради ова, однесувањето на ламинираното стакло директно зависи од карактеристиките на полимерниот материјал особено во случаи кога се јавува инстантен лом на слоевите од стакло односно колапс на целиот конструктивен елемент. Со цел да се постигне висока преостаната носивост, полимерниот филм мора да поседува виоска затегачка јакост, крутост на затегнување, капацитет на деформирање пред кинење и добра атхезија (Haldimann et al. 2007). При користење на калено стакло во форма на ламинирано, потребни се повеќе од два слоја стакло за да се обезбеди преостанатата носивост на елементот, што од друга страна пак значи зголемување на целокупната тежина на конструктивниот елемент.

Концептот на зајакнување на конструктивните елементи е предложен и тестиран од многу истражувачи. Feirabend S. (2009) анализира хибридна ламинирана структура која е составена од перфориран челичен лим кој функционира како зајакнување помеѓу два слоја од стакло мешусебно поврзани со користење на актуелниот полимерен филм за ламинирање поливинилбутирал (PVB). Во ова истражување направено е експериментално определување на капацитетот на преостаната носивост на елементот по појава на лом на стаклените слоеви при напрегање на свиткување со користење на стандардизиран метод за испитување со потпирање во четири точки. Условите на испитување во овој случај се под дејство на различни температури на испитување при што фокусот е ставен на влијанието на употребениот полимерен материјал и неговите карактеристики врз однесувањето на хибридниот елемент.

Nhamoinesu S. (2014) пак претставува друг пристап на зајакнување каде како зајакнувачи се користат лечични профили поврзани со лепење на рабовите од стаклен елемент и тоа во различни концепти, помеѓу два слоја од стаклени елементи при што се добива симетрична сендвич структура, и концепт со еден слој од стаклен елемент и зајакнување во затегачката зона на стаклото. Во истражувањето испитувани се различни видови на користено лепило и пробни парчиња со различни димензии при напрегање од свиткување со потпирање во четири точки со цел определување на капацитетот на преостаната носивост на структурата по појава на лом на стаклениот елемент.

Овој начин на воведување на нови концепти на хибридни елементи и определување на нивната главна карактеристика на преостаната носивост и промена на напонската распределба, е претставен и од Weller B. (2009). Тој дава резултати од направените експериментални ситражувања на хибридни плочести и гредни елементи зајакнати со различни видови конструктивни материјали, челик и профили од поликарбонат за определување на нивните механички карактеристики и однесување при чисто свиткување.

Во истата насока, во овој труд даден е начин на постигнување на одреден капацитет на преостаната носивост и поволна напонска состојба на елемент од калено стакло преку нов концепт на хибридна ламинирана структура составена од стакло и челик. Притоа

експериментално се испитани и евалуирани механичките карактеристики на предложениот концепт.

2. КОНЦЕПТ НА ХИБРИДНИОТ ЕЛЕМЕНТ

Во трудот е предложен нов концепт на елементот од челик и стакло кој се состои од панел изработен од калено стакло и тенок челичен слој кои заедно формираат ламинирана структура каде врската помеѓу ламинираните слоеви е обезбедена со користење на конструктивно лепило за разлика од вообичаени полимерни материјали кои се применуваат кај ламинираното стакло.

Ламинираната структура се добива со поставување на перфориран челичен слој преку површинско лепење за панелот од стакло во зоната на затегачки напони. На овој начин, се постигнува зајакнување во најслабата зона на елементот од стакло при напрегање од свиткување под дејство на надворешно оптоварување нормално на површината на елементот. Со ваква структура оптоварувањето се пренесува кон еласто-пластичниот перфориран лим кој има капацитет да превземе поголеми напони за разлика од стаклото како идеално крт материјал. Дополнително, со овој начин на зајакнување, се добива ламинирана структура чијашто вкупна тежина е помала во споредба со ламинираното стакло имајќи предвид дека се користи само еден слој од стаклен елемент.

Со користење на перфориран челичен слој, се добива зајакнување на стаклениот елемент, преостаната носивост и прераспределба на главните напони во панелот, а во исто време се зачувува транспарентноста која ја нуди стаклото. Различни форми на перфорација на челичниот елемент може да се применат (Marina et al. 2014) кои нудат и различен капацитет на зајакнување. Во овој труд испитувана е перфорација со еднакви кружни форми паралелно поставени во редови и експериментално е испитан капацитетот на зајакнување кои ги нуди вака дизајниран зајакнувачки елемент.

Употребениот стаклен елемент во хибридната структура е изработен од калено стакло чијашто јакост на свиткување беше определена експериментално и изнесува 200 MPa. Другите механички карактеристики на стаклото релевантни за изведеното испитување се модулот на еластичност кој не се менува и по термичката обработка на стаклото и зинесува 70 000 MPa, како и Поасоновиот коефициент кој за стаклоима вредност 0,22. Челичното зајакнување е направено од конструктивен хром-никел челик со затегачка јакост од 550 MPa. Површинското лепење беше изведено со користење на конструктивно лепило вид DC3145 на база на силикон. Неговите механички карактеристики беа добиени од производителот и за потребите на ова испитување не беа ескпериментално потврдени. Технолошките карактеристики на лепилото овозможија добивање на ламинирана структура и композитно однесување.

3. МЕТОДОЛОГИЈА НА ИСПИТУВАЊЕ

Со цел да се определат механичките карактеристики на хибридните елементи, изведени се експериментални испитувања во согласност со европскиот стандард *EN 1288-3:2000* [2]. Овој стандард ја дефинира постапката за испитување на рамни плочести елементи од стакло при свиткување со потпирање во четири точки и определување на нивната јакоста на свиткување.

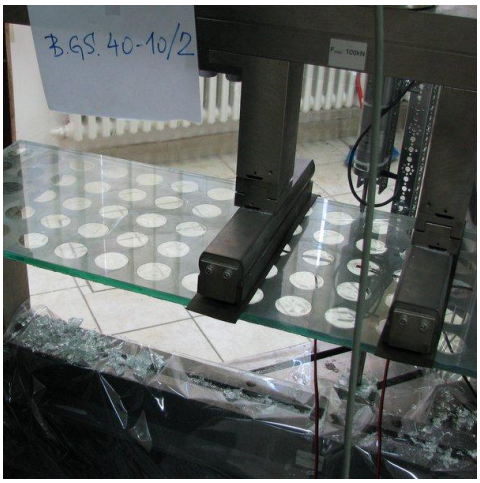
Уредот кој беше искористен претставува универзална машина за тестирање ZWICK ROELL Z250 која има можност за максимално оптоварување од 250 kN. Дополнително, за мерење на угибот во средината на елементот користен беше KYOWA уред со можност за мерење на деформација од 100 mm. За дефинирање на напонската состојба на панелите, поставени беа мерни ленти во зоните на притисок и на затегнување. На овој начин можеше да се детектира евентуална деламинација во текот на тестирањето што би било индикација за нецелосно однесување на структурата како композит.

Два различни типови на модели беа испитани. Во прво време беа испитани модели од чисто стакло со цел да се одреди експерименталната јакост на каленото стакло. Овие пробни парчиња со ознака BG.10, имаа димензии дефинирани во самиот стандард, должина од 1100 mm и ширина од 300 mm и константа дебелина од 10 mm. Поради можноста од постоење на грешки

на површината на елементот од стакло кои директно влијаат на јакоста на елементот (Veer 2007), повеќе пробни парчиња беа испитани во текот на тестирањето. Зајакнувањето кое се користи за формммирање на хибридните пробни парчиња кои имаат ознака BSG.40_10, ги имаше истите димензии и дебелина од 1mm. Притоа, перфорацијата која се користи има кружни форми со димензии од 40 mm во дијаметар (слика 1).

На слика 2 е прикажано поставувањето на пробните парчиња. Растојанието помеѓу потпирачките и притиснувачките ролери е дефинирано во стандардот кој се користи за испитувањето и изнесува 1000 mm и 200 mm соодветно. Во текот на тетирањето се корисеше аплицирање на сила нормална на површината на елементите, која според стандардот педизвикува промена на напоните не повеќе од 2 ± 0,4 MPa/sec, до појава на лом на стаклениот елемент.

Слика 1. Изглед на хибридните модели

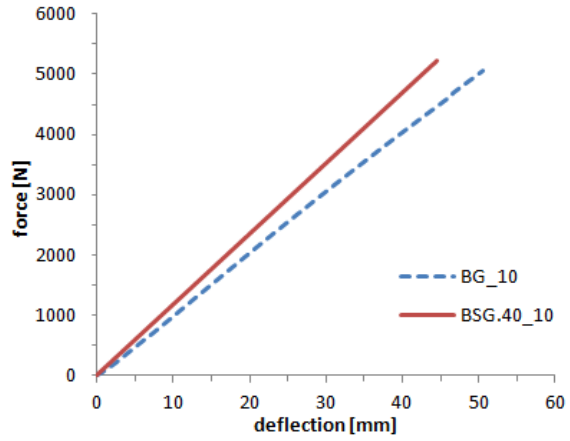


Слика 2. Поставување на пробните парчиња

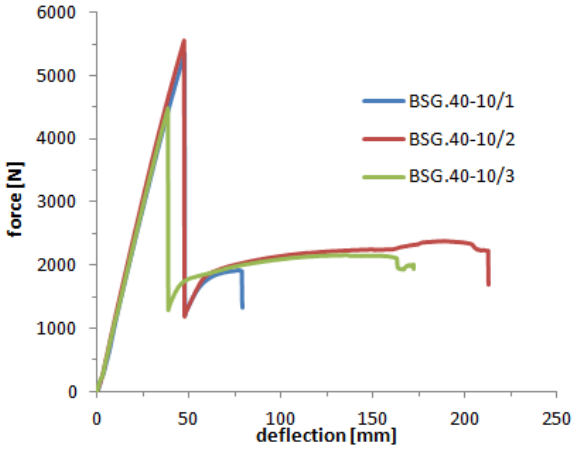
4. РЕЗУЛТАТИ

Според стандардот по кој е вршено испитувањето, определувањето на јакоста на свиткување се базира на максималната сила на лом на елементот од стакло, односно појавата на првата пукнатина за пробните парчиња од хибридните елементи. Поради ова, како излезни резултати од испитувањето добиени се карактеристичните криви сила-угиб за анализираните модели. Бидејќи беа исппитани повеќе пробни парчиња од секој модел, интерполирани криви беа употребени за претставување на карактеристиките на моделите соодветно. На сликата 3 прикажани се споредбено резултатите добиени за хибридните модели и моделите направени од чисто стакло. Она што може да се забележи од приказот, е постигнување на максимална сила на лом од 5000 N, при што се јавува максимален угиб во средината на елементот од 50 mm. Од друга страна, од истиот дијаграм може да се забележи влијанието на зајакнувањето врз механичкото однесување на хибридните модели, кое овозможува згоелмување на целокупната крутост на моделот поради што вредноста на максималната сила која е аплицирана кај овие модели се постигнува при помал угиб споредено со елементите од стакло со иста дебелина.

Главната карактеристика ја хибридните модели, обезбедување на капацитет на преостаната носивост по појава на лом на стаклениот елемент, е прикажана преку резултатите на дијаграмот на слика 4. Она што може да се заклучи од овој дијаграм е дека перфорацијата со димензии на формите од 40 mm во дијаметар спречуваат инстантен колапс на елементот при појава на кршење на елементот од стакло. Магнитудата на силата која се намалува во моментот на појава на лом, повторно се зголемува кога напрегањата ги превзема зајакнувачкиот елемент. Дополнителна причина за зголемување на силата односно носивоста на елементот претставува меѓусебното дејство на парчињата од скршениот стаклен елемент кои остануваат дел од елементот поради лепилото како врска со зајакнувачкиот слој.

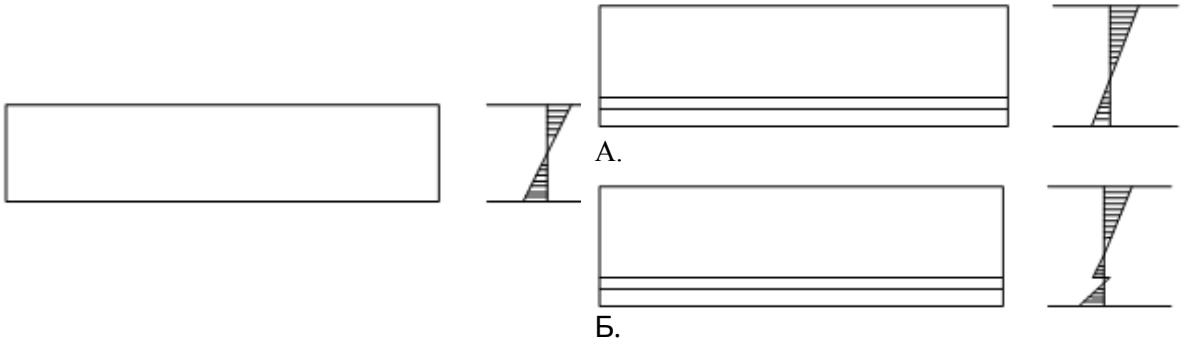


Слика 3. Карактеристика сила-угиб



Слика 4. Капацитет на преостаната носивост

Според претпоставките направени на почетокот на испитувањето, претставениот концепт овозможува и прераспределба односно намалување на главните напони во затегнувачката, критична, зона на стаклениот елемент. Теоретската анализа на геометриските карактеристики на напречниот пресек на хибридниот елемент покажува двојно зголемување на отпорниот момент на пресекот споредено со елементот од чисто стакло со иста дебелина (слика 5). Ова теоретски претпоставува двојно намалување на напоните кои се јавуваат во пресекот на елементот. Меѓутоа, овие претпоставки се направени за идеален пресек на хибриден елемент, односно зајакнување без перфорација и идеално однесување на елементот како композит (слика 6А).



Слика 5. Напонска состојба на пресекот на единечен елемент од стакло

Слика 6. Напонска состојба на пресекот на хибридниот елемент
А. Целосно композитно дејство
Б. Делумно композитно дејство

Но, за формирање на хибридните елементи користени се три различни конструктивни материјали чиишто карактеристики директно влијаат на капацитетот на композитно однесување на структурата (слика 6Б). Дополнително, отпорниот момент на напречниот пресек на физичките модели на хибридниот елемент не е константен бидејќи зајакнувачкиот елемент содржи перфорации кои ја намалуваат ефективната површина на носење на елементот. Сето ова претставува пречка за предвидување на капацитетот на композитно однесување на елементот односно влијае на вредноста на главните напони кои се јавуваат во стаклениот елемент.

Во табелата 1 дадени се разликите во резултатите добиени при аналитичката анализа и експерименталното испитување, а кои се однесуваат на напонската состојба на елементот. Разликите во резултатите се посебно впечатливи при зголемени вредности на надворешното оптоварување што укажува на нецелосно однесување на елементот како

композит. Меѓутоа, од резултатите може да се забележи намалување на напоните во стаклениот елемент поради присуството на зајакнувачкиот слој кај хибридните модели при иста вредност на аплицирана сила.

Сила [N]	Чисто стаклен панел		Стаклен панел од хибриден елемент	
	Напон [MPa] Аналитички	Напон [MPa] Експериментално	Напон [MPa] Аналитички	Напон [MPa] Експериментално
1000	40	43	20.7	24
2000	80	82	41.45	53
3000	120	117	62.18	81

Табела 1. Анализа на напонската состојба на стаклениот панел

5. ЗАКЛУЧОК

Од изведеното експериментално испитување може да се заклучи дека каленото стакло не нуди преостаната носивост по појава на лом односно се јавува инстантен колапс на конструктивниот елемент во моментот на надминување на неговата јакост на свиткување.

За надминување на овој недостаток на елементите од калено стакло може да се употреби зајакнување на структурата со воведување на зајакнувачки слој со дуктилни карактеристики кој обезбедува капацитет на преостаната носивост и по појавата на лом, а притоа времето и температурата како експлоатациони фактор не влијаат врз неговите карактеристики како врз полимерните материјали. Ваков конструктивен материјал е челикот кој се користи за формирање на хибридните елементи од стакло претставени во трудот.

Овие хибридни елементи ги користат механичките карактеристики на перфорираниот челичен лим со дебелина од 1 mm за постигнување на капацитет на преостаната носивост кај панел од калено преку негово површинско поврзување со панелот со помош на конструктивно лепило, а во исто време задржување на транспарентноста на стаклениот елемент.

Влијанието на зајакнувачкиот елемент со перфорација со кружни форми со димензии од 40 mm во дијаметар, врз механичките карактеристики и однесување на стаклен елемент со дебелина 10 mm, е испитан експериментално при што се потврдува постигнувањето на преостаната носивост и по лом на стаклениот елемент, зголемување на целокупната крутост на елементот, односно зголемување на интегритетот на конструктивниот елемент.

Дополнително, зајакнувањето на структурата овозможува прераспределба на напоните во затегнувачката зона на стаклениот елемент при напрегање од свиткување и во исто време намалување на вредноста на главните напони измерени во истата зона на панелот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Belis, J., Van Impe, R., Vanlaere, W., Lagae, G. Buffel, P. and M. De Beule (2004): Glass Structures and Plasticity: Contradiction or Future?, Key Eng. Mater., vol. 274–276, pp. 975–980

[2] EN 1288-3:2000. Glass in building – Determination of the bending strength of glass – Part 3:Test with specimen supported at two points (four-point bending) CEN,2000

[3] Feirabend, S. and Sobek, P. W.(2009): Improved post-breakage behavior of laminated glass due to embedded reinforcement, Glass performance days 2009, pp. 726–729

[4] Haldimann, M., Luible, A. and Overend, M.(2007): Structural use of Glass

[5] Nhamoinesu, S.(2014): Steel-Glass Composite Structures (thesis)

[6] O. Marina, O., Trajanoska, B. and Filipovska, E.(2014): Parametrically generated geometry of the glass metal reinforcement layer, Challenging Glass 4 & COST Action TU0905 Final Conference

[7] Veer, F. (2007): The strength of glass, a nontransparent value, Heron, vol. 52, no. 1–2, pp. 87–104

[8] Weller, B.,Weimar, T., Härth, K.(2009): Hybrid Components of Glass and Polycarbonate, Glass performance days, pp. 144-148

[9] Wurm, J. A. N.(2007), Glass Structures, Basel: Birkhauser Verlag AG

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CM - 14

Ana TROMBEVA-GAVRILOSKA[1], Meri CVETKOVSKA[2], Viktor GAVRILOSKI[3], Marijna LAZAREVSKA[4], Todorka SAMARDZIOSKA[5]

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF FRP MATERIALS

SUMMARY

Increasing interest about composite materials and their use in the field of civil engineering offer possibility for development of new innovative materials, which could be used as constructive elements. The concept of the composite materials itself, offers possibility of effective exploitation of mechanical characteristics of the separate components till their limit. Mechanical characteristics of each composite material depend on its components. In this paper experiments of different series composite materials, which are different according to used reinforcement and matrix, are presented. Mechanical characteristics of different types of composite materials are discussed in dependence on their components.

Keywords: composite materials, mechanical characteristics, experiments

Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА[1], Мери ЦВЕТКОВСКА[2], Виктор ГАВРИЛОСКИ[3], Маријана ЛАЗАРЕВСКА[4], Тодорка САМАРЏИОСКА[5]

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА МЕХАНИЧКИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА FRP МАТЕРИЈАЛИ

РЕЗИМЕ

Зголемениот интерес за композитните материјали и нивната примена во градежништвото нуди можност за развој на нови иновативни материјали, за примена како конструктивни елементи. Концептот за композитен материјал, сам по себе, нуди можност за искористување на механичките карактеристики на поодделните компоненти. Механичките карактеристики на секој композитен материјал зависат од неговите составни компоненти. Во овој труд презентирани се експериментални испитувања на различни серии композитни материјали, кои се разликуваат според типот на применетата арматура и матрица. Механичките карактеристики на различните типови композитни материјали се анализирани во зависност од составните компоненти.

Клучни зборови: композитни материјали, механички карактеристики,експерименти

[1] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Arcitecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Mechanical Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, viktor.gavriloski@mf.ukim.edu.mk
[4] Assis. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk
[5] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, samardzioska@ gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

На макроскопско ниво композитен материјал е комбинација од два или повеќе материјали, произведени како мешавина од две главни компоненти како влакна и матрица. Истотака, FRP композитен материјал може да се дефинира како полимерна матрица зајакната со влакна кои обезбедуваат армирање во еден или повеќе правци. Кај композитните материјали влакната ја обезбедуваат јакоста и крутоста, додека матицата делува како врзно средство кое обезбедува јакост на притисок, отпорност од удар и корозија.

FRP композитните материјали имаат предност во однос на конвенционалните материјали, како: повисока јакост и пододбра крутост во однос на нивната тежина. Истотака, модуларизацијата може да придонесе инженерите да проектираат поефикасни и поисплатливи конструктивни материјали и системи [4]. Проектирајќи го композитниот материјал, инженерот може да ги искористи предностите од двата составни материјали со цел да ги постигне проектираните карактеристики на крајниот производ.

Нормалната јакост и крутост на композитните материјали нагласува Barbero [3] зависат од изборот на типот на матрицата, додека јакоста на притисок и затегнување нормално на влакната се функции од јакоста на матрицата, од контактната јакост помеѓу влакната и матрицата и од дефектите присутни во матрицата, како шуплини и микропукнатини.

Во многу трудови кои се однесуваат на композитните материјали [2, 3, 5] се презентирани нивните одлични механички карактеристики. Во истите се нагласува дека механичките карактеристики на композитните материјали зависат од изборот на матрицата и арматурните влакна. И покрај фактот дека механичките карактеристики на композитните материјали може да бидат определени од претходно стекнатото знаење, доколку се развива нов композитен материјал мора да се изведе експериментално испитување за истиот со цел да се добијат неговите точни механички карактеристики. Експериментално добиените резултати може да дадат јасна слика за механичките карактеристики како последица на промената на компонентите или промена на експлатационите услови, помагајќи му на проектантот аналитички да го определи однесувањето на една комплексна структура.

Во овој труд презентирани се експериментални испитувања на композитни материјали, како дел од истражување поврзано со FRP сендвич плочи за примена во градежништвото. Во трудот се презентирани експериментални експериментални испитувања за определување на јакоста на затегнување на три видови композитни материјали, кои се разликуваат според типот на матрицата и арматурните влакна. Со цел да се анализира влијанието на различните компоненти врз крајните механички карактеристики на композитните материјали од експиреметално добиените σ-ε дијаграми за пооделните материјали беа определени јакоста на затегнување и модулот на елестичност. Експериментално добиените резултати се анализирани и дискутирани во зависност од составните компоненти на композитните материјали.

2. ПРИПРЕМА НА ЕПРУВЕТИТЕ И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНОТО ИСПИТУВАЊЕ

2.1. Составни компоненти на композитните материјали

Предмет на експерименталните испитувања презентирани во овој труд е анализа на механичките карактеристики на композити зајакнати со стаклени влакна. За целите на експерименталното истражување беа изработени три различни серии на ламинати. Сериите ламинати се разликуваа според видот на арматурата, видот на матрицата и слоевите за армирање. Ламинатите беа изработени применувајќи два вида матрица и два вида стаклени влакна за армирање распределени во два и три слоја. За производство на композитните ламинати се применети следните материјали:

- Матрица
    - Полиестерска смола (P), ортофтална киселина, тип DUGAPOL H230, и
    - Двокомпонентна епоксидна (E) смола, тип ADINGEPOKS-1;

- Арматурни влакна
    - Matta (M) со густина 0,315 kg/m^2, и
    - Rowing (R) со густина 0,535 kg/m^2.

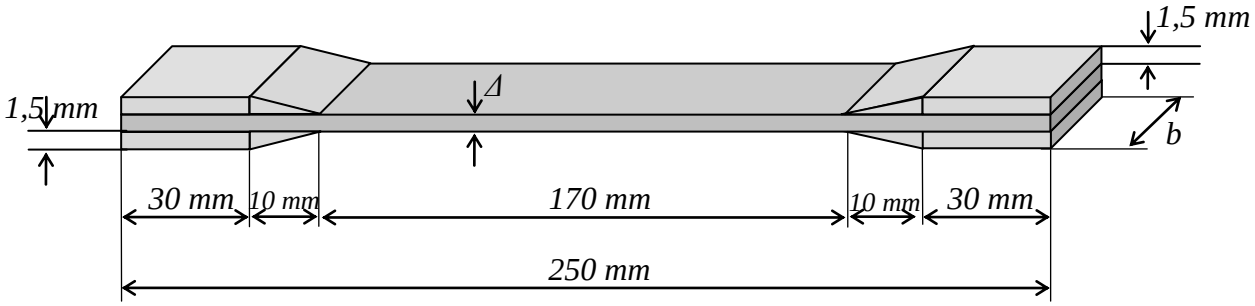
Означувањето на испитуваните епрувети беше извршено според нивните составни компоненти: првата ознака се однесува на видот на матрицата (P или E), втората ознака го означува бројот на арматурни слоеви, третата ознака се однесува на видот на употребената арматура (M или R). Типовите на експериментално испитуваните композитни материјали и нивните пооделни компоненти се сумирани во Табела 1.

Епрувета	Матрица	Слоеви на армирање	Вид на арматура
P3M	Полиестерска смола	3	Matta
P2R	Полиестерска смола	2	Rowing
E2R	Епоксидна смола	2	Rowing

Табела 1. Составни компоненти на испитувани епрувети

2.2. Геометрија на епруветите

Епруветите за испитување беа исечени од изработениот ламинат. Нивната геометрија беше дефинира согласно американскиот стандард ASTM D 3039 [1], слика 1. Сите испитувани епрувети беа со константен правоаголен пресек по целата должина и задебелувања на двата краја, изработени од ламинат G11, епоксидно матричен материјал армиран со E-стаклена ткаенина под висока температура. Со цел да избегнат контактни напрегања во врската помеѓу епруветите и задебелувањата, истата беше изведена со аралдит, епокси и полиуретански базиран адхезив со високи истегнувачки карактеристики, кој беше рамномерно распределен на самата контактна површина.



Слика 1. Геометрија на FRP епрувета

2.3. Експериментални испитувања

Постапката за испитување на FRP епруветите беше дефинира согласно американскиот стандард ASTM D 3039 [1]. Пред да се започне со експерименталните испитувања за секоја епрувета пооделно беше внимателно испитана финалната обработка. Димензиите на секоја епрувета пооделно пред испитувањето беа измерени на три места и беше определена соодветната површина на епруветите со цел да се определи средната површина

Експерименталните испитувања беа изведени на уред за испитување тип SCHENCK HYDROPLUS-PSB, со капацитет од 250 kN, во лабораторијата за испитување на материјали во склопот на фабриката „11 ОКТОМВРИ ЕУРОКОМПОЗИТ”-Прилеп. За потребите на експерименталното истражување мерењата беа изведени во подрачје до 25 kN.

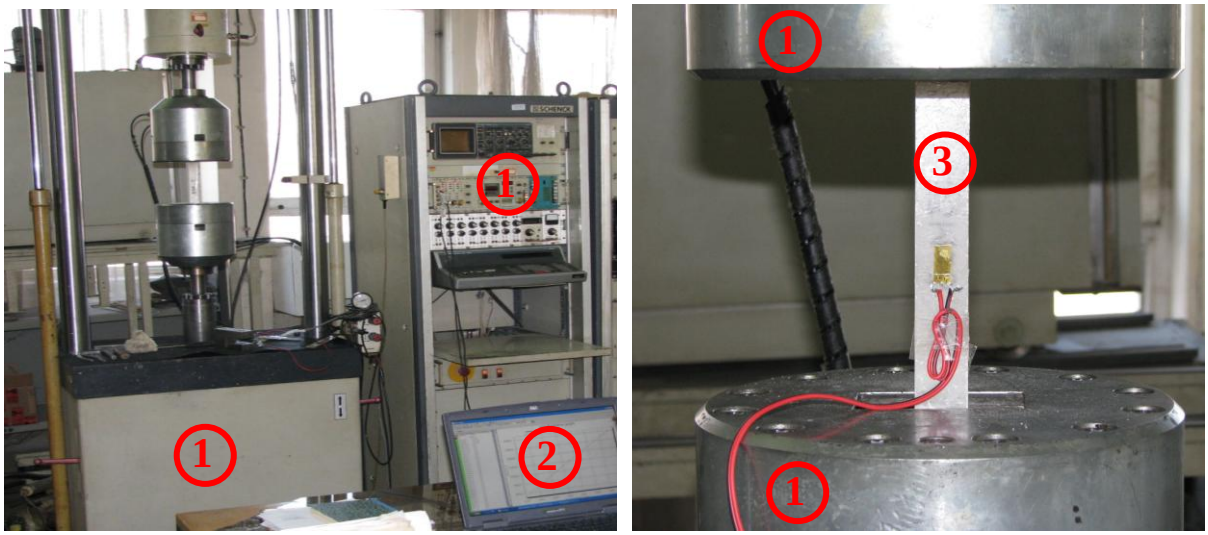
Епруветите беа поставувани во хидраулични фаќалки од уредот за испитување, водејќи сметка нивната оска да се поклопува со правецот на нанесувањето на силата на затегнување. Со цел да се определи соодветен притисок на хидрауличните фаќалки беа испитани пробни епрувети.

Силата на затегнување беше нанесувана постепено, со брзина од 1 mm/min, со цел да се добие константна дилатација во делот на мерната лента.

Силата на затегнување беше добиена преку давачот за сила вграден во уредот за испитување, чија конструктивна изведба е со тензометарски ленти поврзани во целосен мост. Поместувањето на главата од уредот беше добиено преку давачот за поместување вграден во уредот за испитување, чија конструктивна изведба е од индуктивен тип. Дилатацијата беше определена со примена на мерни ленти поставени во надолжен правец. Со цел да се намалат ефектите од загревање кои се должат на ниската кондуктивност на испитуваните композитни материјали беа применти тензометарски ленти со електричен отпор 350 Ω, тип HBM 10/350LY11. Површинската припрема и изборот на лепакот за поставување на мерните ленти беа направени во консултации со производителот на мерните ленти. Компензацијата на температурата беше изведена со поставување на пасивна лента поставена на композитна епрувета повврзана со полу-мост. Користејќи го факторот K на тензометарската лента (K=2,08) дилатацијата се добиваше и запишуваше во [μm/m].

За аквизиција на мерните големини беше користена аквизициона единица HBM Spider 8 и софтвер за аквизиција HBM CATMAN 4.0. Излезниот сигнал од давачите преку A/D и D/A конвертори беше обработуван како излезен аналоген сигнал од уредот за испитување (±10V), кој беше доведуван во аквизиционата единица со семплирање од 50 Hz, а со линеарно скалирање согласно карактеристиките на давачите, со што се добиваа износите на силата во [N] и поместувањето во [mm].

Експерименталните испитувања за определување на јакоста на затегнување на композитните епрувети беа изведени на собна температура од 22° C, слика 2.



Слика 2. Уред и опрема користени при испитување на FRP епрувети при аксијално напрегање на затегнување: 1) уред за испитување; 2) компјутер; 3) епрувета

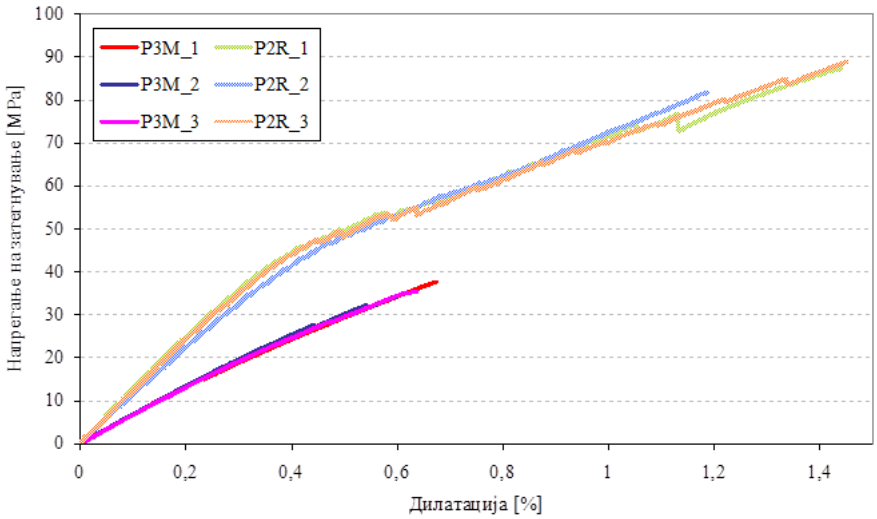
3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ОПРЕДЕЛЕНИ РЕЗУЛТАТИ И ДИСКУСИЈА

Испитувањето беше изведено на три различни серии епрувети, при што секоја беше испитувана на собна и зголемена температура. За целите на експериментот беа испитани по три примероци од секоја пооделна серија. Геометрсиките карактеристики и добиените резултати од експерименталните испитувања на собна температура за секоја FRP епрувета, се прикажани во табела 2.

Епрувета	*b* [mm]	Δ [mm]	Јакост на затегнување [MPa]	Модул на еластичност [MPa]	Просечна јакост на затегнување [MPa]	Просечен почетен модул на еластичност [MPa]
P3M_1	25	3	37,71	6600	35,96	6583,3
P3M_2	24,5	2,8	34,68	6570		
P3M_3	25	2,9	35,48	6580		
P2R_1	25	1,5	87,33	12200	86,02	11445
P2R_2	25,1	1,6	81,77	10850		
P2R_3	25,2	1,6	88,96	11285		
E2R_1	25,1	1,4	91,66	12160	92,01	12170
E2R_2	25,2	1,3	85,41	12150		
E2R_3	25,2	1,3	98,96	12200		

Табела 2. Геометриски и механички карактеристики на FRP епрувети при аксијално напрегање на затегнување на собна и на зголемена температура

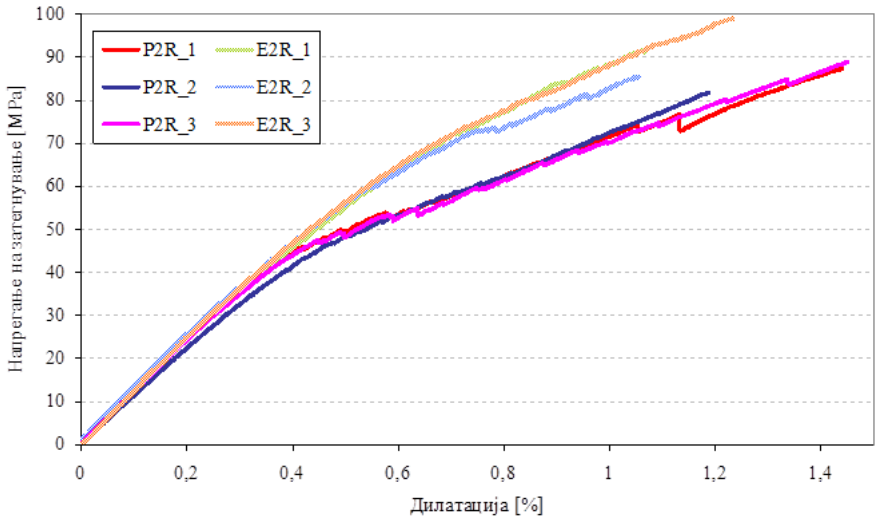
Со цел да оцени влијанието на компонентите врз механичките карактеристики на композитните материјали беше изведена споредбена анализа на експериментално определените резултати. Влијанието на применетата арматура беше анализирано споредувајќи ги резултатите добиени за сериите епрувети P3M и P2R, слика 3.



Слика 3. σ-ε дијаграми за серии епрувети P3M и P2R при аксијално напрегање на затегнување

Анализата на σ-ε дијаграмите, слика 3 и резултатите прикажани во табела 2 покажуваат дека композитните материјали армирани со ткаенина се карактеризираат со приближно два и пол пати поголема јакост на затегнување, двојно поголем модул на еластичност и максимална дилатација во споредба со композитните материјали армирани со произволно ориентирани влакна.

Со цел да се согледа влијанието на матрицата врз крајните карактеристики на материјалот беше спроведена анализа на експериментално определените резултати за сериите епрувети P2R и E2R, слика 4.



Слика 4. σ-ε дијаграми за серии епрувети P2R и E2R при аксијално напрегање на затегнување

Од σ-ε дијаграмите прикажани на слика 4 и резултатите прикажани во табела 2 може да се заклучи дека јакоста на затегнување и модулот на еластичност се незначително поголеми за композитните материјали кај кои матрицата е од епоксидна смола. Од слика 4 може да се види дека композитните материјали кај кои матрицата е од полиестерска смола имаат поизразена преодна граница на билинеарниот σ-ε дијаграм во споредба со композитните материјали кај кои матрицата е од епоксидна матрица.

4. ЗАКЛУЧОК

Во овој труд презентирани се резултати од експериментални испитувања на три серии композитни материјали при аксијално напрегање на затагнување на собна температура. Од добиените σ-ε дијаграми определени се основните механички карактеристики, јакост на затегнување и модул на еластичност, со цел да се изврши анализа на влијанието на различните компоненти врз крајните механички карактеристики на композитниот материјал.

Експериментално определените резултати покажуваат дека изборот на матрицата и арматурните влакна имаат големо влијание врз механичките карактеристики на композитните материјали. Композитните материјали армирани со ткаенина се карактеризираат со поголема јакост на затегнување како резултат на поголемата носивост во правец на силата на затегнување. Од анализата може да се заклучи дека максималната јакост на композитните материјали зависи од носивоста на арматурата во целина. Имено, појавата на микропрснатини не влијае врз максималната носивост. Дилатациите на композитните материјали пред појава на првите микропрснатини зависат од жилавоста и карактеристиките на матрицата. Може да се заклучи дека видот на употребената матрица влијае на деформациите на композитниот материјал, но не и на неговите крајни механички карактеристики.

ЛИТЕРАТУРА

[1] ASTM D3039/D 3039M-08: Standard Test Method for Tensile Properties of polymer Matrix Composite Materials (ASTM International, USA 2008)

[2] A. Russo and B. Zuccarello: Composite Structures, Vol. 81 (2007), p. 575

[3] E. J. Barbero: Introduction to Composite Materials Design (Taylor & Francis, USA 1999)

[4] F. Seible and V. Karbhari: Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.66, No. 8 (1996), p. 44

[5] K. K. Chawla: Composite Materials (Springer-Verlag, USA 1998)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CM - 15

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Nikola UZUNOV[1]

SPECIALIZED MATERIALS FOR STRUCTURAL BONDING / DEFINITION, TESTING, PERFORMANCES AND CONFORMITY WITH EUPROPEAN STANDARD EN1504-4/

SUMMARY

In order to organize and simplify complex process of reparation and protection of concrete structures, as well as to allow adequate choice of materials and methodology for reparation European standard EN1504 is issued, thus completely define phases of reparation and protection of concrete/reinforce concrete structure. As part of the standard, EN1504-4 specifies requirements for testing and performances of the materials used for establishing structural bonding in reparation-strengthening of concrete structures. Purpose of this work is to demonstrate specific aspects of this standard (definition, testing, performances and conformity) using practical examples.

Keywords: reparation, protection, concrete, adhesion, european standard, EN1504

Никола УЗУНОВ[1]

СОВРЕМЕНИ МАТЕРИЈАЛИ ЗА КОНСТРУКТИВНО ВРЗУВАЊЕ /ДЕФИНИРАЊЕ, ТЕСТИРАЊЕ, ПЕРФОРМАНСИ И УСКЛАДЕНОСТ СО ЕВРОПСКИОТ СТАНДАРД EN 1504-4/

РЕЗИМЕ

Со цел комплексниот процес на санација на АБ-конструкции да се систематизира и поедностави, особено да се овозможи правилен избор на методологија на работа и материјали за санација, воведен е европскиот стандард EN1504, кој во потполност ги дефинира фазите на санација на одредена конструкција. Како дел од стандардот, EN1504-4 ги специфицира барањата за перформанси на материјалите наменети за остварување на конструктивна врска при зајакнување на бетонски и АБ-конструкции. Целта на овој труд е преку конкретни примери да се демонстрираат одредени специфични сегменти на стандардот врзани со дефинирањето, тестирањето, сертификацијата и примената на некои специјализирани материјали наменети за остварување на конструктивна врска при санација на конструкциите.

Клучни зборови: санација, заштита, бетон, адхезија, европски норми, EN1504

[1] BSc, Regional manager, ADING AD - Skopje, Republic of Macedonia, uzunov@ading.com.mk

1. ВОВЕД

Бетонот е евтин, траен, еколошки материјал, кој дава бескрајни можности за обликување и примена. Ваквите карактеристики допринесуваат бетонот и армираниот бетон да бидат најширок распространети градежни материјали во светот. Дополнително, развојот на современата технологија на бетон секојдневно ја проширува неговата примена.

Бетонот се применува за градење на објекти на сите континенти, во секоја климатска зона, за изведба на инженерски и хидротехнички објекти, построенија во секоја индустрија, подземни конструкции, пристаништа, нафтени платформи и други конструкции во и покрај морињата.

Вакваиот широк спектар на примена ги прави различните бетонски и АБ-конструкции изложени на агресии предизвикани од физичко-механички влијанија, атмосферски влијанија, хемиски агресии и др.

Со цел да се спречи појавата, како и да се санираат евентуални оштетувања на АБ-конструкции, неопходно е да најпрво да се разбере природата на бетонот и армираниот бетон, начинот како овие материјали работат и како различните надворешни влијанија влијаат на нивното однесување. Од тие причини негативните влијанија на АБ конструкции ги класифицираме во две основни групи:

- Оштетувања на бетонот
- Оштетувања на АБ-конструкции како последица на корозија на челичната арматура

Основни причинители на оштетувања и деградација на бетонот		
Механички влијанија	**Хемиски влијанија**	**Физички влијанија**
Удар	Алкално-агрегатна реакција	Циклуси на замрзнување/одмрзнување
Преоптоварување	Изложеност на хемиска агресија	Температурни поместувања
Поместување	Бактериоски или други биолошки влијанија	Експанзија на кристали на сол
Вибрации, Земјотрес, Експлозија	Ефлоресценција (исолување)	Собирање
		Ерозија
		Абразија и абење на бетонот
Оштетувања на АБ-конструкции како последица на корозија на челичната арматура		
Причинител на оштетувањето		**Пример**
Корозивна контаминација	Изложеност на хемиски агресивни материјали	Пр. Хлориди од морска сол или сол за размрзнување
Хемиски влијанија	Пасивизација на заштитниот слој на бетонот	Карбонизација
Електро хемиска корозија	Последица на постоење на електрично коло во бетонот	- Метали со различен електричен потенцијал се во контакт преку бетонот / - Поради затворање на ел. коло преку бетонот кај преносните електрични системи

Со цел да се систематизира и поедностави процесот на санација на одредена АБ конструкција, особено да се олесни правилнот избор на методологија и материјали за санација, воведен е европскиот стандард EN1504, кој во потполност ја дефинира постапката на санација на одредена бетонска или АБ-конструкција – почнувајки со правилна проценка (дијагностика) на состојбата во која една конструкција се наоѓа, изготвување на проект за санација, правилен

избор на материјали и технологија на апликација, како и контрола на квалитетот на материјалите и изведената работа.

Европскиот стандард EN1504 е наменет за сите учесници во процесот на санација на бетонските и АБ-конструкции – инвеститори, инженери проектанти, изведувачи, производители на градежни материјали, надзори. Правилното разбирање и доследната примена на стандардот EN1504 е клучно за квалитетно и ефикасно извршување на санационите работи.

2. ЕВРОПСКИ НОРМИ ЗА САНАЦИЈА И ЗАШТИТА НА АБ КОНСТРУКЦИИ EN 1504

Европскиот стандард кој се однесува на заштита и санација на бетонски и АБ-конструкции *EUROPEAN STANDARD EN 1504 Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity* се состои од 10 поглавја:

- *EN 1504-1 Дефинирање*
- *EN 1504-2 површинска заштита на бетоност*
- *EN 1504-3 конструктивна и неконструктивна репарација*
- *EN 1504-4 конструктивно поврзување*
- *EN 1504-5 Материјали и Системи за инјектирање*
- *EN 1504-6 Анкерување на челична арматура*
- *EN 1504-7 Заштита од корозија на челичната арматура*
- *EN 1504-8 Контрола на квалитетот и оценка на сообразноста*
- *EN 1504-9 Генерални принципи на користење на продуктите и системите*
- *EN 1504-10 In-situ апликација на продуктите и системите и контрола на квалитетот на извршените работи*

2.1 EN 1504-1 Дефинирање на специфичната терминологија во стандардот

Првото поглавје на стандардот EN 1504-1 ги дефинира специфичните термини врзани со продуктите и технологијата на санацијата, репарирање, зајакнување, заштита и одржување на бетонски конструкции.

2.2 EN 1504-2 Материјали и Системи за површинска заштита на бетонот

EN 1504-2 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги дефинира методите за површинска заштита на бетонот - *Хидрофобна импрегнација, Импрегнација, Премачкување*. Наведените методи одговараат на следните принципи за репарација/заштита дефинирани во EN 1504-9:

Принцип 1	Заштита од продирање /protection against ingress/ - Хидрофобна импрегнација - Импрегнација - Премачкување
Принцип 2	Заштита од влага /moisture control/ - Хидрофобна импрегнација - Премачкување
Принцип 5	Подобрување-зајакнување на површината /Physical resistance; Surface improvement / - Импрегнација - Премачкување
Принцип 6	Заштита од хемиска агресија /Resistance to chemicals/ - Премачкување
Принцип 8	Зголемување на отпорот (електричен) преку лимитирање на влажноста /Increasing resistivity by limiting moisture content/ - Хидрофобна импрегнација - Премачкување

Избор на соодветен продукт или систем за површинска заштита на бетонот се врши врз основа на проценка на конкретните или потенцијални причинители на деградација. Накусо, избор се врши според следната процедура:

- Проценка на напрегањата, состојбата и оштетувањата, нивна класификација и одредување на причинителите на истите.

- Врз основа на извршената проценка се одредуваат и принципите за санација и заштита

- По одредување на принципите, за истите се избираат и соодветни методи за репарација/заштита (Хидрофобна имрегнација, импрегнација, премаз или комбинација).

- Во зависност од конкретниот случај/дијагноза, се врши избор на продукти или систем за санација. Притоа, се земаат во во предвид следните карактеристики на материјалот/системот:

Линеарно собирање, Јакост на притисок, Коеф. на термална експанзија, Отпорност на абразија, Адхезија, Адхезија на влажна подлога, Пропустливост на CO2, Пропустливост на водена пареа, Капиларна абсорбција и Водопропустливост, Отпорност на дејство на мраз и сол, Отпорност на стареење, Хемиска отпорност, Екстремна хемиска отпорност, Можност за премостување на пукнатитни, Отпорност на удар, Реакција во контакт со оган, Противклизност, Длабочина на пенетрација во бетонот, Антистатски својства, Дифузија на јони на хлор, како и други специфични својства. Применетите системи во врзана состојба несмеат да ослободуваат субстанции штетни за здравјето, хигиената и околината.

2.3 EN 1504-3 Материјали и Системи за конструктивна и неконструктивна репарација

EN 1504-3 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги специфицира барањата за дефинирање и перформанси на репартурните малтери и бетони кои се наменети за репарација и/или замена на оштетен/деградиран бетон и заштита на арматурата. Истите се неопходни со цел да се врати функционалноста и продолжи векот на екплоатација на оштетената бетонска конструкција.

Принцип 3	Репарација на бетонот /concrete restoration/ - Рачно нанесување малтер - Репрофилирање со бетон - Прскање малтер или бетон (Shotcrete)
Принцип 4	Конструктивно зајакнување /structural strengthening / - Додавање на бетон или малтер
Принцип 7	Сочувување или враќање на пасивнопста /preserving or restoring passivity/ - Зголемување на заштитниот слој над арматурата со малтер или бетон - Замена на деградиран бетон

Притоа, неопходен е и правилен избор на тип на врзивнно средство во материјалот/системот (bonding agent) кое ќе овозможи остварување на трајна врска со подлогата на која не влијаат влага или алкалии.

2.4 EN 1504-4 Материјали и Системи за конструктивно поврзување /Structural bonding/

EN 1504-4 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги специфицира барањата за дефинирање и перформанси на материјалите наменети за остварување на конструктивна врска при зајакнување на бетонски конструкции.

2.5 EN 1504-5 Материјали и Системи за инјектирање /Concrete injection/

EN 1504-5 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги специфицира барањата за дефинирање и перформанси (вклучително и трајност) на материјалите наменети за санација и заштита на бетонските конструкции кои се аплицираат со инјектирање.

Со примена на инјектирање/залевање се постигнува зголемување на непропусноста на конструкцијата, се спречува продор на агресивен медиум кој може да доведе до корозија на арматурата, се зајакнува конструкцијата преку зајакнување на бетонот.

Во зависност од намената можно се три категории на материјали за инјектирање за различна намена

- Конструктивно Исполнување на пукнатините со материјал кој ги пренесува напрегањата
- Исполнување на пукнатините со дуктилен материјал/исполна
- Исполна на пукнатините со експандирачки материјал

2.6 EN 1504-6 Анкерување на челична арматура /Anchoring of reinforcing steel bar/

EN 1504-6 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги специфицира барањата за дефинирање и перформанси на материјалите наменети за анкерување на челични анкери во постоечка АБ-бетонска конструкција со цел нејзино зајакнување и обезбедување на континуитет на арматурата.

2.7 EN 1504-7 Заштита од корозија на челичната арматура / Reinforcement corrosion protection /

EN 1504-7 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги специфицира барањата за дефинирање и перформанси на материјалите наменети за активни и одбојни премази за заштита на арматурниот челик од корозија при сљанации на АБ-конструкции.

2.8 EN 1504-8 Контрола на квалитетот и оценка на сообразноста /Quality control and evaluation of conformity/

Овој дел од стандардот ги дефинира процедурите за контрола на квалитетот и оценување на сообразноста .

2.9 EN 1504-9 Генерални принципи на користење на продуктите и системите / General principles for the use of products and systems/

Овој дел од стандардот EN 1504 ги дефинира генералните принципи за заштита и санации на неармирани и армирани бетонски конструкции, како и методите на заштита/санација кои се соодветни за секој од наведените принципи дадени во табела 1.

2.10 EN 1504-10 *In situ* апликација на продуктите и системите и контрола на квалитетот на извршените работи / Site application of products and systems and quality control of the works/

Овој дел од стандардот EN 1504 ги дефинира состојбите на подлогата пред и за време на нанесувањето на материјалите за заштита или санација, како и сите аспекти на на самата апликација – чување на материјалот, контрола на квалитетот, одржување, безбедност при работа и безбедност за околината.

EN 1504-9 Принципи и методи за заштита и санација на Бетонски конструкции	
Принципи и методи поврзани со дефекти во бетонот	
Принцип 1	**Заштита од продирање** /protection against ingress/ - Хидрофобна импрегнација - Импрегнација - Премачкување
Принцип 2	**Заштита од влага** /moisture control/ - Хидрофобна импрегнација - Премачкување
Принцип 3	**Репарација на бетонот** /concrete restoration/ - Рачно нанесување малтер - Репрофилирање со бетон - Прскање малтер или бетон (Shotcrete)
Принцип 4	**Конструктивно зајакнување** /structural strengthening / - Додавање на бетон или малтер
Принцип 5	**Подобрување-зајакнување на површината** /Physical resistance; Surface improvement / - Импрегнација - Премачкување
Принцип 6	**Заштита од хемиска агресија** /Resistance to chemicals/ - Премачкување
Принципи и методи поврзани со корозија на арматурата	
Принцип 7	**Сочувување или враќање на пасивноста** /preserving or restoring passivity/ - Зголемување на заштитниот слој над арматурата со малтер или бетон - Замена на деградиран бетон
Принцип 8	**Зголемување на отпорот** (електричен) преку лимитирање на влажноста /Increasing resistivity by limiting moisture content/ - Хидрофобна импрегнација - Премачкување
Принцип 9	**Катодна контрола** /Cathodic control / - Лимитирање на содржината на оксиди со површински премази (на катодата)
Принцип 10	**Катодна заштита** /Cathodic protection / - Воведување на електричен потенцијал
Принцип 11	**Контрола на Анодни површини** /Control of anodic areas/ - Активна заштита на арматурата Инхибитори на корозија во бетонот

Табела 1.

3. EN1504-4 МАТЕРИЈАЛИ И СИСТЕМИ ЗА КОНСТРУКТИВНО ПОВРЗУВАЊЕ

EN 1504-4 претставува дел од стандардот EN 1504 кој ги специфицира барањата за дефинирање и перформанси на материјалите наменети за остварување на конструктивна врска при зајакнување на бетонски и Аб-конструкции (Принцип 4 -Конструктивно зајакнување). Принципот на репарација 4 подразбира два типа на конструктивно поврзување:

- Зајакнување со лепење на надворешни плочи од челик /bonded plate reinforcement/ или друг соодветен материјал (пр. Композитни материјали армирани со влакна) на површината на постоечка бетонска конструкција со цел нејзино зајакнување, вклучително и меѓусебно врзување – ламелирање на новопоставените плочи.

- Зајакнување со конструктивно врзување на стврднат бетон со стврдант бетон (најчесто кај префабрикувани бет. Елементи), или врзување на стврднат и свеж бетон каде двата слоја на бетон треба да бидат спрегнати, односно се однесуваат како еден – композитен материјал.

Изборот и подобноста за користење на наведените материјали заиси од следните перформанси:

- Можност за апликација на вртикала, хоризонтала или со инјектирање (зависи од визкозноста и тиксотропијата на материјалите)
- Можност за апликација на влажна подлога
- Можност за апликација на екстремни надворешни температури (позитивни и негативни)
- Можност за адхезија на различни подлоги (челични плочи, плочи од челик заштитен од корозија, стврднат бетон, свеж батон)
- Трајност на термички циклуси и циклуси на влага
- Отворено време на работа, јакост на притисок, јакост на смолкнување, температура на "омекнување" (glass transition temperature – температура на која цврст аморфен материјал (glass) преминува во полу-стопена состојба), коефициент на термичка експанзија, собирање.

Начинот на испитување на наведените својства дефинирани се во стандардот EN1504-4

Својство	Стандард по кој се испитува	Минимален критериум
Јакост на притисок	EN 12190	≥ 30 MPa
Јакост на аголно смолкнување /slant share strength/	EN 12615	≥ 6 MPa
Адхезија на стврднат-свеж бетон	EN 12636 EN 12615	Лом во бетонот
Отворено време на дејство /open time/ (можност за апликација на новиот бетон)	EN 12189	Декларирано од производителот
Отворено време на работа /workable time/ (можност за апликација на "лепилото")	EN ISO 9514	Декларирано од производителот - зависи од количината на мешање и температурата
Модул на еластичност	EN 13412	≥ 2000 MPa
Можност за апликација со инјектирање / адхезија	EN 12618-2	Лом во бетонот (кај сува подлога)
Можност за апликација на влажна подлога	EN 12636 EN 12615	Лом во бетонот
Трајност – при изложување на термички циклуси и температура и влажност	EN 13733	По изложувањето, јакоста на смолкнување несмее да е помала од јакоста на затегнување на бетонот

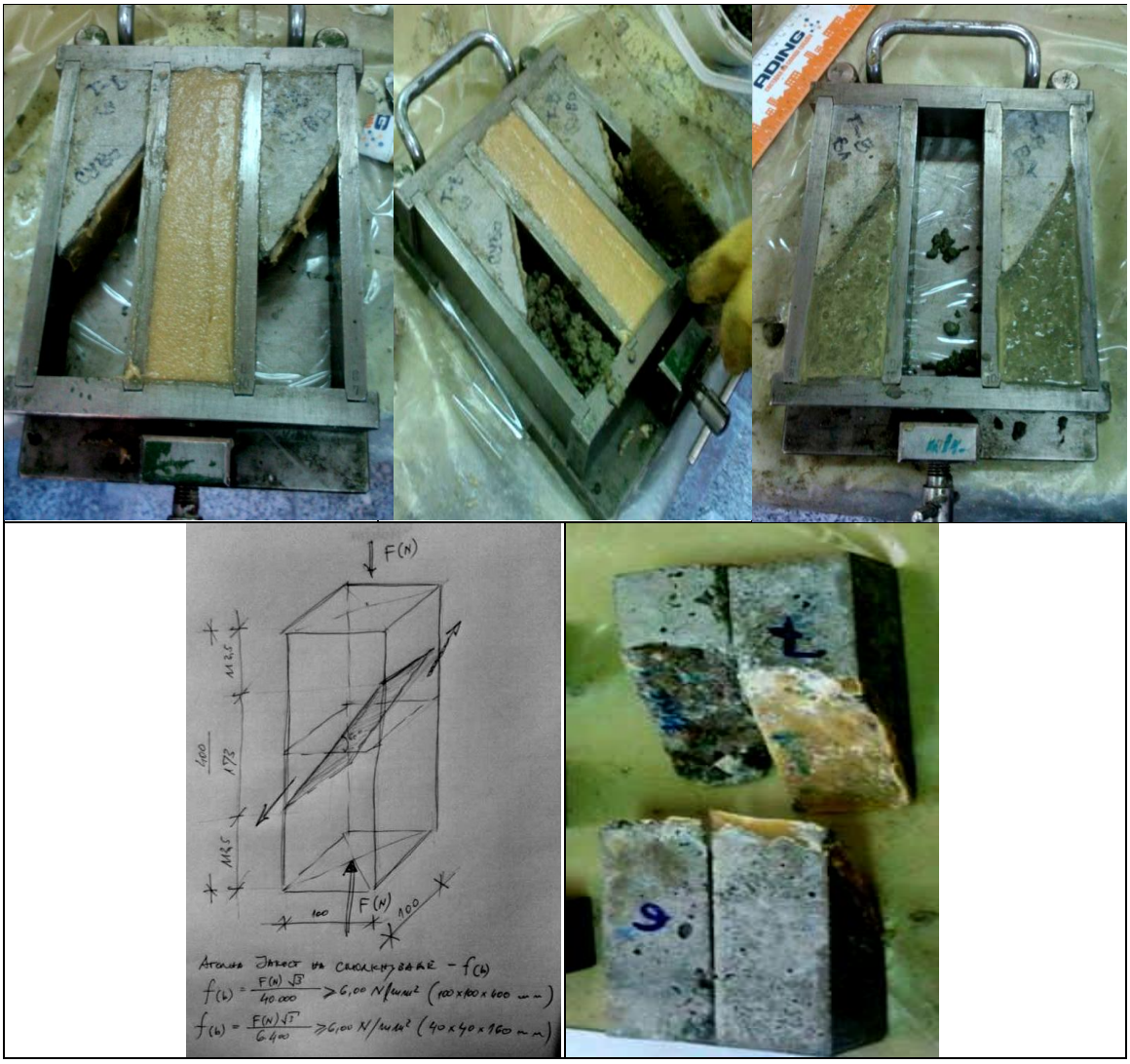
Од посебен интерес за оваа тема е испитувањето на атхезионата врска помеѓу Стар-Нов бетон, за чие утврдување предвидени се два типа на тестирање:

- Аголно Смолкнување - EN12615
- Чисто затегнување (Pull-off) EN12636

Истата се испитува во лабораториски услови на полимерен репаратурен малтер составен од реактивно полимерно врзиво (двокомпонентно, на епоксидна основа) и инертно минерално полнило (кварцен песок). Испитувањето се врши на примерок на материјалот Адингпокс-Н, производство на АДИНГ АД Скопје.

EN12615 /Slant shear strength/ - Одредување на аголната јакост на смолкнување на конструктивната врска помеѓу С-Н бетон. Испитувањето се врши на бетонски призми со

димензии 100x100x400 mm (алтернативно 40x40x160 mm). Истите се чуваат 28 дена и се сечат на средината под агол од 60° - според скицата. За испитување на врска Стар-Стар бетон двете половинки повторно се лепат меѓусебе (на сува или водозаситена подлога). За испитувањ на врска Стар-Нов бетон се нанесува "лепилото" и потоа се лие новата половина од бетонот. Кај врска С-С бетон призмите се чуваат 7 дена а кај С-Н бетон 28 дена. Испитувањето се врши со постепено аплицирање на притисок по подолжната оска додека не дојде до лом. Ломот може да настане во бетонот, да се наруши адхезијата по една или по двете површини, да дојде до лом во лепакот или комбинирано (дел од површината на лом да биде во бетонот а дел на рамнината на лепење).



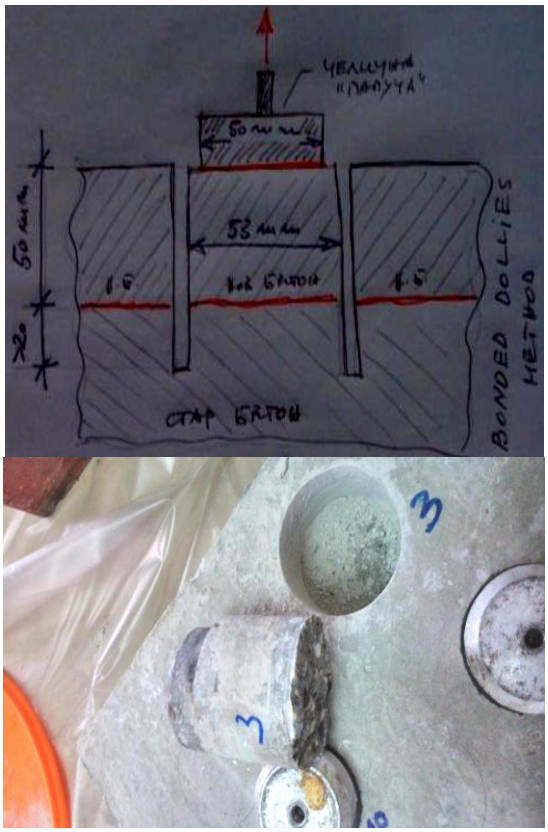
Слика 1. EN12636 /Determination of adhesion concrete to concrete/ - Ги дефинира методите за одредување на адхезијата на конструктивните лепила помеѓу Стврднат и Стврднат бетон и Свеж-Стврданат.

Испитувањето на врската стврднат-стврднат бетон се врши на бетонски призми со димензии 100x100x400 mm (алтернативно 40x40x160 mm) кои се пресечени и залепени на половинат. Потоа истите се тестираат на свиткување /tensile bonding test/. За тестот да биде позитивен лом мора да се јави во бетонот (лепењето може да се врши на сува или влажна подлога).

Слика 2.

Со цел лабораториски да се испита врската помеѓу стврднат и свеж бетон се припремаат пробни тела од бетон со дебелина мин 50mm кои се чуваат 28 дена, по што се нанесува слој од 2mm "лепило" и веднаш, (додека е лепилото) се нанесува нов слој (50mm) на свеж бетон. Новиот бетон се третира повторно 28 дена во вода, по што се испитува врската помеѓу двата бетона. Испитувањето вклучува кернување (бушење) со дијамантска круна со внатрешен отвор Ø53mm низ новиот бетон и преку линијата на лепење во стариот бетон. Потоа се испитува адхезијата со извлекување – pull-off test. Адхезионата врска која ја обезбедува материјалот се смета за задоволена доколку прекин-лом настане во бетонот а не на контактот со лепилото. Постојат два метода за вршење на pull-off тестирањето:

- Метод со залепени држачи "папучи" *Bonded dollies method*
- Метод на извлекување со "клешти" *Friction grip method*



Слика 3. Соодветна врска – лом во бетонот

Слика 4. Несоодветна врска – лом во "лепилото"

4. ЗАКЛУЧОК

Целта на конструктивното поврзување на различните елементи при санација на АБ-конструкциите е истите да работат заеднички-во спрега. Од тие причини и стандардот предвидува лепилото кое се применува за нивно конструктивно врзување да поседува соодветни перформанси и во никој случај да не биде “слабата карика” преку која ке дојде до лом на конструктивниот елемент. Оттука произлегува барањето при испитување на чисто затегнување (Pull-off) до лом да дојде во бетонот – не во врската.

Извршените испитувања на материјалот АДИНГПОКС-Н докажаа дека материјалот – доколку е правилно нанесен може да оствари адхезија со постоечка водозаситена бетонската подлога и свеж бетон со вредност повисока од јакоста на затегнување на самиот бетон – поради што ломот е настанат во бетонот. Примерот кај кој до лом доаѓа во лепилото е во случај на неправилно вградување на свежиот бетон, односно надминато е отвореното време на работа (епоксидот е врзан пред да се нанесе свежиот бетон).

При испитувањето на јакоста на аголно смолкнување добиени се вредности повисоки од 6 Mpa, колку што и предвидува стандардот EN1504-4.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

TS - 1

Tatjana KOČETOV MIŠULIĆ[1], Dragan MANOJLOVIĆ[2]

ANALYSIS OF WIND ACTION ON ARCH GLULAM TIMBER BRIDGES WITH COMPOSITE CONCRETE DECK ACCORDING TO EN 1991-1-4 and EN 1995-2

SUMMARY

Modern technological advances in timber product design and fabrication caused a growing interest in timber bridges in all over the world. EC 1995 - 2: Timber bridges trays to overcome the gap in structural design rules that exists in domain of wood bridges in relation to other conventional bridge materials. Insufficient preciseness and comprehensiveness of this code are compensate with mutual designers' and researchers' efforts, resulting with adequate guides and handbook. In order to get closer the timber bridge design to regional engineers and to promote the construction of sustainable timber bridges, the wind action on arch glulam bridges according EN and SRPS codes is considered on established model. The analysis of composite glulam - concrete behavior realized by dowel type fasteners is performed according EC 1995-1 and accompanying investigations.

Key words: bridges, glulam, wind action, timber-concrete composite

Татјана КОЧЕТОВ МИШУЛИЌ[1], Драган МАНОЈЛОВИЌ[2]

АНАЛИЗА НА ДЕЈСТВО ОД ВЕТЕР НА ДРВЕНИ ЛАЧНИ МОСТОВИ СО СПРЕГНАТА КОЛОВОЗНА ПЛОЧА СПРЕМА ЕН 1991-1-4 и ЕН 1995-2

РЕЗИМЕ

Современиот технолошки напредок во дрвените конструкции предизвика зголемен интерес за дрвени мостови ширум светот. ЕЦ 1995-2: Дрвени мостови, со своите одредби прави обид да го премости јазот кој постои во стручната регулатива во однос на проектирање на мостови од други материјали. Недоволната деталност и сеопфатност на овој пропис ги надоместуваат здружените напори на истражувачите и проектантите, кои разработуваат адекватни прирачници. Со цел проектирањето на дрвените мостови спрема ЕЦ стандардите да се приближи на регионалните инженери, како и да се промовира изведување на вакви одржливи мостови, разгледувано е дејство од ветер спрема ЕЦ и СРПС прописи и спроведена е анализа на соодветен модел на лачен мост со спрегната коловозна плоча. Анализата на спрегнатото дејство дрво-бетон со линиски спојни средства е спроведена спрема ЕЦ 1995-1 и пратечки истражувања.

Клучни зборови: мостови, лепено ламелирано дрво, дејство од ветер, композити дрво-бетон

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, tanya@uns.ac.rs
[2] MSc student, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia, manojlovicdragan90@gmail.com

1. INTRODUCTION

Wood was probably the first material used by humans to construct a bridge. All around the world, depending on local tradition, wood sorts and carpenters skills, different timber bridge structural systems were developed trough centuries. From Roman times (when stone and wood were common for bridges), trough Renaissance and late medieval period in Europe (when great covered timber bridges were built), to 18th century (when large timber spans were achieved using arched trusses) till 19th century (when the improvements were reached by use of steel fasteners and cable elements), timber was dominant in bridge building. At the end of 19th and in 20th century, steel and reinforced concrete replaced wood as the most important bridge material (Hiel & alt, 2012).

Nowadays, the use of timber in bridges receives renewed attention. The rise of timber as a modern building material is supported with its sustainability, economical validity and possibility of reaching the architecturally inspiring forms and shapes in aesthetic harmony with natural or built environment. Modern technological advances in timber product design and fabrication (glulam and cross-lam timber, modern preservation techniques, advanced assembly and joints, etc.) caused a growing interest in timber bridges and induced different research projects in Europe (e.g ERA-Net, BEST, Dura TB, etc). Enthusiastic designers' efforts resulted in prestigious bridge structures, highly rated in aesthetic, structural and sustainable domain, Fig. 1(a,b,c).

Figure 1: Innovative bridges of last decade in Europe: a) Norway, b) Austria, c) Netherlands

Wood is a very environmentally friendly material because of its positive effect on the global heating problem. Also, it comes from renewable recourses and it is considered as carbon gas storage. Although it is a quite common perception that the expected lifetime of a timber structure is only a fraction of a similar concrete or steel structure, the modern protection satisfactory enhances durability and profound maintenance prolongs durability and lifetime. How the most materials used for the bridges construction have a limited lifetime (concrete gets carbonized, steel corrodes), timber is not an exception (due to moisture changes, cracks, insects and fungi attacks). Because of damages of structural materials, many of bridges in our region and Europe are in bad condition and need repair. Besides, there is a need for new bridges, often with small spans, to cross roads, railways or rivers, in a short period of time. Timber bridges are well suited for small and medium span range; they offer quick installation on-site and could utilize existing foundations due to low weight. Besides this, timber bridges give the undisputed favorable impact to natural environment and give an alternative in contemporary architectural design and built environment.

Regarding the structural systems, the great majority of timber road bridges are beams and arches (solid or trussed). The other types, such as different mixed systems with steel cables/wires and other additional elements, i.e. suspension type bridges, cable stayed bridges, tension ribbon, etc., are usually constructed as footbridges. The arch glulam bridges are dominant type for road bridges with spans from 25 to 70 m. Their form could be architecturally very striking, because various deck arrangement and positioning levels can be realized (from the top of the arch till suspending decks via cables).

The overall objective of this paper is to promote timber bridges as an alternative to conventional materials bridges solutions. The specific aim of this paper is to point out the design procedures involving composite action and demands and limitation of proscribed wind design procedures. The comparison with domestic codes is also made, in order to get closer the timber bridge design to regional engineers, and to encourage their efforts in making sustainable bridges.

2. CODE REQUIREMENTS: EC vs SRPS

Modern EU designers codes involves the parts dealing with bridges for each structural material. Established EC 1995 - 2: Timber bridges - trays to overcome the gap in structural design rules, mutually with EC 1995-1: Timber - General rules and rules for buildings, EC 1991: Action on structures, EC 1998: Design of structures for earthquake resistance, EC 1994: Design of composite structures, etc. In this tangle of codes and rules, (or sometimes better to say galimatias), regional engineers could feel quite discouraged to tray to design something new and innovative in circumstances of coexistence of EU and domestic codes. Some short comparative outlines, relevant for design of timber composite bridges, are given in further text.

2.1. Actions on bridges - general

Short overview of EN 1991 tasks for bridge load design are given in Table 1:

EN 1991-1: Buildings	EN 1991-2: Bridges
• self weight and imposed loads, • wind, • thermal actions, • actions during execution • settlements • accidental actions (impact loads).	•traffic loads / classifications / design situations, •actions on road bridges, foot/cycle bridges or railway bridges, •general load models and fatigue load model, •combination of actions for ULS and SLS, •launching, •seismic.

Table 1. EN 1991 important issues for bridge design

Mentioned actions and loads are very similar to domestic regional codes, except in concept of codes based on global (SRPS) or partial coefficients (EC). In order to analyze timber bridges, the special attention in this paper is given to wind actions.

2.2. Wind actions on bridges - comparison EC/SRPS

SRPS 1990 Wind codes involved in domestic engineering practice modern approach to calculation of wind action on structures. Thanks to that, EN 1991-1-4 does not bring a lot of questions in wind action design. Concept of SRPS 1990 codes is originally based on European and North American regulations, so in general, basic steps for determining the wind loads are nearly similar.

Expressions for wind force / loads are given with Eq. (1) and Eq. (2).

EN 1991-1-4:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (1)$$

$c_s c_d$ – structural factor

c_f – force coefficient

$q_p(z)$ – peak velocity pressure

A_{ref} – reference area

SRPS U.C7.110-113:

$$W = G_z \cdot C_f \cdot q_{m,t,z} \cdot A_s \quad (2)$$

G_z – dynamic coefficient

C_f – force coefficient

$q_{m,t,z}$ –mean aerodynamic wind pressure

A_s – effective area

Despite the fact that timber bridges are not usually constructed with long spans and high piers, and with sensitive structural systems (as reinforced concrete, steel or composite steel/concrete bridges), wind action analysis on timber bridges could be of great importance because of small self weight of constitutive material.

In general remarks EN 1991-1-4 considers bridges with constant depth and box cross section with single deck with one or more spans (what does not consider arch, roofed, suspension, etc. bridges). Also, in choice of dynamic response calculation procedure, EN 1991-1-4, considers timber road bridges as normal bridges, and with no need for dynamic response procedures, if they are with decks less than 40 m. In practical sense, that means that structural factor $c_s c_d$ could be adopted as 1,0. In

certain cases, this factor could be separated into two detailed calculations of c_s and c_d, what can lead to simplified or detailed calculation procedures, defined by NA.

Similarity with SRPS codes, but not the direct one, lays in G_z dynamic factor that takes into account the structural stiffness and type of structure. SRPS gives recommended values for stiff structures (such as beam, arch or hinged structures) of G_z=2 or G_z=2.5, while for slender structures (cable stayed or suspension), the detailed calculation or experimental investigation is needed.

Force coefficients Cf in both codes is of essential interest because it give the overall effect of the wind on a structure, structural element or component as a whole, including friction, if not specifically excluded. In both codes, it is separately given for different shapes of structural elements and different deck cross-sections.

Reference area (EN) i.e. effective area (SRPS) is surface of all exposed and real parts of structure and bridge equipment in plane orthogonal to wind direction. It depends on traffic load, its combination and construction stage or service life case of the bridge.

Due to both codes, the following cases in wind action design have to be considered:

- bridge during the service life, without traffic, Fig 2a.
- bridge during the service life, with traffic, Fig 2b.
- bridge under construction, (most critical cases) Fig 2c.

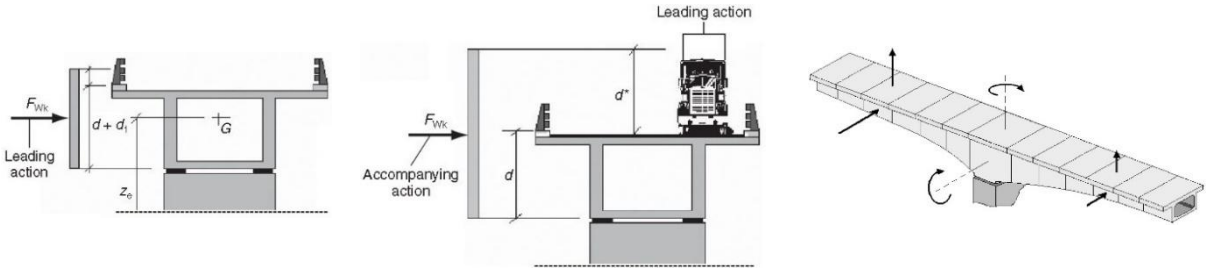


Figure 2: Bridge during the service life: a) without traffic, b) with traffic, c) under construction

In both codes, two different methods of wind force (i.e. wind load) calculation are given: general (detailed) and simplified. Simplified methods in EN code are usually recommended where it has been assessed that dynamic response procedure is not necessary (i.e. for timber bridges as "normal" bridges). In SRPS codes, this criteria is connected with proscribed geometrical conditions of cross-sectional dimensions and height of effective area (Bojovic, 1993).

2.3. Composite timber-concrete bridges: EC1995-1 and EC 1995-2

In timber-concrete composite bridge system, the stiffness improvement of deck is the target goal, assuming and including the sufficient bearing capacity and limitation of connector / connection deformability. The EU regulative, as well as SRPS, considers the so called "γ" i.e. "Mohler" method, developed for timber-to-timber composite structures, is also applicable for timber-concrete composite structures.

The dominant factor in mentioned methods is "Ks", or according to EC5 "Kser" coefficient, which is the so called "slip modulus for connections" - the target value of numerous experimental and theoretical verification. According to EN 1995-1, the "Kser" value is established as a function of connector's type, it's diameter and specific mass weight of wood. Eq. (3) represents value for dowels.

$$K_{ser} = \rho_m^{1.5} \cdot \frac{d}{23} \tag{3}$$

The proposed values do not include the presence of formwork in cross-section. Additional research about this issue (Gelfi & atl, 2002) gives the theoretical background and experimental results for stud connectors with existing formwork (with depth of planks in range t=0-5cm, and stud diameter from 12 to 20mm). The minimum embedding stud lengths, both in concrete and timber, theoretically and experimentally derived for minimum collapse approach, are given in Fig. 3, and Eq. (4), Eq. (5).

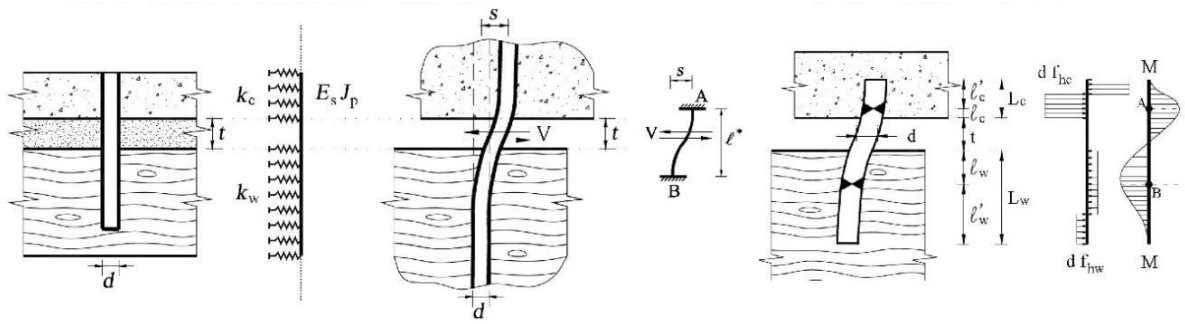


Figure 3: Stud connection modeling, K_s and stud lengths according Gelfi & alt, 2002

$$\ell^* \cong 17.3 - 0.000572 \cdot k_c - 0.00894 \cdot k_w + 0.880 \cdot t + 4.34 \cdot d \quad (4)$$

$$K_s = \frac{12 \cdot E_s \cdot I_p}{\ell^*} \quad (5)$$

EN 1995 gives the constant value for slip modulus, while model proposed by Gelfi & alt. introduce the variable value of slip modulus, depending on planks thickness, Fig. 4. Exactly the same results could be reached only in certain points, i.e. to different dowel diameters correspond different plank thickness where the matching is achieved. The intersection of straight lines (EC5) and curves (Gelfi & alt, 2002) in Fig. 5, define the exact plank thickness that give the same K values and consequently stress distribution.

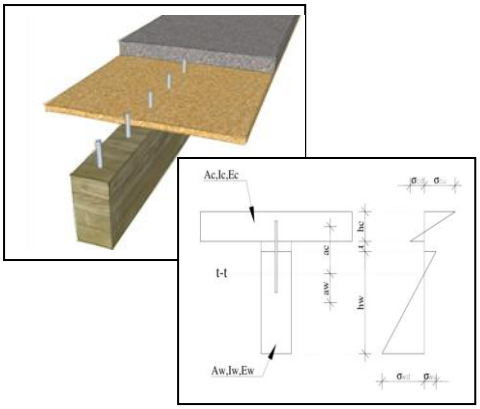


Figure 4: Timber-concrete cross section with formwork

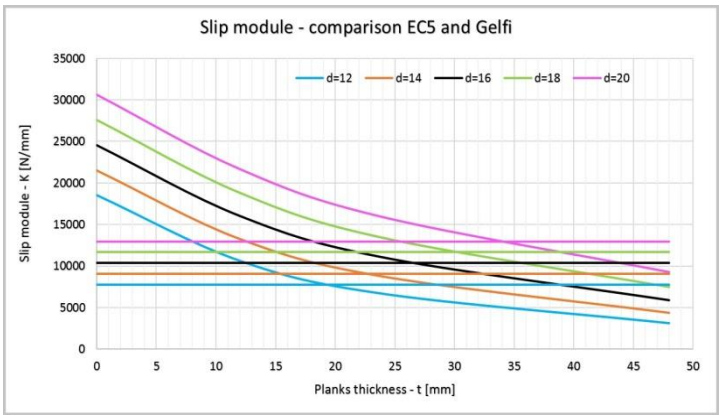


Figure 5: Comparison of TC cross section with / without formwork for different dowel diameters

3. MODEL DESCRIPTION - MATERIAL AND METHODS

In order to analyze the wind action and the bridge structural response, the model of arch glulam bridge with composite concrete deck is made. As idea for structural solution of the bridge, the "Montmorency south forest bridge" Québec, was adopted. This bridge was constructed for local purposes as one traffic lines road bridge with low traffic action and with wooden deck Fig. 6a). In model adopted for the purpose of analysis in this paper, the bridge is designed as two traffic lines road bridge with two pavements for pedestrians and with low traffic action (vehicle V300), Fig. 6b). The structure of the bridge is formed by 22 glulam arches as substructure and 21 glulam continuous beams with concrete composite deck as superstructure. The continuous beam total length is 40m, while the arch span is

35m. The total bridge deck width is 9,5m. Details of disposition, spans and cross-sections are given in Fig. 7. The glulam superstructure beams, as well as sub structural arches, are mutually connected by prestressing into the packages. The composite action between glulam coniferous longitudinal beams and concrete (MB 40) reinforced plate was realized with steel dowel type fasteners Φ19mm, involving the presence of formwork into cross-section during the construction. Analyzed bridge is designed with concrete composite deck, where the effective width of concrete flange is adopted as b_{ef}=40cm.

Figure 6: Bridge model: a) Montmorency Québec bridge, b) Analyzed bridge model

Numerical analysis of the bridge structure is made in software package "Radimpex" Tower 7. The whole structure is modeled using shell and beam elements. The comparison of wind action on bridges, according to EN 1991-1-4 and SRPS 1990 U.C7.110-113, is made on structural model. The procedures for wind loads calculations in structural design of arch timber bridges with spans up to 40m are compared, in order to identify the differences between SRPS and EN. As input parameters for the analysis, the fundamental values of basic wind velocity v=25m/s (value adopted in NA SRB as basic wind velocity for location Novi Sad) is adopted for calculations according both codes. Terrain category is adopted as II (i.e. terrain roughness class "B" according SRPS).

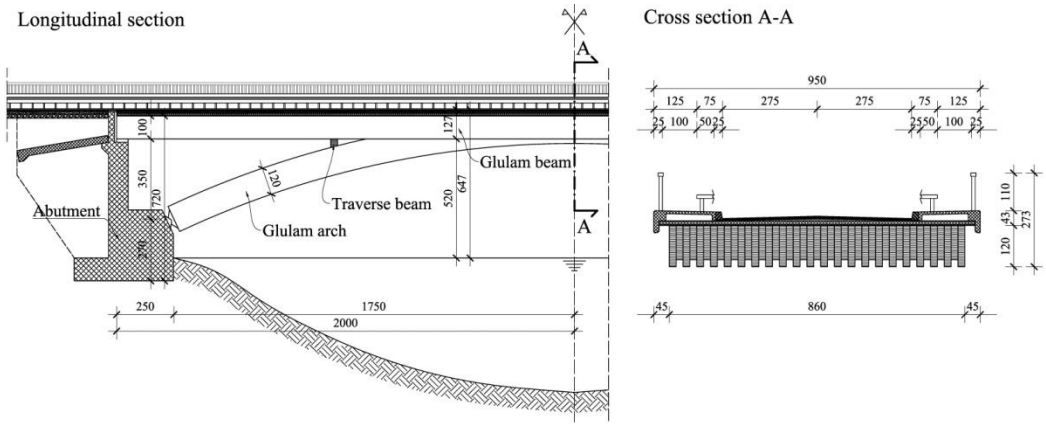
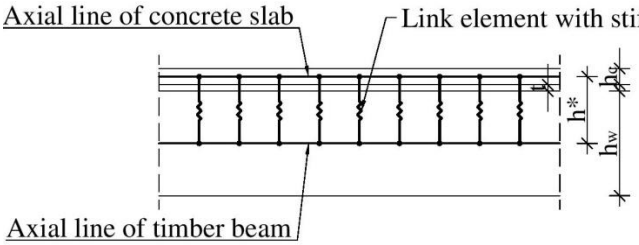


Figure 7: Parameters of analyzed bridge model

Different cases (without traffic, with traffic, under construction) in wind action design are considered following the "General method" and "Simplified method" due to both standards, in order to estimate wind load in different directions. For the purpose of analysis given in this paper, two cases are considered as the "under construction" cases: Phase I - when formwork is not placed on glulam beams and Phase II - construction with installed formwork.

The analysis of composite TC action is based on EC 1995-1 and EC1995-2 recommendations as well as on recommendations made on the basis of experimental results (Gelfi & alt, 2002). The "slip modulus for connections" could be considered with and without the presence of formwork in cross-section (Manojlovic & Kocetov, 2015). The composite concrete - timber action is modeled with beam elements that link central lines of concrete slab and glulam beam, Fig. 8. The length of such "link"

element was adopted as h*, Eq. 6. Slip modulus was introduced trough stiffness of "link" element, recalculating Young's modulus Es (Eq. 7), for adopted stud length (h*) and dowel diameter (d).



$$h^* = (\frac{h_c + h_w}{2}) + t \quad (6)$$

$$E_s = \frac{K \cdot h^{*3}}{12 \cdot I_s} \quad (7)$$

Figure 8: Modeling of TC cross section with dowels

4. DISCUSION OF RESULTS

In order to compare the wind actions according EC 1991-1-4 and SRPS U.C7.110-113 for timber bridges in nominal values (without partial load factors and combination coefficients), the wind loads are calculated for different directions and different cases during construction and service life, Table 2. According EN, General and Simplified methods are nearly comparable, although the simplified method gives slightly higher values. Simplified method does not omit a number of steps in calculation, so for the more slender timber bridges or more sensitive structural systems, the suggestion is to follow the general method. Great differences occurred in application of SRPS General and Simplified methods, so the suggestion is to not use the simplified method at all for this type of bridges. Mutual comparison of General methods due to both codes indicates the possible significant differences in "z" direction in cases without traffic and under construction.

Table 2 : wind load [kN/m] "x" and "z" direction		EN 1991-1-4		SRPS U.C7.110-113	
		General methods	Simplified method	General methods	Simplified method
Bridge deck – "x" and "z" direction					
Without traffic	"x"	3.108	4.053	3.040	1.810
	"z"	±1.549 (±6.968)	±1.559 (±7.014)	±2.907	/
With traffic	"x"	4.303	5.640	6.065	5.663
	"z"	±5.899	±5.936	±5.715	/
Under construction	"x"	1.766	2.341	1.637	0.797
	"z"I	/	/	/	/
	"z"II	±1.201 (±5.404)	±1.207 (±5.431)	±1.830	/
Arch – "x" direction					
Without traffic		1.956	1.968	2.937	2.937
With traffic		1.656	1.666	2.166	2.166
Under construction		1.517	1.525	1.849	1.849

The reason lays in the fact that force coefficient (c_f) in EN could be obtained in the range of ±0.15 till ±0.90, while in SRPS coefficient value is fixed on ±0.30 for bridges without traffic and on ±0.80 for bridges with traffic. In the Table 2. wind load according EN is calculated with force coefficient of ±0.20, while the max wind load value for ±0.90 is given in brackets. Regarding given explanation, it could be concluded that general methods are comparable in cases of similar force coefficient. EN gives opportunity for more precise calculation when bridges are designed on hilly terrain and bridge deck is at least 30m above ground.

In EN 1995-2, in Principles of limit state design, wind action is signed as one of the most important actions and environmental influences on timber bridge structure. For ULS and SLS several requirements have to be verified, wherefore the fundamental frequencies and basic modes of the

bridge are determined, Fig. 9. Eigen modes and frequencies indicate that effect of vortex is not necessary to investigate because $v_{cr} > 1.25v_m$. Analyzed structure, due to concrete deck and disposition of elements, appears very rigid, so allowed that galloping, divergence and flutter can be also avoided.

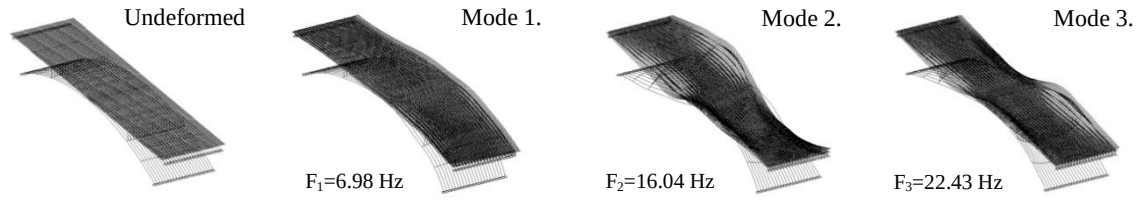


Figure 9: Modal shapes and fundamental frequencies

While vibration of timber road bridges here (and usually) are negligible, the vibration of the same bridge as footbridge have to be considered. Dynamic action of pedestrians induces frequencies between 1,6 and 2,4 Hz (95%) or between 1,9 and 2,1 Hz (50%), what means that if vertical modes frequencies are above 5 Hz, the bridge is comfortable for users (what is the case of analysed bridge).

The important issue in analysis of timber bridges are deformations in general. The limiting value for deflections due to traffic are l/400 to l/500 or due to pedestrian loads l/200 to l/400. As designed bridge is both road and pedestrian, the adopted limiting value is l/400. The values of calculated deformations due to wind load (different directions) and different service life and construction cases (including self weight and traffic load, where is considered), are given in Table 3. Characteristic deformed shapes of the bridge are given in Fig. 10. Displacements given in Table 3 show that max deformation of the bridge beams without formwork is critical phase for wind action, but still far away from limiting value l/400.

Table 3: Displacements [cm]	Phase I - Construction without formwork	Phase II - Construction with formwork	Bridge during the service life:	
			Without traffic	With traffic
Max. vertical displacement “z”	0,229	0,233	0,651	0,890
Max. horizontal displacement “x”	4,100	0,658	0,835	0,613

Fatigue verification of joints, due to wind (or other dynamic loading events), is of great importance for timber bridges, even rather more than for other types of bridges, but here is not considered.

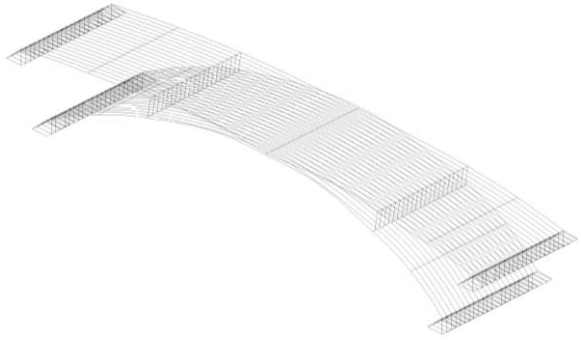
5. CONCLUSIONS

EC 1995 - 2: Timber bridges - trays to overcome the lack of structural codes in the field of timber and to promote building of timber bridges. The existing gap in structural design rules and lack of experience in modern timber bridges design in Balkan region is possible to skip by using numerous guides written thanks to enthusiastic efforts of timber designers from Nordic countries and Central Europe (given in References). Although these handbooks are very helpful, regional engineer must feel confused in circumstances of domestic and EU codes coexistence, particularly because EN building codes are not "user friendly".

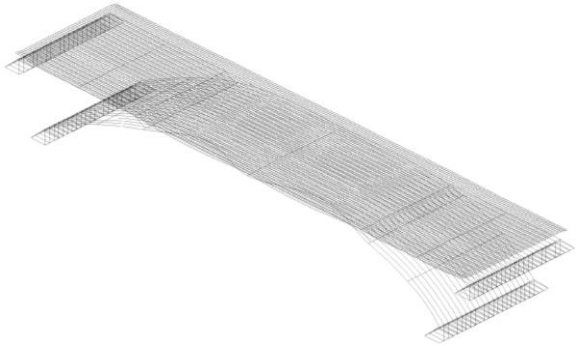
Performed analysis on glulam arch bridge model shows that calculation procedures and effects of wind loads action are comparable between domestic codes and EN 1991-1-4 regulations. So called "simplified methods" are not always the easiest, the shortest and the best way to achieve the requested structural safety.

The procedure for calculation of composite timber-concrete action with dowel type fasteners exists in domestic codes and upgrading by EN 1995 is not significant. Estimation of "slip" modulus in different composite systems is generally the question of experimental and theoretical research, so the results achieved by different researchers where the influence of formwork presence is involved, contributed to realistic wood-concrete composite structure behavior which is on the safe side. Eurocode 5 tried to bridge the gap and lack of information in everyday practice unifying and simplifying the problem, but proposed solution seems to be more useful for timber-to-timber composite systems.

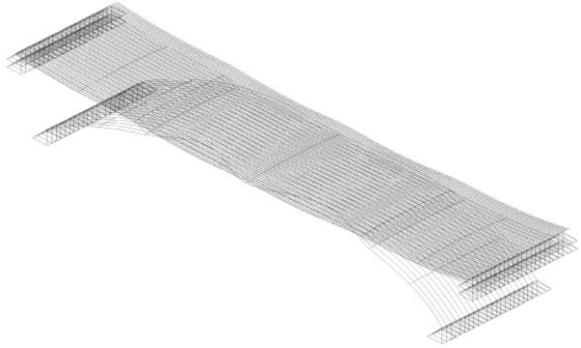
Anyway, the scientific and technological prosperity in timber engineering brings the possibility of a performance-based design models due to durability and risk factors, on new and worked design concepts. If well-conceived, designed and implemented in a landscape, the timber bridges can bring environmental benefits and support the local economy as well as provide a unique perception of build structure. More timber bridges will contribute to a pleasing and sustainable infrastructure.



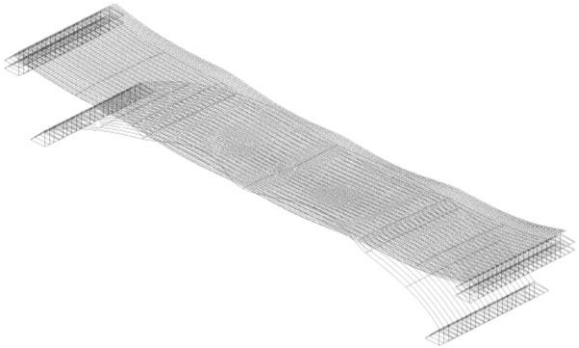
Phase I - Construction without formwork



Phase II - Construction with formwork



Bridge during the service life: Without traffic



Bridge during the service life: With traffic

Figure 10. Structural displacement due to wind load during construction and service life

ACKNOWLEDGEMENT

This paper is supported by the research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", financed by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] EN 1991-1-4:2005. (2010). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions – Wind actions. European committee for standardization, Brussels

[2] EN 1995-1. (2008). Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. European committee for standardization, Brussels

[3] EN 1995-2. (2004). Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridge. European committee for standardization, Brussels

[4] Službeni list SFRJ, br. 06-93/19,. (1990). Pravilnik o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova. Savezni zavod za standardizaciju, Beograd

[5] Službeni list SFRJ, br. 15-01-149/81,. (1991). Pravilnik o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja i kategorizaciju železničkih mostova, propusta i ostalih objekata na železničkim prugama. Savezni zavod za standardizaciju, Beograd

[6] SRPS U.C7.110,. (1992). Osnove proračuna gradevinskih konstrukcija - Opterećenje vetrom - Osnovni principi i osrednjeni aerodinamicki pritisak vetra. Institut za standardizaciju Srbije, Beograd

[7] SRPS U.C7.111,. (1992). Osnove proračuna gradevinskih konstrukcija - Opterećenje vetrom - Dinamicki koeficijent i aerodinamicki pritisak vetra. Institut za standardizaciju Srbije, Beograd

[8] SRPS U.C7.112,. (1992). Osnove proračuna gradevinskih kosntrukcija - Opterećenje vetrom - Opterećenje vetrom zgrada. Institut za standardizaciju Srbije, Beograd

[9] SRPS U.C7.113,. (1992). Osnove proračuna gradevinskih konstrukcija - Opterećenje vetrom - Opterećenje vetrom ostalih grade-vinskih konstrukcija osim zgrada. Institut za standardizaciju Srbije, Beograd

[10] Bojović, A. (1993). Proračun opterećenja vetrom građevinskih konstrukcija. Građevinska knjiga, Beograd

[11] Gojković, M., Stevanović, B. (1985). Drveni mostovi. Građevinski fakultet, Beograd

[12] Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Denton, S., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Kolias, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega, M., Raoul, J., Sedlacek, G., and Tsionis, G. (2012). Bridge Design to Eurocodes Worked examples. Publications Office of the European Union, Luxembourg

[13] Gulvanessian, H., Tschumi, M., and Calgaro, J. (2010). Designers' guide to Eurocode 1: Actions on Bridges: EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 TO -1-7 AND EN 1990 ANNEX A2. Thomas Telford, London

[14] Tsionis, G. (2012). Bridge Design to Eurocodes Worked examples. Publications Office of the European Union, Luxembourg

[15] Vayas, I., and Iliopoulos, A. (2014). Design of steel-concrete composite bridges to Eurocodes. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton

[16] Bell, K. (2008). Handbook 1 - Timber structures, Chapter No. 15 - Timber bridges, Leonardo da Vinci Pilot Projects, European Commission, pp 209-226

[17] Croce, P., and Malakatas, N. (2010). 'EN 1991 – Actions on Bridges'. Presentation

[18] Department for Communities and Local Government,. (2006). Guide to the use of EN 1991-1-4 – Wind Actions. DCLG Publications, London

[19] Gelfi, P., Giuriani, E., Marini, A. (2002). "Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams", Journal of Structural Engineering, pp. 1544-1550

[20] Manojlović, D., Kočetov Mišulić, T. (2015). „Slip modulus in wood-concrete composites: Practical estimation for modelling“, International Conference Proc.: Contemporary achievements in civil engineering , FCE Subotica, Serbia, pp. 253-259

[21] Hiel K, Kocetov Misulic T., Stulic R., (2012). "Wooden bridges - challenges posted by modern technology, functionality and aesthetics of applied geometry", Proceedings of International Scientific Conference iNDiS 2012- Planning, design, construction and renewal in the Civil engineering , Novi Sad, Serbia, pp. 400-407

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

TS - 2

Doncho PARTOV[1], Bohumil STRAKA[2], Milen PETKOV[3]

TRADITIONAL STRENGTHENING TECHNIQUES FOR THE TIMBER ROOF ELEMENTS IN THE CHURCH ST. DIMITAR IN KUSTENDIL

SUMMARY

In this paper the authors analyse the rehabilitation of cultural heritage timber roof construction in the church St. Dimitar in Kustendil. Several methods together with their application techniques are described, and also, the reasons for what these strengthening operations become imminent at a point. First of all, the necessity of the timber structural elements strengthening is explained through a short presentation of the factors which are degrading the material. Then, certain precautions and strengthening procedures are presented, all involving the usage of traditional materials like wood, metal, or concrete.

Keywords: timber structure, degrading factors, strengthening, wood, traditional materials

Дончо ПАРТОВ[1], Бохумил СТРАКА[2], Милен ПЕТКОВ[3]

ТРАДИЦИОНАЛНИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ДРВЕНИ КРОВНИ ЕЛЕМЕНТИ ВО ЦРКВАТА СВ. ДИМИТАР ВО ЌУСТЕНДИЛ

РЕЗИМЕ

Во овој труд авторите ја анализираат реставрацијата на културното наследство-дрвената покривна конструкцуја на црквата св. Димитар во Ќустендил. Опишани се неколку методи заедно со техниките за нивна примена, како и причините за тоа зошто овие операции на зајакнување стануваат неизбежни. Најпрвин, објеснета е потребата за зајакнување на дрвените конструктивни елементи преку кратка презентација на причините кои го деградираат материјалот. Потоа, прикажани се некои мерки за претпазливост и процедури на зајакнување, сите вклучувајќи користење на традиционални материјали како дрво, метал или бетон.

Клучни зборови: дрвена конструкција, деградирачки фактори, зајакнување, дрвена граѓа, традиционални материјали

[1] Prof. PhD, VSU "Luben Karavelov", Sofia, Bulgaria, partov@vsu.bg
[2] Prof. PhD, University of Technology in Brno, Czech Republic, straka@bohumil.eu
[3] Assist. Prof. PhD, VSU "Luben Karavelov", Sofia, Bulgaria, milenspetkov@abv.bg

1. INTRODUCTION

In Bulgaria, wood constructions have a vast occurrence, and an old tradition in the civil, industrial and bridge domains [5,7,17](Fig.1a,b,c).

Figure.1a,b,c Wood in roof construction in the civil: a), industrial: b) and bridge domains: c)

Most of the buildings built till the beginning of the XX century in Bulgaria is made of masonry, mainly stone (exterior and some interior walls), and timber elements (floors, roofs, ceilings, interior and some exterior walls). According [5,6], if properly connected, these elements promote a good global behaviour: the masonry walls support the floor beams and roof trusses which, on the other hand, act as horizontal braces, inducing a more uniform distribution of stiffness and loading throughout the structure. Thus, if properly designed and in good conditions, these systems constitute efficient structures. This type of construction is disseminated all over the country and represents most of our built heritage, justifying the increasing interest on its preservation as memory of culture and identity.(Fig.1,a,b,c). Unfortunately, most of it is degraded and abandoned, demanding urgent intervention[5]. In general, direct intervention on the elements, avoiding substitutions, not only results on heritage preservation, but also on the minimization of the necessary actions and their impact. In this field, and particularly for old timber structures, NCREP's option[10] (Nucleus for the Conservation and Rehabilitation of Building and Built Heritage), respecting the International charts and ICOMOS[10], has been mostly oriented to techniques using traditional materials, like wood and steel. These techniques, consisting in the addition of timber elements and steel plates, have been applied in the rehabilitation of old buildings with very good results[18,19]. One examples with old timber roof construction will be analysed in this paper, namely: Church Sv. Dimitar in Kustendil, beginning of end of 1866 year[11].

According [14] the success of wood, as a first class construction material, was proven since the time of the first villages; its applications were varied and intense due to its wide spreading, workability, high strength, and low specific weight. Among the meaningful accomplishments in our country, the churches and monasteries represent a real value for the cultural heritage and conserving them is an important step in our evolution. The preservation of original timber parts makes it possible for them to fulfill design restrictions, reducing the structure alterations to a minimum in a rapid and efficient manner. Considering the fact that the strengthening is applied to buildings with a remarkable cultural value, their aesthetical characteristics must be preserved and emphasized. This can be easily done by using made of traditional materials. Traditional materials like metal, wood or concrete have been used in strengthening systems worldwide and don/t disregarded the aesthetical aspect. Nowadays, the modern age brings up in front the easily tailored, thin, high-strength and light-weight traditional materials, whose advantages especially in this domain are impressive. Steel and wood elements do not only bring an increase in the strength of the members they work with, but also reduce their size and self-weight and increase their ductility and fatigue performance. The necessity of using such materials is therefore reflected in the need of more subtle yet higher quality strengthening works [14].

2. WOOD DETERIORATING FACTORS

According [14] the main goal for the civil engineer is to improve the load capacity of specific elements. Before strengthening structural wood elements, one must firstly understand the reasons for which these elements are deteriorating. There are a number of factors determining the durability of structural wood and they will be shortly presented hereinafter. Timber is a natural building material which ages and deteriorates in time, even without the influence of external factors. Its properties depend on the specific wood species, the geographical location where the wood has grown and

furthermore on the local growing conditions of every single part of a tree. All the natural imperfections and irregularities are points of weakness in sustaining loads or resisting to other deteriorating factors [14,13]. Moisture (Fig. 2.1a,b,c) is the most important factor of influence for all the physical-mechanical properties of wood and it creates favourable growing conditions for agents responsible for wood degradations. Bellow the fiber saturation point, the wood will shrink when losing moisture and swallow when absorbing moisture [14]. When exposing wood to temperatures higher than 150°C, its strength will be affected.

a) b) c) d)

Figure 2.1a, b, c, d Moisture in purlins in axis B and V

From the biological agents point of view, wood is highly susceptible to the attack of fungi and insects or, in some cases, by some marine borers [14,13] (Fig.2.2a,b) .

a) b)

Figure 2. a,b Massive timber roof elements with different stages of wood destruction

When analysing this aspect, it is important to realize that, if fungi attack is linked to the moisture content of the wood, insects can attack in any conditions [14]. In optimum service conditions wood can last without noticeable deteriorations. Special protective measures and chemical treatments are used when the working conditions are not suitable for the timber elements. Protection against fire, fungi, or insects includes chemical treatments which must consider the nature and severity of the risk, the wood type, the eventual previous treatments, and the possible secondary effects of the chemical products [14].

3. MECHANICAL FAILURE OF THE TIMBER STRUCTURAL SYSTEM OF THE ROOF

According [16] the stability of the existing roof timber structures of the church is commonly studied with the general methodology of the Structural Mechanics, the Theory of Timber Construction, the Theory of Materials applied to the wood, the Technology of the Timber Constructions (see for instance the European Codes). The most common causes of failure of the our timber structural systems are inadequacy of configuration (geometry of the structure, sizing of the members, kind of connection of the members, bracing etc.) in relation to the actions, both static and dynamic loading; besides slenderness, instability, defects of the wood laid in place, severe biotic damages, accidental factors. No doubt that the decay of the wood caused by beetles and fungi is a major problem both for members and structures too. In fact mechanical failures can also be caused by biotic factors that reduce the strength of the material. The failures can hit the structure at any hierarchic level, i.e. that of the members, the units, the whole structural system and the connections. The widespread habit of replacement of the damaged parts of the ancient structures or their total demolition and rebuilding is, unfortunately, extended up to the present days though only by a restricted number of culturally unacquainted operators who rely on a supposed tradition[12]. This habit has the effectual alternative, required by the contemporary cultural instances, of the repair and strengthening with minimum disturbance of the ancient complex. This new vision demands for an updated scientific and technical approach[16]. If repair and strengthening must be planned in order to recover the lost efficacy of the

system and, at the same time, avoid modifications or at least minimize them, in any case without significantly altering the general concept of the same system, the mechanical failures as well as the causes of their presence must be known and interpreted; a general evaluation of the efficiency and of the safety of the system will then be possible[12]. Planning the strengthening will subsequently follow in a natural way as the activity, meant to take the right measures and put in place only those remedies judged adequate to counteract the recorded effects of each failure, avoiding the assumption of the generic remedies featured and recommended in the handbooks and in the dépliants of companies without a specific reference to the real nature of the damage, and cancel or atleast neutralize the causes that are responsible of the problem. A quite specific failure mode is to be considered the longitudinal break of the extremity of a member where a pin or nail is inserted in order to apply the tension. The wood divides along the fibres, (in other words it splits), and the holding device slides along the borders of the split thus allowing the tension to release. (Fig. 3. a,b)

a) b)

Figure 3. a, b Wood divides along the fibres

The cutting of the lie in three-hinge frame leading to the catastrophe consequences for the whole behavior of the wood construction (Fig.4 a,b). This fact lead to the displacement in the connection between column and horizontal beam in place of the missing lie in three-hinge framework.

a) b)

Figure 4 a,b Reversal in the connection between column and horizontal beam in place of the missing lie in three-hinge framework

The most considered stresses in design of wood elements are the bending moment, tensile, compressive and shear forces. Nevertheless, there are other strength properties that are less important but that can also be used, like the torsion, creep or fatigue resistance [14], cracs in the vertical and horizontal elements (Fig.5 a,b,c).

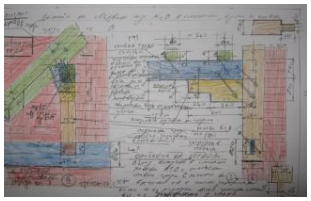
a) b) c) d) 

Figure 5 a,b,c,d Torsion of purlins: a,d) Horizontal displacement in the top of columns: b), vertical displacement of purlin in axis B-caused the creep: c), and cracks in the column and purlins:c)

4. STRENGTHENING METHODS IMPLYING TRADITIONAL MATERIALS

4.1. The Structural Intervention and Case studies for strengthening works of beams and columns using traditional materials and methods

According [5] the need for the intervention on timber structures is usually related to the existence of damages or alterations of use with load increase. Between the most common damages, one can refer the natural ones (knots, splits, etc.) and those resulting from biotic attacks (insects and fungi) and from incorrect constructive details or structural interventions. These causes not always originate the collapse of the structural elements or structures, but are often associated to their deficient behaviour, with high levels of vibrations and deformations. Consequently, in order to ensure the safety and, at the same time, the proper performance of the structures, it is necessary to intervene in the damaged structural elements through rehabilitation actions. The decision about the type of intervention should be taken only after a rigorous and careful survey of the structure15]. According to the results obtained in the survey and to the circumstances of each situation, the intervention on a particular element or structure can take two different ways: Rehabilitation or Substitution. Rehabilitation can be seen as the natural solution that allows the maintenance of the element or the structure. This option may involve a strengthening action, particularly when the original structures are improperly designed or when changes of use (with higher loads) are expected, demanding a higher strength. In a limit situation, the intervention can consist in the Substitution of the element or structure, a solution that should be carefully analysed taking into account the percentage and intensity of the damage[5] .

4.2. The choice of rehabilitation techniques

The rehabilitation of timber structures can be done using different techniques, with pros and cons concerning effectiveness, compatibility, intrusiveness, etc. when choosing the techniques and materials to use, there are, among others, two criteria linked to heritage protection that should be respected: Compatibility and Reversibility[5]. Compatibility is linked to the physical and chemical interaction between the existing structure and the intervention solution. In particular, the elements, materials and (or) techniques implemented shouldn't react with those of the existing structure or introduce higher stiffness in localized structural areas. This criterion avoids the introduction of new damage in the structure through the intervention. A good example of that are the glued or very rigid connections in timber elements that may induce concentration of stresses in the interface area, i.e. the occurrence of new damage. Reversibility is linked to the will that the interventions be substitutable so that they can give place to more efficient and (or) protective interventions in the future. Generally speaking, the less intrusive solutions are often the more reversible ones[5].

4.3. Techniques with traditional materials

There are many different ways of using traditional rehabilitation techniques in old timber structures, namely: - the fixation of timber pieces or thin steel plates, with varied configurations, to the sides of the element ; - the introduction of thin steel plates in the interior of the element; - the installation of steel belts around the element; - the installation of new structural elements (timber or steel) parallel to the existents, among others[5]. To increase knowledge on the efficiency of these techniques in order to give useful information to designers and constructors about the suitability of each technique to solve specific situations, in Prague [1,2] and NCREP[10] is developing a laboratorial testing campaign. As a matter of fact, the information related to research on rehabilitation techniques on old timber structures using traditional materials is quite limited. In the case of traditional carpentry joints, despite of being widely used, the number of studies on their mechanical performance and on possible strengthening techniques is scarce. With few exceptions, research on timber joints has been oriented towards new engineering configurations. Simultaneously, only few studies were developed in elements subjected mainly to bending; some authors performed bending tests in beams reinforced with steel elements, but reaching contradictory results. The majority of the studies was done in elements with high axial or shear forces. Strengthening techniques on floors to improve the diaphragm behaviour have also been analysed, proving experimentally its efficiency, but advising that further refinement is still needed for the technology to be applied in the construction practice. Concerning the connections between timber

structures (roof, walls and floors) and masonry walls, although it is usually appointed as a key-element to the overall behaviour of a building[5], in particular under seismic events, no significant efforts have been spent on their study.

5. INTERVENTIONS WITH TIMBER AND STEEL ELEMENTS

The use of **timber elements** in the rehabilitation of old timber structures is a very common solution. However, in these interventions it's important to have timber elements of the same wood species and with similar characteristics: density, strength and stiffness, to those of the original structure. In [5] is refers the convenience of using old timber elements, with the drying process completed, and the importance of having compatible moisture contents between new and old elements to avoid physical incompatibilities. When it's not possible to obtain similar wood, timber elements retrieved from the demolition of old buildings can be used or, as alternative, the new elements, already dry, can be previously placed in the constructions where they will be installed to acquire a moisture content in equilibrium with the construction environment. On the other hand, solutions with **steel elements** are commonly used in interventions on old timber structures, particularly on timber floors, leading to an increase of strength and stiffness. Even though, when using these elements, two questions should be analysed: the compatibility with the timber elements (the behaviour of wood and steel is considerably different) and the fire resistance of the metallic elements. In fact, timber structures support temperatures for which steel structures would have already failed. Therefore, to avoid the steel elements to become the weakest point of the strengthened structure it's important to improvement their fire resistance, which can be done through physical barriers or fire retardant products. Simultaneously, steel elements should be protected against corrosion [5]. Strengthening wood structures involves various methods and techniques depending on the final purpose for the intervention, the elements and materials involved, and the importance of the work. Explicit objectives must be set like the intention of keeping the original material and structural concept, the conservation by maintaining the aspect of the elements and structural solution, the modification, restoration or improvement of the bearing capacity, rigidity and other characteristics of the elements and structure [14]. No matter what method of strengthening is chosen, the works must be compatible with the existing structure, so that the coherent assemble to be easily performed. The repairs can be made on the whole length of the element or on certain degraded parts. Due to environmental factors and biological agents, surface degradations like holes and cracks can appear. Therefore, the repair techniques must imply the injection of wood with resins that fill up these openings and so restoring the wood mechanical characteristics. Timber structures, more than those made of other materials, show a very complicated deformational behavior, mainly because of the property of the visco-elasticity that wood belongs, in an accentuated way, if compared to other materials, due to the nature of the tissues and the longitudinal position of the fibers. Therefore often it is difficult to assess the cause, the kind and the entity of the stresses which are responsible for the deformations detected [14,4,9,8]. In the case of eccentric compressive loads, when the elements become subjected to both compression and bending, the supplementary efforts that appear are extremely dangerous, compromising the integrity of the entire element. Different strengthening methods have been developed to partially reduce the deformations and enhance the rigidity of the member but, for all of them, the considered elements must be discharged.

5.1. Elements subjected to bending

For elements subjected to bending, the considered degradations are either cracks situated especially in the middle span area or excessive deformations caused by the change of loads or by long lasting loads. In these cases the local interventions are meant to stop crack propagation or to enclose it. One solution includes the utilization of metallic elements that induce compression perpendicular to the crack and stop its propagation [14]. Two holes are drilled at both ends of the crack and two metallic plates are disposed on parallel sides of the element, bonded with bolts, as shown in Fig. 6.

Figure 6 a, b, c – Local strengthening of beams: longitudinal cracks[3]: 1 – drilled holes, 2 – clamp, 3 – crack, 4 – plate, 5 – bolts.

5.2. Total strengthening of beams and columns

Total strengthening of beams can be made with or without increasing its transversal dimensions. To change the cross-section, new elements of wood, metal or concrete are added above, below or lateral to the existing members [14]. E.g., placing new wooden elements under the existing beams does not influence the secondary elements or the floor; they are linked with metallic anchorages, (Fig. 7 a). The same type of anchorages is used for the laterally added elements (Fig. 7 b).

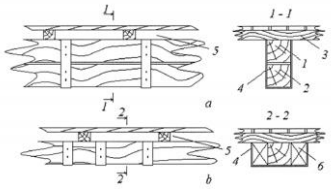


Figure 7 – Beam strengthening using wood and steel elements [14]: 1 – existing beam, 2 – new beam, 3 – secondary beam, 4 – metallic anchorage, 5 – air, 6 – lateral beams.

When keeping the initial beam dimensions, the strengthening involves the insertion of metallic profiles, which have a lower height than the actual beam (Fig.8). The metallic elements must be proofed with epoxy resins. A first layer of resin is poured after the longitudinal pockets for the metallic elements are made. Then, the metallic elements are inserted into the pocket (for the metallic profiles case, bolts can be used) and filled up with resin [14].

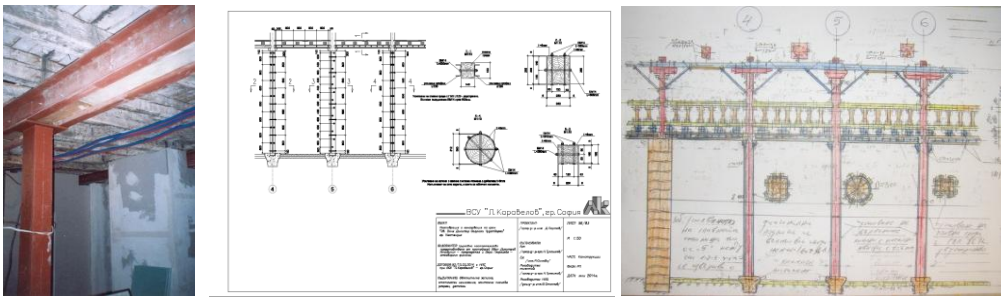


Figure 8 – Beam strengthening using steel profiles

When the damage of the beam consists in the rotting of its ends, usually caused by water absorption through the joints or from meteorological water, the degraded material can be removed and replaced with a new one or it can be strengthened using epoxy resins. This second procedure involves only a partial removal of the material at the ends [14].

5.3. Support rehabilitation

The rehabilitation of the timber beams supports was performed through the fixation with steel triangle and steel bolts. Additional connection between roof rafters and horizontal floor beams using steel triangle guarantee the global behavior of the building and their correct connection to the stone masonry wall (Fig.9 a,b,c,d). The extremities of the beams was treated against biotic attacks.

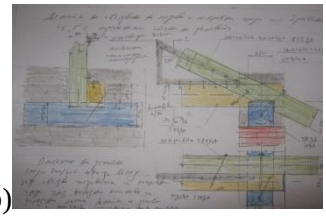
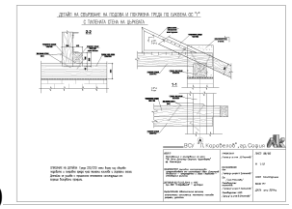
a) b)  c)  d)

Figure 9 a,b,c,d. Connection between floor and roor beam using steel triangle

Anchoring of purlins to the outside wall is recommended to be done using the steel lashes and steel bolts (Fig.10 a,b,c)

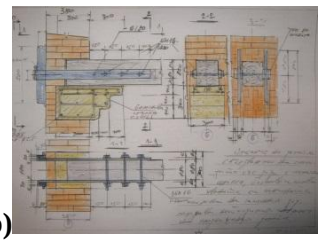
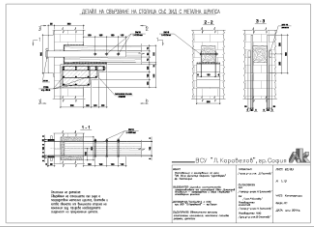
a) **b)**  **c)** 

Figure 10 a,b,c. Anchoring of purlin to the outside wall by steel lashes

Strengthening of the damaged structural element (console-pillow and beam-purlin) with steel are performed by steel lashes and steel bolts also (Fig.11, a,b,c).

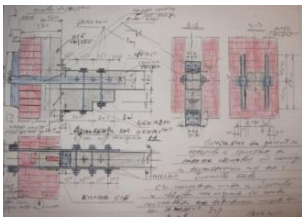
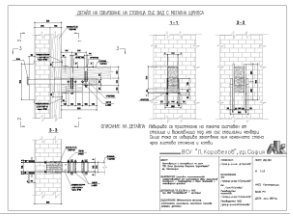
a) **b)**  **c)** 

Figure 11 a,b,c. Strengthening of the damaged structural element(console-pillow and beam- purlin) with steel lashes and steel bolts.

5.4. Correction of Deformation

After the rehabilitation of the supports and removal of the heavy load from the roof surface, the existing deflection in the purlins can reduce throughout a system of swept (Fig.12 a,b,c)

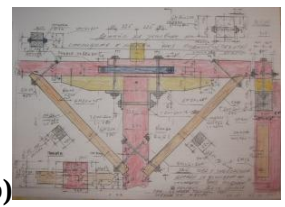
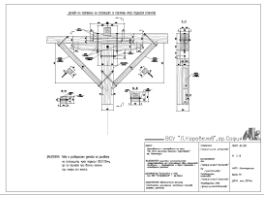
a) **b)**  **c)** 

Figure 12 a,b,c. Support of the purlins throughout swept

In certain situation it is necessary to substitute partially the damaged elements using prosthesis, with the fixed connection between the new and existing part of the wood elements from M16 threaded rods and screws (Fig.13 a,b,c).

a) **b)** **c)**

Figure 13 a,b,c. Construction of wooden prosthesis at the top of the column

6. CONCLUSION

In the practice, a wide combination of the failure presented in the above mentioned text here can to be found. It is demonstrated that the failures of the timber structures are very peculiar, certainly depending on the kind of action, and different from those of the constructions of other materials, besides characterized by a larger number of types. Technicians must be acquainted with them and be able to recognize and interpret them on the spot. They must be able to express an immediate judgement about the level of safety of the construction in the observed condition, take the immediate measures to avoid collapse, delaying to a further accurate survey the full evaluation of the general situation. The full understanding of the failures of an existing structural system can greatly help to interpret its behaviour, inconsistencies, shortening of the level of serviceability. Similarly, the full understanding of an old structural system, reducing the number of unknown factors, allows a direct and appropriate design of the strengthening measures and devices, the cutting down of the extent and quantity of the intervention with evident advantage for the costs but more for the conservation of the authenticity of the ancient surviving specimens. The risk, otherwise, is to make useless or, worst, harmful interventions. To prevent this regrettable situation, the strengthening measures must be designed only by technicians who are familiar with the peculiar way of failing of the timber structures and capable to enter into their conception [16]. In general, the preservation of the structural elements results in benefits, not only in terms of built heritage preservation, but also in minimization of the interventions and their impact. Even though, when this strategy is followed, the implementation of traditional rehabilitation techniques has been commonly passed over by techniques which use modern materials, frequently expensive and with doubtful efficiency. This situation is particularly common in old timber structures, namely roofs and floors, which exist all over the World, in some cases with many centuries. Therefore, an effort should be done to change this situation i.e., to show the community that it is possible to preserve timber structures and, at the same time, to use traditional materials and techniques, leading to more sustained interventions [1,9,10,11,12].

REFERENCES

[1] Drdácký, M., "Historic Roofs and Timber Frames", State of the Art Studies", European Research on Cultural Heritage, Proceedings of the ARCCHIP Workshops supported from the EC 5th FP project, ARIADNE 18, Volume 4, Prague 2006 pp.313-531

[2] Drdácký, M., "Methods for diagnostics, monitoring and failure analysis of historic structures and materials, (Vybrané metody diagnostiky, monitorování a analýzy poruch historických konstrukcí a materialů), Zkrácená verze habilitační práce, VUTIUM, BRNO, 2004, pp. 31

[3] Cruz,H., Yeomans, D.,Tsakanika, E., Macchioni, N., Jorissen, A., Touza, M, Mannucci, M, Paulo B. Lourenço,B.P., Guidelines for the on-site Assesment of Historic Timber Structures, International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration, 2013, pp. 25

[4] Hulimka,J., "Structural Faults of historic St.Georges Church in Gliwice Ostropa-Analysis and strengthening Methods", Journal Architecture Civil Engineering Enviroment, 2009, No.1, pp.81-88

[5] Ilharco, T.,Paupério, E., Guedes,J., Costa, A., Sustainable interventions: Rehabilitation of old timber structures with traditional materials, Proceedings of Sustainable building conference:SB10mad, PONENCIAS, CBC Espana, pp. 1-12

[6] International workshop on "Eartquake Engineering on Timber Structures", November 9-10, 2006, Coimbra. Portugal, pp-1-200

[7] Kuklik,P., History of Timber Structures, Handbook 1-Timber Structures, Leonardo da Vinci Pilot Project, CZ/06/B/F/PP/168007, Education Materials for Designing and Testing of Timber Structures-TEMTIS, pp.1-14

[8] Lorenco, P.B,.Selected case studies for ancient Portuguese timber structures, Workshop on Earthquake engineering on timber structures, Coibra, Portugal,2006.pp.1-9

[9] Mönck,W**.,** Schäden an Holz-Konstruktionen, Analyse and Behebung, DDR,Berlin 1987, pp.612

[10] NCREP 2007, (Nucleus for the Conservation and Rehabilitation of Building and Built Heritage),Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, http://ncrep.fe.up.pt/

[11] Partov, D., Stoyanov, Ch., Petkov, M., Project Design for Strengthening of Timber Roof Construction in Curch St. Dimitar, Kustendil
[12] Pazlar, T., Assessment and Rehabilitation of Timber Structures in Slovenian Culture Heritage Structures, Proceedings of Scientific Conference "Planning, Design, Construction and Building Renewal" INDIS 2012, Novi Sad, 28-30 November 2012, pp. 563-576
[13] Srpčič, E., Biological deterioration of historical wooden roof and floor structures and their Renovation, Slovenian National Building and Civil Engineering InstituteZAG, Ljubljana, Slovenia, Report. 2008,6 pp
[14] Stănilă, O., Isopescu, D., Hohan,R., Timber Elements: Traditional and Modern Strengthening Techniques, BIP DIN IAŞI.Tomul LVI(L,X)Fasc.3,2010, Sectia – Constructii, Ărhitectură,pp.75-84
[15] Straka, B., Novotný,M., Krupicová,J., Šmak,M., Šuhajda, K., Vejpustek,Z., Konstrukce šikmých střech, Grada Publishing, 2013, Praha 7,pp. 230
[16] Tampone, G., Mechanical Failures of the Timber Structural Systems, Proceedings of ICOMOS IWC - XVI International Symposium, From Material to Structure - Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures, Florence, Venice and Vicenza 11th -16th November 2007, pp. 1-21
[17] UNESCO Convention concerning the Protection of the World Culture and Natural Heritage "Wooden Tserkvas of the Carpathian Region in Poland and Ukraine", Cultural Property of the Republic of Poland and Ukraine for inclusion in the World Heritage list, Warsaw–Kiew, 2011, pp.451
[18] Vašek, M., Havarie, poruchy a rekonstrukce dřevěné a ocelové konstrukce, Grada Publishing. Praha, 2011, pp.191
[19] Vinař, J., Kufner,V., „Historické Krovy", Konstrukce a Statika, Grada Publishing, Praha, 2004, pp.271

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk

TS - 3

Nikita SOKOLOVSKII[1], Grigory GARMANOV[2], Vera MURGUL[3]

USE OF LAMINATED WOOD AND WOOD-AND-METAL STRUCTURES IN LONG-SPAN CONSTRUCTIONS

SUMMARY

Timber and wood-and-metal structures are widespread across the world primarily for long span construction. Researches show that further relevance of using timber structures will increase. Their competitiveness is based on unique properties of wood as a building material. This article represents current experience in designing such types of structures across the world, their benefits and drawbacks analyzed and ways of further development named. Project of wood-and-metal girder, based on design experience, was made by the author. The article contains ways of possible usage of the project.

Keywords: long-span construction, wood-and-metal structure, timber structure, laminated wood

Никита СОКОЛОВСКИ[1], Григори ГАРАМАНОВ[2], Вера МУРГУЛ[3]

ПРИМЕНА НА ЛАМИНИРАНО ДРВО И СТРУКТУРИ ДРВО-МЕТАЛ КАЈ КОНСТРУКЦИИ СО ГОЛЕМИ РАСПОНИ

РЕЗИМЕ

Дрвените и дрво-метал конструкциите се широко распространети насекаде низ светот пред сè за конструкции со големи распони. Истражувањата покажуваат понатамошшна важност и зголемување на примената на дрвени конструкции. Нивната предност е базирана на единствените карактеристики на дрвото како градежен материјал. Овој труд го презентира актуелното искуство при проектирање на ваков тип на конструкции ширум светот, нивните придобивки и недостатоци и начини за понатамошен развиток. Проект за греди дрво-метал, базиран на проектно искуство, е направен од авторот. Трудот содржи начини за можна примена на проектот.

Клучни зборови: конструкција со голем распон, структура дрво-метал, дрвени конструкции, ламелирано дрво

[1] St. Petersburg State Polytechnical University, Politekhnicheskaya, 29, Saint-Petersburg, 195251, Russia, sokolovsky1995@gmail.com
[2] St. Petersburg State Polytechnical University, Politekhnicheskaya, 29, Saint-Petersburg, 195251, Russia, griha1993@mail.ru
[3] St. Petersburg State Polytechnical University, Politekhnicheskaya, 29, Saint-Petersburg, 195251, Russia, october6@list.ru

1. INTRODUCTION

In the public mind (and even among some of the professionals) there is an opinion that residential wooden houses are still temporary structures of low strength, with a low heat insulation properties, low heat resistance and sound insulation and are equated to temporary constructions. However, wooden structures have many advantages, allowing them to confidently take their place in the construction market. First of all, among these advantages must be noticed the low weight of the structures, which allows to save money on transportation and reduces the dead load, high specific strength (ratio of the tensile strength along fibers to a density, the ratio is approximately equal to steel), and their elasticity and deformability. The low thermal conductivity of wood should be also noticed, its ecological and natural decorativeness (wooden structures look much more aesthetic than concrete ones), and the ease of processing of wood allows you to create curved elements of various shapes, with easy and convenient to install.

Most often, when you create a long-span structures, glued wooden constructions are used, with their help it is possible to implement unique architectural solutions, they allow too vary spans up to 100 meters and more, and they mount faster than metallic analogues with a much lower load on the supports due to its low weight. However, in the case of industrial buildings, when it is required to quickly override quite a long span and there is no need in unique design solutions, it is reasonable to choose metal-and-wood bearing elements of structure. Those structures consist of both metallic and wooden elements, metal elements work in tension and are made of smooth or profiled steel, wooden elements work in compression and flexure and are made of bars, logs or glued blocks. Compared with steel ones, they have less metal consumption, and compared with reinforced concrete ones and easier and cheaper. At the same time they are more reliable than solid wood elements and it does not obscure the interior of the buildings. With the proper quality of work they are aesthetic, and their maintenance is relatively cheap (painting metallic parts in blue and wooden parts – in yellow). In this article, the author proposes the decision of the metal-and-wood roof structure for industrial large span building. The calculation of metal-and-wood girder for the 32 m span is presented, sections of elements are selected, constructions of girder joints are designed.

2. LITERATURE REVIEW

In today's world of rapidly evolving wooden structures, the large number of studies is dedicated to their properties and designing specialties, and it determines that the majority of the scientific works in the list of references is contemporary. Wood as an anisotropic (non-uniform) material requires a careful study of the properties and physical characteristics in various conditions of exploitation. Many foreign and Russian authors deal with those issues [1, 3, 4, 10, 15, 19, 21, 23, 25, 30], in recent decades the wood as the material has become much more carefully studied, largely due to the active use of software systems and visualization software [5].

Also, a large number of experimental studies in the domain of wooden structures [9, 11, 13, 17], for example, the study of thin-wall wooden structures and ways of their development, conducted by P. Gilbert, S. Hancock, Bayleri H., Mohammed H. Do not go unheeded methods of proper maintenance of wooden structures [28], of increasing their fire resistance [8, 26], as well as detailed statistical analysis of cases of destruction and the classification of destruction types of wood. [12].

The main type of structures used in the construction of large-span buildings and interesting architectural projects are glued constructions, they are engaged in many researches by scientists and engineers, both in Russia and abroad [7, 17, 18, 20, 24, 27, 29]. There are also studies on combining wood with metal elements to strengthen the structures and making them cheaper, but they are relatively few [2, 6, 14, 16], and such studies are carried out mostly by foreign scientists. Analyzing the situation, we can say that in Russia the study of perspectives and realizing of innovations in the field of wooden and metal-and-wood constructions is much slower. And even though in the field of theoretical studies the situation doesn’t look so desperate, from a practical point of view, the use of wooden load-bearing structures in construction causes unreasonable fears in customers and the designers too. Thus, the relevance of this work has been defined by the current realities in Russian construction industry.

3. GOALS AND OBJECTIVES OF THE ARTICLE

The purpose of the paper is to point out the urgency and the need of using glued wooden and metal-and-wood constructions in modern construction in Russia, describing their advantages and implementation perspectives. The calculation of metal-and-wood girder is made with the purpose of possible future use in the construction of large-span industrial buildings in the climate area of Vyborg and St. Petersburg.

4. WORLDWIDE IMPLEMENTATION EXPERIENCE

Throughout the world, there were built and are now building large buildings with wooden structures, causing great interest for its architecture and innovative solutions, while they remain competitive in comparison with other building materials and technologies.

In Europe, over 70% of gyms and indoor stadiums are built using such constructions.

The most vivid example is the construction of designers J. Mayer H. Architects - Metropol Parasol in Seville, Spain. Building of Metropol Parasol continued around six years from 2005 to 2011. It was decided to create structure from glued wood with a protective polyurethane coating, which is located at height of 28 meters, using concrete supports which hide a wide staircases leading both up to the platform and down to the underground museum. As a result, Metropol Parasol consists of six connected umbrellas, and the overall sizes of that wooden structure are: length - 175 m, width - 75 m.

Figure 1.General view on Metropol Parasol [34]

Figure 2.Process of erection of glued wooden frame of Metropol Parasol [35]

Nowadays In Russia wooden long-span structures are actively implementing, trade and exhibition center "Aura" could be used as an example, it was built in the village of Lahti in 2009. The building consists of two three-storey blocks, united by an atrium. Atrium is made of laminated wood trusses with a 24 meters span with steel crate and glazing made of laminated glass. [http://www.eps-lenspecsmu.ru/catalog/9.html]

Figure 3.Final phase of the erection of the atrium [36]

Figure 4. Mount of the glued wooden bars [37]

These examples demonstrate that the wooden structures are actively developing, also in Russia, their field of application is very extensive and strength properties of these structures allow to use them in large-span structures of various purposes. Glued wooden structures provide a lot of opportunities for architects, allowing architects to design constructions with different shapes. In the industrial large-span buildings metal-and-woodgirders are used more often due to their exceptional ease of manufacture and installation, low consumption of materials and longevity of exploitation. Wood is a heterogeneous material and often has defects (knots, cracks, etc.) that can significantly reduce the actual tensile strength. On the compression and bending strength of the wood defects have a little impact, sothe implementation of stretchedelements made of metal profiles considerably increases the reliability metal-and-woodconstructions.

5. CALCULATION OF THE METAL-AND-WOOD GIRDER

The author has calculated the metal-and-wood girder with a 32 m in the city of Vyborg, Russia, operating mode - 1A. Area of construction - IV. Building's covering - a soft roll of roofing above protective and working planks that are laid on the component bars. Insulation is laid between bars on the decking planks 16 mm thick. The circular upper zone of the girder is made of glued elements of rectangular section. Girders are set in 6 m. The spatial rigidity of the roof is ensured by protective and deck covering, which are attached to the bars. In turn, bars are fixing the upper zone by setting the upper bars.

№	Load name	Load, kN/m2		
		$q^н$	γ_f	q^p
1	Soft roll roof(welding material)	0.1	1.1	0.11
2	Protective covering, δ=16 mm:$0.016 \cdot (5 \cdot 1.2)$	0.096	1.1	0.1056
3	Deck covering, δ=25mm:$0.025 \cdot (5 \cdot 1.2)15/18$	0.11	1.1	0.121
4	Bars 2x60x225 andupper bars 40x40 mm $(0.12 \cdot 0.225 + 0.04^2)(5 \cdot 1.2)1/1.5$	0.114	1.1	0.125
5	Covering, δ=16 mm:$0.016 \cdot (5 \cdot 1.2)1.38/1.5$	0.088	1.1	0.097
6	Heat insulation, δ=150 mm	0.075	1.3	0.097
7	Vapor barrier	0.02	1.1	0.022
Overall		0.603	-	0.664

Table 1. Collecting loads

Snow load for the IV area of construction – 2.4 kN/m2.

Calculated snow load on the girder: $q^e = 1.68$ kN/m2.

Prescribed load: $q^n = 1.26$ kN/m2

Dead load of the girder:$q^n_{d.l.} = 0.198$ kN/m2

Calculated dead load of the girder:$q^p_{d.l.} = 0.198 \cdot 1.1 = 0.218$ kN/m2

Estimated constant load of the 1 m2 of cover:$q^c = 0.664 + 0.218 = 0.882$ kN/m2

Estimated constant loads in joints:

In the intermediate joints:$0.882 \cdot 6 \cdot 5.659 = 29.9$ kN

In the utmost joint:$0.882 \cdot 6 \cdot \frac{5.659}{2} = 15$ kN

Estimated snow loads in:

In the intermediate joints:$1.26 \cdot 6 \cdot 5.659 = 42.8$ kN

In the utmost joint: $1.26 \cdot 6 \cdot \frac{5.659}{2} = 21{,}4$ kN

5.1 Static calculationof the girder

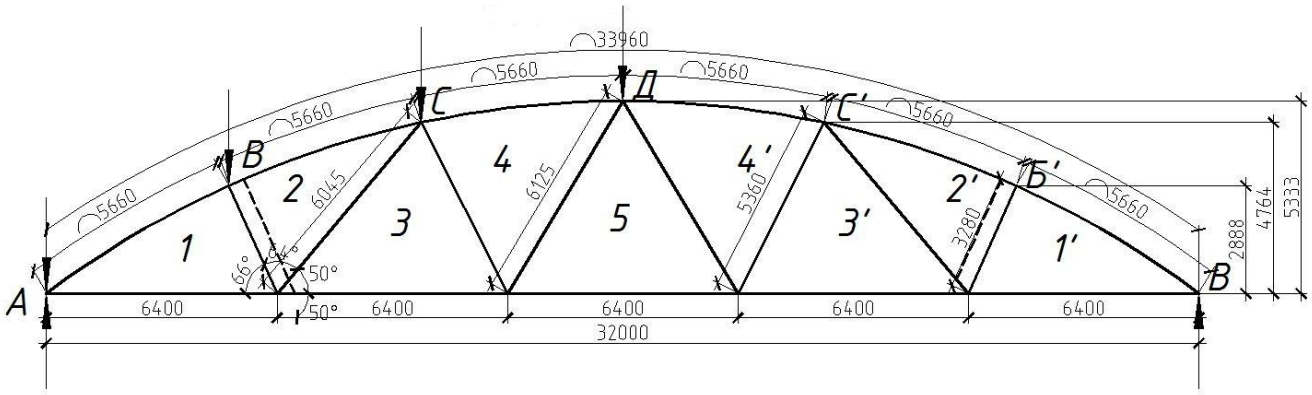


Figure 5.Design scheme of the girder, M 1:100

Girder elements	Обозначения элементов	Intensions by the unit load			Intensions by the constant load	Intensions by the snow load			Estimated intension		Estimated length of the element
		left	right	full		left	right	full			
Upper zone	a-1	-3.6	-1.4	-5.0	-149.5	-154.1	-59.9	-214.0	-363.5		5.66
	b-2	-3.1	-1.5	-4.6	-137.5	-132.7	-64.2	-196.9	-334.4		5.66
	c-4	-2.4	-2.0	-4.4	-131.6	-102.7	-85.6	-188.3	-319.9		5.66
Lower zone	1-e	3.1	2.2	5.3	158.5	132,7	94.2	226.8	385.3		6.40
	3-e	2.8	1.7	4.5	134.6	119.8	72.8	192.6	327.2		
	5-e	2.3	2.3	4.6	137.5	98.4	98.4	196.9	334.4		
Braces	1-2	-0.3	0.4	0.1	3.0	-12.8	17.1	-	-9.9	20.1	3.28
	2-3	0.3	-0.5	-0.2	-6.0	12.8	-21.4	-	60.9	-27.4	6.05
	3-4	-0.5	0.6	0.1	3.0	-21.4	25.7	-	18.4	28.7	5.36
	4-5	0.7	-0.7	0	0	30.0	-30.0	-	30	-30.0	6.13
Support reactions	A	2.3	0.7	3.0	89.7	97.2	31.2	128.4	218.1		-
	B	0.7	2.3	3.0		31.2	97.2	128.4			

Table 2. Intension in the girder elements

Intensions were calculated with the help SCAD.

Cross-sections of elements which were approved during calculations:

Upper zone with a cross-section 17,0x44,2cm, which consists of 13 planks of 34 mm thickness: 3,4x13=44,2 cm.

Lower zone made of two angles 75x50x7.

Braces with a cross section 170x136, which consists of 4 planks of 36 mm thickness;

Attachment of the metallic plates to the braces: we take connecting steel plates section 10x80 mm. In order to absorb the load of 30 kN take 2 bolts with a diameter of 18 mm.

Reference node: accept thrust plate thickness of 14 mm with reinforcing ribs 14x80 mm.

Round beam for studs we accept 200 mm height and a width of 220 mm.

Ridge node of the upper zone: lining braces are attached to the central screw d = 24 mm, wooden pads with a section 125x200 mm are attached to the panels of the upper belt by bolts d = 18 mm.

6. SUMMARY

Based on the analysis the relevance of this type of constructions was revealed, advantages considered, as well as the area of possible implementation and prospects.

Since 1991, due to the unstable economic situation in our country, the mass production of wooden structures has been almost collapsed. Manufacture is carried out on individual plants occasionally for single orders. However, based on the existing feasibility studies, as well as on the analysis of domestic and foreign experience, experts recommend wider usage of wooden and glued wooden constructions in frames and roof structures of buildings.

In German-speaking countries from 30 to 50% of all houses are wooden, and in the Nordic countries and the United States - up to 90%. On average in Europe, currently the share of bearing structures made of wood co-constitutes only 10% (of steel - 20%, concrete and other materials - 70%), but the numbers are projected to double. Consumers prefer wooden houses and structures because of their aesthetic qualities, natural texture, exceptional thermal and sound insulation properties, as well as the overall beneficial effect on the human body.

The developed design of a metal-and-wood girder can be used for the design of large-span industrial buildings of various number of floors in the North-West region of Russia.

REFERENCES

[1] Altabdzhi Y. Prochnost ideformativnost plitpokrytiy s armirovannym derevyannymkarkasom. Vladimir, 2005. 170 p. (rus)

[2] Borri A., Corradi M. Strengthening of timber beams with high strength steel cords. Composites Part B: Engineering.2011. No. 42(6). Pp. 1480–1491

[3] Cheung K. C. K. Wooden Structures. Encyclopedia of Materials: Science and Technology. 2001. Pp. 9766–9776

[4] Cuadrado J., Zubizarreta M., Pelaz B., Marcos I. Methodology to assess the environmental sustainability of timber structures. Construction and Building Materials.2015. No. 86. Pp. 149-158

[5] Danielsson H., Gustafsson J. Fracture analysis of glued laminated timber beams with a hole using a 3D cohesive zone model. Engineering Fracture Mechanics.2014. No. 124. Pp. 182-195

[6] De Luca V., Marano C. Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars.Construction and Building Materials.2012. No. 30. Pp. 206–217

[7] Delova M. I. Deformirovani yeizgibayemykhkleyenykhderevyannykh elementov pristaticheskomnagruzhenii. Kursk, 2001. 165 p. (rus)

[8] Frangi A., Fontana M., Hugi E., Jübstl E. Experimental analysis of cross-laminated timber panels in fire. Fire Safety Journal.2009. No. 44 (8). Pp. 1078-1087

[9] Fu M., Yongjian L., Na L., Zhiwei Z., Siviero E. Application of modern timber structure in short and medium span bridges in China. Journal of Traffic and Transportation Engineering.2014. No. 1. Pp. 72-80

[10] Gappoyev M. M. Otsenkanesushcheysposobnostiderevyannykhkonstruktsiymetodamimekhanikirazrusheniya. Moscow, 1996. 265 p. (rus)

[11] Gilbert P., Hancock S., Bailleres H., Mohammed H. Thin-walled timber structures: An inves-tigation. Construction and Building Materials.2014. No. 73. Pp. 311–319

[12] Hansson E. Analysis of structural failures in timber structures: Typical causes for failure and failure modes. Engineering Structures.2011. No. 33(11). Pp. 2978–2982

[13] IasefMd R., Sassone M. Tree-inspired dendriforms and fractal-like branching structures in architecture: A brief historical overview. Frontiers of Architectural Research.2014. No. 3(3). Pp. 298–323

[14] Jasieńko J., Nowak T. Solid timber beams strengthened with steel plates – Experimental studies. Construction and Building Materials.2013. No. 63. Pp. 81-88

[15] Jorissen A., Fragiacomo M. General notes on ductility in timber structures. Engineering Structures.2011. No. 33. Pp. 2987–2997

[16] Kortis J., Lubos D., Handrikb M. The Numerical Analysis of the Joint of the Steel Beam to the Timber Girder. Procedia Engineering. 2014. No. 91. Pp. 160-164

[17] Kuilen J., Ceccotti A., Xia Z., Minjuan H. Very Tall Wooden Buildings with Cross Laminated Timber. Procedia Engineering. 2011. No. 14. Pp. 1621–1628

[18] Labudin B. V. Sovershenstvovaniyederevyannykhkleyenykhkonstruktsiy s prostranstvenno-regulyarnoystrukturoy. M., 2006.310 p (rus)

[19] Malo K.A., Siem J., Ellingsbø P. Quantifying ductility in timber structures. Engineering Structures.2011. No. 33. Pp. 2998-3006

[20] McConnell E., McPolin D., Taylor S. Post-tensioning of glulam timber with steel tendons. Construction and Building Materials.2014. No. 73. Pp. 426–433

[21] Migunov I. N. Osnovnyyenapravleniyapovysheniyakonkurentosposobnostiderevyannykhkonstruktsiy v stroitelstve. Moscow, 2004. 143 p. (rus)

[22] Moskalev M. B. Sovershenstvovaniyeplitno-strukturnykhmetalloderevyannykhkonstruktsiy. SPb., 2011. 147 p. (rus)

[23] Munch-Andersen J., Dietsch P. Robustness of large-span timber roof structures — Two examples. Engineering Structures.2011. No. 33. Pp. 3113-3117

[24] Nadir Y., Nagarajan P. The behavior of horizontally glued laminated beams using rubber wood.Construction and Building Materials.2014. No. 55. Pp. 398-405

[25] NaychukA. Y. Prochnost elementov derevyannykhkonstruktsiyvusloviyakhslozhnogone-odnorodnogonapryazhennogosostoyaniya. Moscow, 2006. 378 p. (rus)

[26] Peng L., Hadjisophocleous G., Mehaffey J., Mohammad M. Fire resistance performance of unprotected wood–wood–wood and wood–steel–wood connections: A literature review and new data cor-relations. Fire Safety Journal. 2010. No. 45(6-8). Pp. 392–399

[27] Saavedra E.I., Dayyani I., Ajaj R.M., Castro-Triguero R., Das R., Gonzalez P. Analysis of cross-laminated timber by computational homogenisation and experimental validation. Composite Structures.2015. No. 121. Pp. 386-394

[28] Sathre R., Gonzalez-Garcia S. Life cycle assessment (LCA) of wood-based building materials. Eco-Efficient Construction and Building Materials. 2014. Pp. 311-337

[29] Schneider J., Shen Y., Stiemer S.F., Tesfamariam S. Assessment and comparison of ex-perimental and numerical model studies of cross-laminated timber mechanical connections under cyclic loading. Construction and Building Materials.2014. No. 77. Pp. 197-212

[30] Streltsov D. Y. Issledovaniyenesushcheysposobnostidlitelnoekspluatiruyemykhderevyannykhkonstruktsiy. Moscow, 2003. 168 p. (rus)

[31] Toratti T., Schnabl S., Turk G. Reliability analysis of a glulam beam. Structural Safety.2007. No. 29. Pp. 279–293

[32] Yashkova T. N. Raschetioptimizatsiyasterzhnevykhderevyannykhkonstruktsiy s uchetomnelineynostey. Vladimir, 1999. 207 p. (rus)

[33] Zaytseva K. V. Teploprovodnostkleyenogobrusa, ispolzuyemogo v derevyannomdomostroyenii. Kostroma, 2009. 197 p. (rus)

[34] General view on Metropol Parasol [Electronic resourse]. URL: http://www.mirkrasiv.ru/articles/zontik-metropol-samaja-bolshaja-derevjanaja-konstrukcija-v-mire-sevilja-ispanija.html

[35] Process of erection of glued wooden frame of Metropol Parasol [Electronic resourse]. URL: http://www.mirkrasiv.ru/articles/zontik-metropol-samaja-bolshaja-derevjanaja-konstrukcija-v-mire-sevilja-ispanija.html

[36] Final phase of the erection of the atrium [Electronic resourse]. URL: http://www.haus-konzept.ru/o_aura

[37] Mount of the glued wooden bars [Electronic resourse]. URL: http://www.haus-konzept.ru/o_aura

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

TS - 4

Boško STEVANOVIĆ[1], Ivan GLIŠOVIĆ [2], Marija TODOROVIĆ[3]

GLULAM BEAMS REINFORCED WITH INTERNALLY POSITIONED CFRP PLATES

SUMMARY

In recent years the use of fiber reinforced polymer (FRP) composites for strengthening and repairing structural members has significantly increased. This paper presents an experimental study carried out in order to investigate the effectiveness of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) plates as flexural reinforcement of glulam beams. All together ten reinforced beams and three unreinforced control beams were tested up to failure in a four-point bending configuration. Two different reinforcement schemes were considered. The bending behaviour of beams was analysed through their load-deflection relationship, failure mode, ultimate load capacity and stiffness. The addition of CFRP reinforcement to tension zone of glulam beams resulted in improvement in strength, stiffness as well as ductility.

Keywords: glulam, carbon fibers, reinforcement, bending test

Бошко СТЕВАНОВИЌ[1], Иван ГЛИШОВИЌ[2], Марија ТОДОРОВИЌ[3]

ЛЕПЕНО ЛАМЕЛИРАНИ ГРЕДИ ЗАЈАКНАТИ СО ВНАТРЕШНО ПОЗИЦИОНИРАНИ CFRP ПЛОЧИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажано експериментало испитување извршено со цел да се дефинира ефективноста на CFRP плочите како зајакнувачи за свиткување на лепени ламелирани греди. Десет зајакнати греди и три незајакнати контролни греди беа тестирани до лом со метод на свиткување преку товарење во четири точки. Две различни шеми на зајакнување беа разгледувани. Однесувањето на свиткување беше анализирано преку односот товар-поместување, типот на лом, ултимативниот товарен капацитет и крутоста. Додавањето на CFRP зајакнувањето во затегнатата зона на глулам гредите резултираше со подобрување на јакоста, крутоста и дуктилноста.

Клучни зборови: ламелиран носач, карбонски влакна, зајакнување, тест на свиткување

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, bole@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, ivang@imk.grf.bg.ac.rs
[3] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, todorovicm@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

High strength to weight ratio, ease of workmanship and handling, pleasant aesthetic appearance are just some of the properties that make timber attractive for use in construction industry. Additionally, timber is the only truly renewable and environmentally friendly natural building material. On the other hand, timber also has a number of disadvantages. Variability in stiffness and strength properties of wood due to presence of natural defects and variations in growing conditions, make it difficult to predict the behaviour of timber elements when exposed to different loads. These natural variations could be considerably reduced by the use of Engineered Wood Products such as glued laminated timber (glulam). Glulam technology provides a variety of unlimited possibilities in terms of shape and design, but its use for long-span and heavily loaded structures is still limited due to low bending strength and stiffness, as well as due to durability and maintenance drawbacks when compared to concrete and steel structures.

The use of timber reinforcement has been studied and developed in many different research projects. An effective reinforcing system would result in many possible benefits to new structures as well as in rehabilitation of existing structures. It may be applied in order to reduce variability in timber properties, improve the mechanical properties or increase durability of structural members. In addition, a reinforcing system may be used to reduce dimensions of timber elements and allow utilization of lower grades of wood (Gentile 2000).

Traditional strengthening/reinforcing techniques of timber structures use steel and aluminum bars or plates. Such methods, however, have certain drawbacks such as increased dead loads, installation difficulties, limited versatility and resistance to aggressive environment. As an alternative, metal reinforcement can be replaced with fiber reinforced polymer (FRP) plates, sheets or bars. Fiber reinforced polymer is an advanced composite material which consists of many thin and long fibers embedded in a polymer matrix. In civil engineering applications, the two most commonly used fiber types are glass and carbon. Outstanding characteristics such as high stiffness and tensile strength, low weight, easy installation, high durability (no corrosion), electromagnetic neutrality and wide variety of available sizes and shapes, make these composite materials suitable for many structural applications (ACI 440.2R-08 2008). The most common type of connection between the FRP reinforcement and structural elements is adhesive bonding. Therefore, FRP reinforcing technique can be easily and effectively integrated into glulam manufacturing procedure with negligible addition of height and mass to the member undergoing reinforcement.

Although extensive research has been carried out regarding application of FRP composites for reinforcement, repair and strengthening purposes in concrete and masonry structural members, relatively less research has been conducted for timber structures. The majority of extant studies are focused on a flexural reinforcement (Gentile 2000; Gilfillan et al. 2003; Borri et al. 2005; Micelli et al. 2005; Schober and Rautenstrauch 2006; Jankowski et al. 2010; Jacob and Barragan 2010; Fiorelli and Dias 2011; Raftery and Hart 2011; Alhayek and Svecova 2012; Kim et al. 2013; D'Ambrisi et al. 2014). Shear reinforcing studies (Svecova and Eden 2004; Buell and Saadatmanesh 2005; Hay et al. 2006) and studies of local reinforcement for enhancing the tensile strength perpendicular to the grain (Andre 2011) have also been conducted.

This paper describes an experimental study which examines the flexural reinforcement of glulam beams with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) plates. Two different reinforcement schemes were studied based on use of composite materials that are internally bonded to glulam element. Bending behaviour of CFRP reinforced beams was compared to unreinforced beams in order to determine effects of reinforcing solutions.

2. MATERIALS

2.1. Glulam

Glulam was made from spruce timber (*Picea Abies*) which characterized as grade C24 according to EN 338 (CEN 2009). In order to minimize the influence of the variability in timber properties, all timber used in the study was sourced from the same stand. Timber stock was kiln dried to

approximately 18% moisture content and than conditioned in an environment of 65 ± 5% relative humidity and the temperature of 20 ± 2 °C for three months. An average equilibrium moisture content of 11.7% was obtained after the conditioning period and an average timber density of 427 kg/m^3 was recorded. The average mechanical properties, obtained from testing compliant with EN 408 (CEN 2010), are reported in Table 1.

Property	Value
Tensile strength parallel to grain (MPa)	27.8
Compressive strength parallel to grain (MPa)	36.3
Bending strength (MPa)	42.5
Modulus of elasticity parallel to grain (MPa)	11080

Table 1. Experimental mechanical properties of spruce timber

The nominal size of glulam beams was 80 mm (width) x 210 mm (height) x 4000 mm (length). Each beam was composed of seven 80 mm wide and 38 mm thick laminations. Beam manufacture procedure included strategically balanced lay-ups using better quality laminations (the ones with fewer critical strength reducing defects such as knots, fissures and grain deviation) in the region of the highest stress. The laminations were bonded using phenol-resorcinol adhesive. A pressure of 0.6-0.8 MPa was applied to the closed assembly over the course of 24 h at the temperature of approximately 20 °C.

2.2. Fiber reinforced polymer

The FRP material used in this experimental test program comprised carbon fibers in an epoxy matrix. While the carbon fibers provide strength and stiffness of FRP, the epoxy matrix is essential to transfer forces between the individual fibers and to protect the fibers from abrasion and environmental degradation. Carbon fibers are much more expensive than glass fibers, but have significantly higher mechanical properties. In addition, carbon fibers display outstanding resistance to thermal, chemical and environmental effects (Andre 2011).

The CFRP plate used as reinforcement was Sika CarboDur S613 (60 x 1.3 mm), provided by Sika AG. This is a pultruded carbon fiber reinforced polymer plate designed for strengthening concrete, timber and masonry structures. The plate consists of unidirectional fibers positioned longitudinally, and its fiber volume content is greater than 68%. The density of this reinforcement is 1.6 g/cm^3.

The CFRP material was tested in tension according to EN 527-5 (CEN 2009) in order to determine its tensile modulus of elasticity, tensile strength and strain at break. The mechanical properties of carbon fiber plates are shown in Table 2. The experimental results were close to the values specified by the manufacturer.

Property	Value
Tensile strength (MPa)	2846
Modulus of elasticity (MPa)	165543
Strain at break (%)	1.73

Table 2. Experimental results from tensile tests of CFRP plates

2.3. Adhesive

The implementation of FRP reinforcement requires the use of adhesive. Epoxy adhesives are well established in civil engineering and it is reported that they are generally considered to be the most suitable for the bonding of composite materials. Because of their good gap-filling characteristic, limited shrinkage during curing, their ability to achieve full cure at ambient temperature and the low clamping pressures that are required, these adhesives are appropriate for applications in FRP-timber bonded connections (Raftery et al. 2009).

The adhesive used in this experimental test program was Sikadur-330, which is a product of Sika AG. Sikadur-330 is two-component, solvent-free, thixotropic adhesive. A base resin and curing agent (hardener) compose two components of adhesive. By mixing these two components in specific ratio,

adhesive is ready to be used. This adhesive is designed for use at normal temperatures between 10°C to 35°C. The main properties of adhesive Sikadur-330 provided by the manufacturer are shown in Table 3.

Property	Value
Mixing ratio (resin : harder by volume)	4 : 1
Density (g/cm^3)	1.30
Pot life (minutes)	57
Tensile strength after 7 days (MPa)	33.8
Elongation at break after 7 days (%)	1.2
Compressive strength after 7 days (MPa)	77.2
Bending strength after 7 days (MPa)	66.6
Modulus of elasticity after 7 days (MPa)	3489

Table 3. Properties of epoxy adhesive from manufacturer data sheet
(Material and curing conditions: 23°C and 50% R.H.)

3. EXPERIMENTAL METHOD

3.1. Test program

The experimental research was carried out at the Material Testing Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade. The test program involved fabrication of reinforced glulam beams and flexural testing of both unreinforced and reinforced beams. The unreinforced beams were investigated in order to act as a control series for the reinforced beams. Two reinforcement arrangements were studied only with tensile CFRP reinforcement internally bonded to glulam specimens. The use of bonded-in reinforcement is associated with improved fire protection as well as being visually more attractive in comparison to externally applied reinforcement. Furthermore, the possibility of premature delamination is significantly reduced when the reinforcement is placed internally as there is a much greater bond area. The adopted reinforcing schemes involved application of a relatively small amount of composite material: the ratio between CFRP plate cross section and glulam beam cross section was 0.46%. Information regarding all test series is given in Table 4.

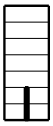
Test series	Cross section	Description	Number of specimens
A		No reinforcement	3
E		One 60×1.3×4000 mm CFRP plate embedded inside the vertical slot cut into the glulam beam	5
F		One 60×1.3×4000 mm CFRP plate incorporated between the two last laminations of the glulam beam	5

Table 4. Test program

3.2. Reinforced beam fabrication

The glulam beams were provided by Piramida Ltd, Serbia. For the beams reinforced with CFRP plates between the last two timber laminations, the manufacturer delivered separately a block which consisted of six bonded laminations and one additional lamination. The beams reinforced with vertically positioned CFRP plate involved routing of the slot by a computer numerical machine. Vertical slot for the reinforcement was made centrally along the bottom side of the beam. Slot was 4 mm wide and 62 mm deep.

The gluing of CFRP plates was planned very carefully. The timber surface was prepared in a way recommended by a manufacturer so that CFRP plates and timber would be properly bonded. For the beams with horizontally positioned reinforcement, sanding with sandpaper was applied at those zones at which CFRP's systems were going to be installed so as to eliminate splinters and dust, all of which was accompanied by vacuum cleaning. Similarly, for the beams with vertically positioned reinforcement, slot was cleaned with a small brush, all of which was later followed by air-blowing. CFRP plates were cut by diamond cutting disc to a desired length, and were cleaned properly with solvent (Sika Colma Cleaner) in order to remove contaminants.

For the beams whose reinforcement was positioned between laminations, bonding started with an application of epoxy adhesive using impregnation roller onto the glulam block in a very thin layer of approximately 0.5 mm. Cleaned CFRP plate was then applied over the glulam surface. A very thin layer of adhesive (0.5 mm) was also applied on additional timber lamination, which was then bonded below the CFRP plate. To ensure proper bonding and correct positioning of the reinforcement, the pressure was applied on the specimens over the course of 24 h.

For the beams reinforced with vertically positioned CFRP plates, the slots were filled three quarters with epoxy adhesive by means of a nozzle and a trowel. Special care has been taken to avoid any air entrapment. Cleaned CFRP plate was then positioned in the slot. The plate pressed out the adhesive which filled the gap between timber and reinforcement. In order to maintain straightness of the reinforcement and to ensure uniform adhesive thickness spacers were placed at equal distance.

The reinforced beams were cured at least 7 days at the room temperature of 22±2 °C in order to ensure proper and adequate bonding between CFRP plate and glulam.

3.3. Beam testing

All beams were subjected to bending test in accordance with EN 408 (CEN 2010). The beams were tested in a four-point bending configuration over a simply supported span of 3780 mm (18 times the beams' height). The two loading points were placed at the third span positions. The load was applied monotonically up to the point of failure using a loading cell (capacity of 250 kN), powered by hydraulic jack. In test procedure, the load was transformed from one to two loading points using a steel beam. Test specimens were simply supported on roller bearings. In addition, roller bearings were used at load application points to ensure pure vertical loading and also to provide moment free loading. Steel plates were placed beneath the two load points, as well as at the supports, so that local indentations would be brought to minimum. Lateral restraints were provided so as to prevent lateral buckling of beams. The typical test set-up is shown in Fig. 1.

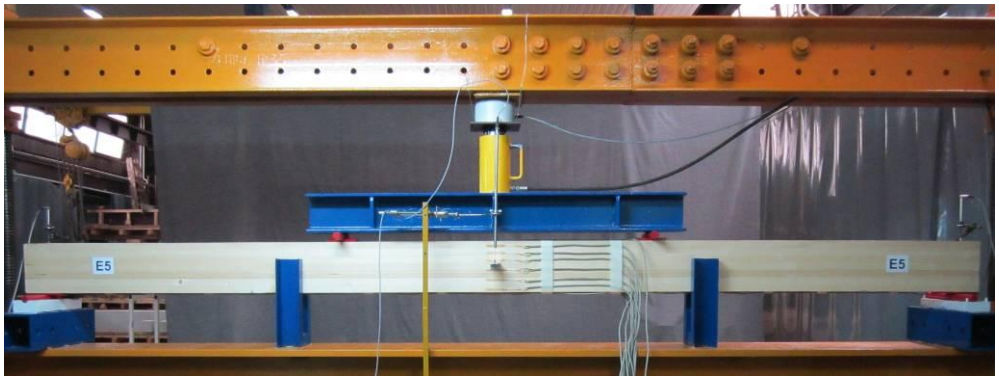


Figure 1. Beam arrangement during test

Deflections of the beams were monitored by linear variable displacement transducers (LVDTs). One LVDT measured deflection at mid-span, while two LVDTs measured local indentations at the supports. Furthermore, strains were monitored by strain gauges at the mid-span of the beam across the beam's height. The strain from strain gauges, deformation data from LVDTs and corresponding load data from a loading cell were all recorded by a computerized data acquisition system. Data acquisition was carried out with a frequency of 2 Hz.

Monotonic static load was applied at a stroke-controlled rate of 4.5 kN per minute so as to cause the failure of the unreinforced beams in approximately 10 min. The reinforced beams were tested with the same load rate in order to ensure a fair comparison of test results. The failure of the reinforced beams was achieved in 10-15 min. Before the tests were performed, the specimens were conditioned in an environment of 65 ± 5% relative humidity and temperature of 20 ± 2 °C. Soon after testing, moisture content was measured in each beam by a digital hygrometer at different locations. The moisture content in tested beams varied between 10.2% and 11.6%.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1. Load-deflection behaviour and failure mode

The load-deflection behaviour until the point of failure of both unreinforced and reinforced beams is shown in Fig. 2.

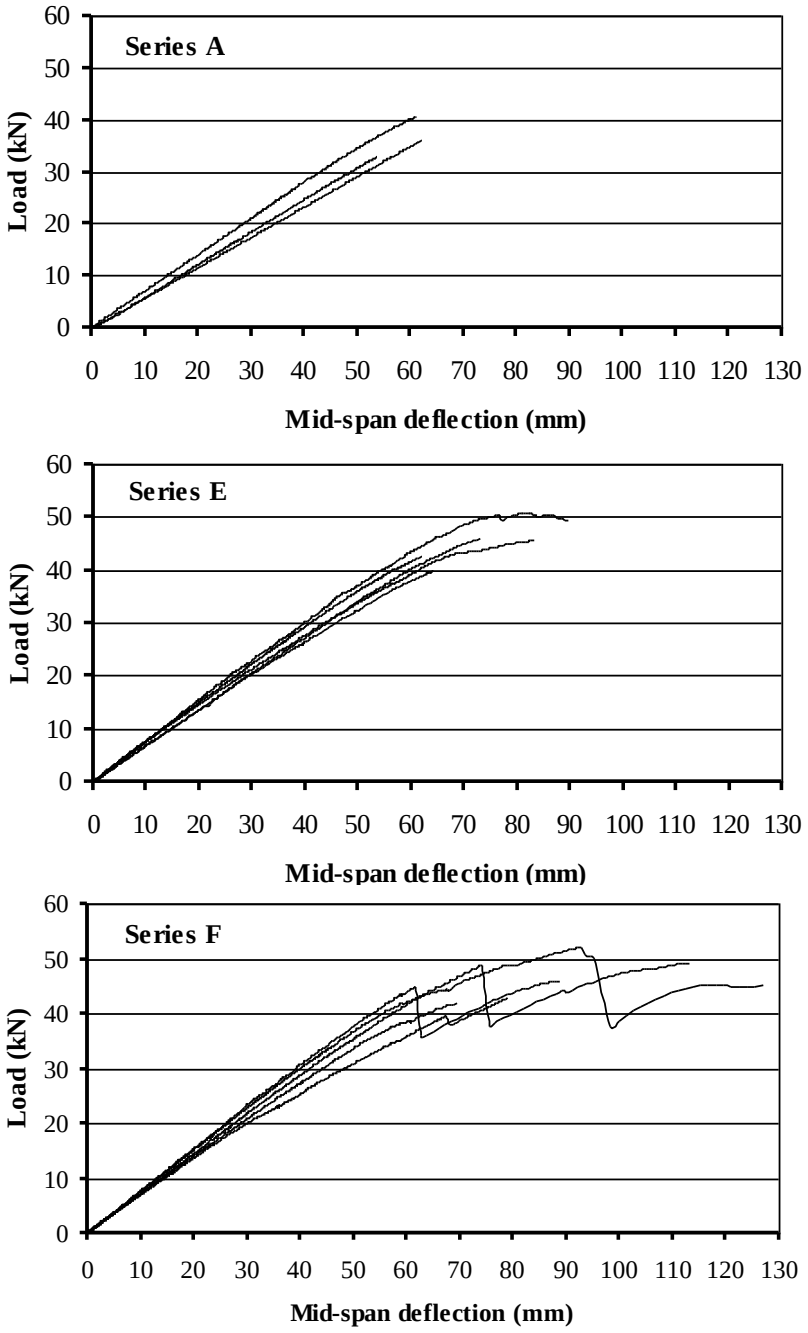


Figure 2. Load-deflection curves from bending tests

The unreinforced glulam beams (Series A) exhibited quite linear load-deflection behaviour up to failure. All unreinforced beams experienced failures brought about by excessive tensile stresses in bottom laminations. Due to brittle nature of the timber behaviour in tension, most beams failed suddenly, without any visible fractures before reaching ultimate load carrying capacity. Once the timber showed signs of fractures, the cracks promptly developed and in some cases propagated along the timber grain, past the load application points and towards the supports (Figs. 3a and 3b). Two out of three beams showed failure initiated at defects (e.g. knots), which were located in the zone of maximum bending moment between load application points. One beam failed in clear wood in the bottom lamination. There were no signs of compressive plasticization at the top lamination in any of unreinforced beams.

Figure 3. Beam failure modes

Load-deflection curves showed that those beams which are reinforced with CFRP plates positioned in the vertical slot (Series E) essentially demonstrated linear behaviour up to failure. These beams generally failed through tension failure of the bottom laminates. Yielding of timber was limited due to early appearance of cracks in tension zone. The positive effect induced by the presence of vertical reinforcement was not sufficient to bridge local defects and localize the rupture. Moreover, the longitudinal slot used to insert the CFRP plate weakened the beam by disturbing the timber grain. Four out of five beams showed failure initiated at timber defects (knots, resin pocket), as shown in Figs. 3c and 3d. One beam failed in shear with fracture observed just above the reinforcement. Compression wrinkles were evident in the top lamination in one of the test beams. Bond between reinforcement and timber was effective up to the point of failure of the beams. The detachment of CFRP plate from timber occurred only after timber had ruptured.

Significant nonlinear load-deflection behaviour was experienced when glulam beams were reinforced with CFRP plate between the last two timber laminations (Series F). The most frequent failure mechanism of these beams was presented in two stages. After the initial linear-elastic phase and effect of plastic yielding of the timber compression zone, beams fractured at timber defects below the

reinforcement. The load carrying capacity dropped sharply after the initial tension failure occurred in the lamination below the CFRP plate. As the reinforcement remained in position, the load-deflection behaviour continued nonlinearly and the load capacity increased up to a subsequent global tension failure in laminations above the CFRP plate (Figs. 3e and 3f). Compression buckling was clearly visible in top laminations. In four out of five beams the global failure were initiated at a knot in lamination above the reinforcement. Premature horizontal shear failure occurred in one beam. None of the observed failures were due to delamination of the reinforcement in CFRP-epoxy region. There was some localized debonding of CFRP plate adjacent to tension cracks in the timber, but the bond between reinforcement and timber remained intact outside the failure region.

4.2. Ultimate load carrying capacity and stiffness

The results of experimental tests in regard to maximum load, ultimate bending moment, maximum mid-span deflection and bending stiffness for each test series are shown in Table 5. For each beam, the ultimate bending moment M_u was calculated according to the equation:

$$M_u = \frac{P}{2}\frac{l}{3} = \frac{Pl}{6} \tag{1}$$

where P is the maximum applied load and l is the beam span. The apparent bending stiffness EI was calculated from the initial linear portion of the load-deflection curve of each beam and using the mid-span deflection equation for four-point bending:

$$EI = \frac{23}{648}\frac{\Delta P l^3}{2\Delta w} \tag{2}$$

where $\Delta P/\Delta w$ is the slope of load-deflection curve between 10% and 40% of maximum load and l is the beam span.

Test Series		Maximum load (kN)	Maximum mid-span deflection (mm)	Maximum bending moment (kNm)	Bending stiffness EI ($\times 10^{11}$ Nmm^2)
A	Average	37.2	59.8	23.8	6.33
	CV (%)	13.4	9.5	13.4	9.2
E	Average	45.0	74.4	28.8	7.18
	CV (%)	9.2	16.0	9.2	5.5
F	Average	46.4	95.3	29.7	7.28
	CV (%)	9.3	25.2	9.3	6.2

CV = Coefficient of variation

Table 5. Summary of experimental results from bending tests

The effect of the reinforcement on the maximum load is clearly demonstrated. The beams of Series F reinforced between the last two laminations achieved an average maximum load capacity of 46.4 kN compared to the unreinforced beams whose load capacity totaled 37.2 kN, which represented an increase of 24.8%. The average maximum load of 45.0 kN was obtained for the beams of Series E, whose reinforcement was positioned in the vertical slot. This value corresponded to 20.8% increase compared to average maximum load of the unreinforced beams. The effect of bridge over timber defects was more pronounced in case of horizontally positioned CFRP plate as compared to vertically positioned CFRP plate.

The unreinforced beams (Series A) had an average bending stiffness of 6.33×10^{11} Nmm^2. Introduction of material with high tensile modulus of elasticity in the cross section resulted in improvement in stiffness for all reinforced beams. The average stiffness of beams with reinforcement between last laminations (Series F) was 7.28×10^{11} Nmm^2. As compared to the unreinforced beams, this corresponded to an average increase of 14.9%. The average stiffness of the beams reinforced with vertically positioned reinforcement (Series E) was measured as 7.18×10^{11} Nmm^2, which represented an average increase of 13.4% compared to the stiffness of the unreinforced specimens. Longitudinal

vertical slot cut in the timber in order to insert the CFRP plate produced some damage that was deemed to be the influential factor for the decrease of stiffness exhibited by the beams of Series E.

Introduction of reinforcement in the beam's cross section had a positive effect on the variability in strength and stiffness. This can be due to influence of the CFRP reinforcement, which is manufactured in factory controlled environment to very precise tolerances in relation to its mechanical properties.

CFRP reinforcement in glulam beams reduced the mid-span deflection compared to the unreinforced beams at the same load level in the elastic region. This low deflection is desirable from the standpoint of serviceability limit state in timber structures. On other hand, CFRP reinforced beams underwent large deformations before the global failure occurred when compared to the unreinforced beams. The average mid-span deflection increased 24.4-59.5%. After initial failure of lamination below the reinforcement had occurred, the beams of Series F continued to carry the load in the same way as those beams reinforced at intrados surface, with increased reinforcement percentage, which affected the final deflection.

5. CONCLUSIONS

An experimental study on glulam beams reinforced with CFRP plates has been presented. Altogether ten beams internally reinforced with two different reinforcement schemes and three unreinforced control beams were tested in flexure. The effect of reinforcing solutions was evaluated with regard to load-deflection behaviour, failure mode, ultimate load capacity and stiffness. The following conclusions have been drawn:

- The unreinforced beams showed linear elastic behaviour with brittle tension failures. Tensile reinforcement had an influence on the plastic behaviour of beams, which was not so predominant due to timber low tensile strength. The rupture of CFRP reinforced beams was mainly governed by the defect in the timber.
- The bond between reinforcement and timber was effective up to the moment of beam fracture. CFRP plate debonding was only observed as a post failure phenomenon. This means that the epoxy adhesives were quite successful in transferring the loads from timber to reinforcement.
- Both reinforcement solutions resulted in improvements in the ultimate load carrying capacity and stiffness when compared to the unreinforced beams. The average increase in the maximum load of 20.8-24.8% and average increase in stiffness of 13.4-14.9% were attained for reinforcement percentage of 0.46%.
- The reinforced beams experienced lower deflection in elastic region compared to the unreinforced beams. On the other hand, the reinforced beams ensured greater deflection before the failure.
- Variability in results regarding mechanical properties was reduced when CFRP plate was bonded in the tension zone. This indicates the ability of the CFRP material to reduce the effect of natural defects in timber.
- The best reinforcement arrangement differs according to specific design requirements. Based on findings of earlier researches, the use of externally bonded CFRP plate at the intrados surface of the beam produced the most favorable reinforcement effect. However, as internally positioned CFRP plate is not visible, this type of reinforcing intervention proved to be of interest.

REFERENCES

[1] Alhayek, H., and Svecova, D. (2012). "Flexural stiffness and strength of GFRP-reinforced timber beams." Journal of Composites for Construction, 16(3), 245-252

[2] American Concrete Institute Committee 440. (2008). "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures." ACI 440.2R-08, Farmington Hills, Mich, USA

[3] Andre, A. (2011). "Benefits of strengthening timber with fibre-reinforced polymers." PhD thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden

[4] Buell, T. W., and Saadatmanesh, H. (2005). "Strengthening timber bridge beams using carbon fibre." Journal of Structural Engineering, 131, 173-187

[5] D'Ambrisi, A., Focacci, F., and Luciano, R. (2014). "Experimental investigation on flexural behavior of timber beams repaired with CFRP plates." Composite Structures, 108, 720-728

[6] Borri, A., Corradi, M., and Grazini, A. (2005). "A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials." Composites: Part B, 36, 143-153

[7] European Committee for Standardization (CEN). (2009). "Structural timber - Strength classes." EN 338, Brussels, Belgium

[8] European Committee for Standardization (CEN). (2010). "Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties." EN 408, Brussels, Belgium

[9] European Committee for Standardization (CEN). (2009). "Plastics - Determination of tensile properties - Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites." EN ISO 527-5, Brussels, Belgium

[10] Fiorelli, J., and Dias, A. A. (2011). "Glulam beams reinforced with FRP externally-bonded: theoretical and experimental evaluation." Materials and Structures, 44(8), 1431-1440

[11] Gentile, C. (2000). "Flexural strengthening of timber bridge using FRP." MSc thesis, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba, Canada

[12] Gilfillan, R. J., Gilbert, S. G., and Patrick, G. R. H. (2003). "The use of FRP composites in enhancing the structural behaviour of timber beams." Journal of Reinforced Plastics and Composites, 22(15), 1373-1388

[13] Hay, S., Thiessen, K., Svecova, D., and Bakht, B. (2006). "Effectiveness of GFRP sheets for shear strengthening of timber." Journal of Composites of Construction, 10(6), 483-491

[14] Jacob, J., and Barragan, O. L. G. (2010). "Flexural strengthening of glued laminated timber beams with steel and carbon fiber reinforced polymers." MSc thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden

[15] Jankowski, L. J., Jasienko, J., and Nowak, T. P. (2010). "Experimental assessment of CFRP reinforced wooden beams by 4-point bending tests and photoelastic coating technique." Materials and Structures, 43(1-2), 141-150

[16] Kim, Y. J., Hossain, M., and Harries, K. A. (2013). "CFRP strengthening of timber beams recovered from a 32 year old quonset: Element and system level tests." Engineering Structures, 57, 213-221

[17] Micelli, F., Scialpi, V., and La Tegola, A. (2005). "Flexural reinforcement of glulam timber beams and joints with carbon fiber-reinforced polymer rods." Journal of Composites for Construction, 9(4), 337-347

[18] Raftery, G. M., and Harte, A. M. (2011). "Low-grade glued laminated timber reinforced with FRP plate." Composites: Part B, 42(4), 724-735

[19] Raftery, G. M., Harte, A. M., and Rodd, P. D. (2009). "Bonding of FRP materials to wood using thin epoxy gluelines." International Journal of Adhesion and Adhesives, 29(5), 580-588

[20] Schober, K. U., and Rautenstrauch, K. (2006). "Post-strengthening of timber structures with CFRP's." Materials and Structures, 40(1), 27-35

[21] Svecova, D., and Eden, R. J. (2004). "Flexural and shear strengthening of timber beams using glass fibre reinforced polymer bars - an experimental investigation." Canadian Journal of Civil Engineering, 31(1), 45-55

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

TS - 5

Marta STOJMANOVSKA[1], Viktor HRISTOVSKI[2]

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESEARCH OF XLAM PANEL SYSTEMS

SUMMARY

This paper presents and discusses some of the results from the comprehensive experimental and analytical investigations of the behavior of XLAM structural systems under seismic actions. Two full scale XLAM models were tested on the shaking table in the IZIIS dynamic testing laboratory. Both of the tested models behaved almost as a rigid body with no visible damage. In both models seismic energy has been dissipated through panel to foundation anchorage system. Comparison of the finite element results to the experimental ones demonstrated similar trend of behavior and proved that the developed numerical models can be successfully applied in practice for prediction of dynamic behavior of this type of structures.

Keywords: Xlam, shaking table tests, finite element analyses

Марта СТОЈМАНОВСКА[1], Виктор ХРИСТОВСКИ[2]

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧКО ИСТРАЖУВАЊЕ НА ПАНЕЛНИ СИСТЕМИ ОД ВКРСТЕНО ЛЕПЕНО ЛАМЕЛИРАНО ДРВО (XLAM)

РЕЗИМЕ

Во рефератот се презентирани и дискутирани дел од резултатите добиени од обемните експериментални и аналитички истражувања на однесувањето на XLAM конструктивните системи при сеизмички дејства. Два XLAM модели во реална големина беа тестирани на вибро-платформата во лабораторијата за динамички испитувања во ИЗИИС. Двата тестирани модела се однесуваа скоро како крути тела, без видливи оштетувања. И кај двата модела сеизмичката енергија се дисипира преку врските меѓу панелните елементи и темелите. Споредбата на аналитичките и експерименталните резултати покажа сличен тренд на однесување и потврди дека развиените нумерички методи може успешно да се применуваат во пракса за предвидување на динамичкото однесување на овој тип на конструкции.

Клучни зборови: Xlam , тестови на вибро платформа, анализи со метод на конечни елементи

[1] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marta@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, viktor@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Вкрстеното лепено ламелирано дрво или популарно XLam (Cross Laminated) е нов, оригинал производ од дрво, развиен во деведесетите години во Австрија и Германија кој многу бргу го освојува Европскиот и Северно-Американскиот пазар. Панелните елементи од вкрстено лепено ламелирано дрво се составени од три, пет, седум и повеќе слоеви од меко дрво, најчесто смрека, но може и бор и ариш, залепени заедно долж целата површина на секој панел (Слика 1).

Слика 1. Суровински штици за производство на XLAM панели

Самиот процес на производство му дава на панелниот елемент низа предности во однос на стандардното дрво што се користи за градење. Го намалува собирањето и набубрувањето на даските, ја зголемува статичката јакост и одржувањето на формата и овозможува пренесување на товарите преку целата рамнина на панелот. Исто така, надворешните ламели од панелните елементи, кои всушност ја дефинираат јакоста и изгледот на самиот елемент, се составени од дрво со подобар квалитет, односно повисока јакост и пофина површина во однос на ламелите во средината овозможувајќи на тој начин искористување и на дрвото со послаб квалитет. Големината и формата на панелните елементи од вкрстено лепено ламелирано дрво ја дефинира самиот производител, а зависат и од условите на транспорт и монтажа. Самата монтажа е брза и едноставна и не бара посебно квалификувани работници.

На кратко, може да се каже дека конструкциите од вкрстено лепено ламелирано дрво стануваат сериозна конкуренција на традиционалните бетонски или челични конструкции. Сепак сè уште постојат низа непознаници во однос на карактеристиките и однесувањето на овие конструкции. Како резултат на тоа, овие конструкции сè уште не се вклучени во актуелните европски стандарди за градење и за нивното проектирање и изградба не може да се најдат никакви упатства или препораки.

До сега спроведени се неколку истражувања во Европа и Северна Америка со цел што подобро разбирање на потенцијалот што вкрстеното лепено ламелирано дрво го има, посебно во однос на отпорноста на сеизмички дејства.

Во лабораторијата за динамички испитувања во институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија ИЗИИС Скопје, беше спроведена обемна експериментална програма и изведени тестови на сеизмичка платформа на два еднокатни модела од вкрстено лепено ламелирано дрво. Целта на овие тестови беше да се добијат повеќе податоци за однесувањето на XLAM конструкции под дејство на земјотрес и врз основа на добиените резултати да се развие аналитички модел кој што пореално би го симулирал динамичкиот одговор на овој тип на конструкции.

Во овој реферат даден е краток опис на самите истражувања и презентирани се дел од резултатите.

2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ТЕСТОВИ

Двата тестирани модела се состојат од два главни ѕидни панели поставени паралелно на нанесената побуда од земјотрес, кровен панел и два бочни панели за обезбедување на подолжната стабилност. Ѕидните панели за Модел 1 се состојат од еден дел и се со димензии 244 x 272 x 9.4 cm, а за Модел 2 се состојат од два панела со димензии од по 122 x 272 x 9.4 cm споени на средината со метални врски. За прицврстување на ѕидните панели за бетонските темели користени се по пет метални плочи или анкери со ребро со должина од 105 mm за Модел 1 и шест за Модел 2 со тоа што првиот и последниот се поставени на растојание од 10 cm од краевите на панелите. По десет аголни клинци 4 x 60 mm се употребени за прицврстување на анкерите за панелите а за нивно прицврстување за бетонските темели употребени се завртки M12 со должина на анкерисување од 100 mm (Слика 2).

Слика 2. Тестирани модели и применети врски

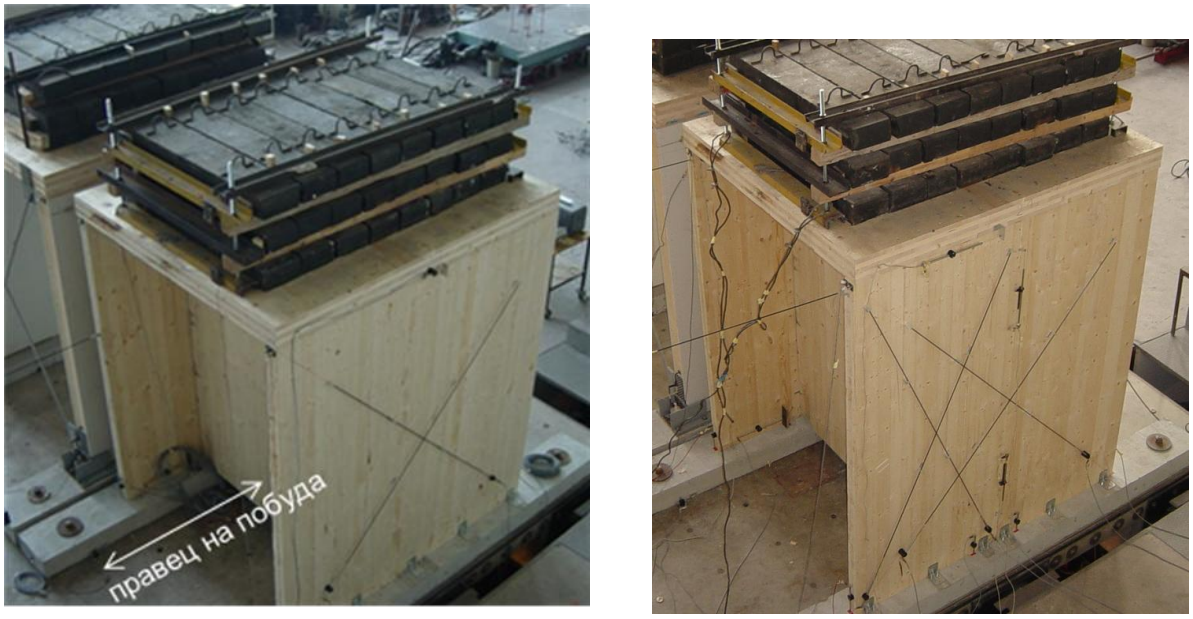
2.1. Инструментација и процедура на тестирање

За инструментација на двата модела применети се два типа мерни инструменти: мерачи на забрзувања и мерачи на поместувања.

Инструментацијата за Модел 1 се состои од 18 мерачи на поместување: 2LP (linear potentiometers) и 14LVDT (linear variable displacement transducers); и 5 мерачи на забрзување: 5AM (accelerometers). Мерени се следниве параметри: поместување на врвот на моделот, смолкнување меѓу кровниот и sидниот панел, смолкнување меѓу sидните панели и бетонските темели, смолкнување меѓу тестираниот модел и вибро- платформата, дијагонални деформации на sидните панели, како и одвојување на истите, т.н uplift.

Инструментацијата за Модел 2 е потполна иста како и за Модел 1 со тоа што има дополнителни 10 мерачи на поместување: 4LVDT за мерење на дијагоналните деформации, 2LVDT за мерење на одвојувањето на панелите и 4LVDT за мерење на смолкнување на спојот меѓу двата панели.

Со цел да се симулира реална трикатна конструкција, товарењето на моделот е извршено со 24 челични инготи од по 400kg, поставени во три реда на на кровниот панел и цврсто поврзани за истиот, што одговара на маса на 3-катна конструкција. Вкупната додадена маса на моделот изнесува 9.6t (Слика 3).



Слика 3. Инструментација за Модел 1 и Модел 2

Самата процедура на тестирање вклучуваше изведба на тестови со метод на принудни вибрации, и тестови со метод на амбиент вибрации со цел дефинирање на сопствените динамички карактеристики на моделите односно сопствените фреквенции и соодветни форми на осцилирање, како и тестови со хармонска побуда со фреквенција од 7.5 Hz и 5 Hz, и тестови со земјотресна побуда. Секоја од земјотресните побуди е нанесена со различни нивоа на максималното забрзување на тлото (Peak Ground Acceleration PGA) од 0.032g до 0.37g за Модел 1 и од 0.18g до 0.38g за Модел 2.

3. НУМЕРИЧКИ АНАЛИЗИ

За нумеричката верификација на извршените експериментални тестови користен е компјутерскиот програм за нелинеарна статичка и динамичка анализа на конструкциите FELISA/3M, развиен во ИЗИИС.

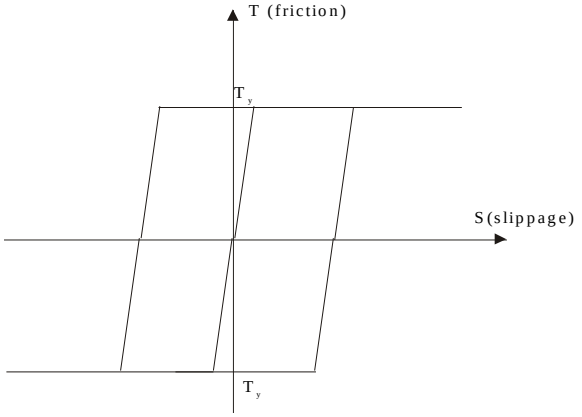
Дополнително се развиени конститутивни закони кои го опишуваат однесувањето на врските и зоната на контактот меѓу дрвениот панел и бетонските темели и преку соодветни субрутини се вметнати во оригиналниот програм.

3.1 Конститутивни релации за зоната на контактот

Во ова истражување триењето е земено в предвид преку униаксијален еластичен совршено пластичен модел (Слика 4) со променлива сила на смолкнување при течење T_y во зависност од аксијалната сила на притисок N, односно:

$$T_y=fN$$

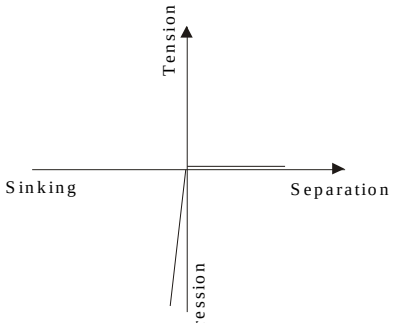
каде f е константа на триење зависна од површината на контактот.



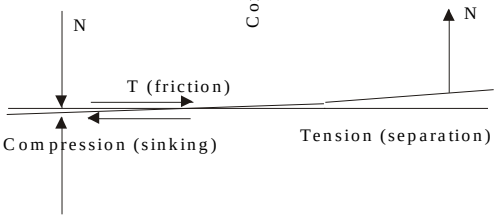
Слика 4. Конститутивен закон во тангенцијален правец (триење) со претпоставена константна нормална сила

Покрај триењето кое делува тангенцијално во зоната на контактот земени се в предвид и одвојувањето и спуштањето, претпоставувајќи т.н „гап" однесување на контактните точки, односно при дејство на сила на притисок во зоната на контактот, крутоста станува многу голема и имаме линеарно еластично однесување. Во случај на затегнување пак, контактот не прима никаква сила и доаѓа до одделување (Слика 5а). Овој модел на одвојување нанесен е на целата зона на контактот заедно со моделот на триењето користејќи еден линк елемент за двата степени на слобода, (Слика 5б).

а)



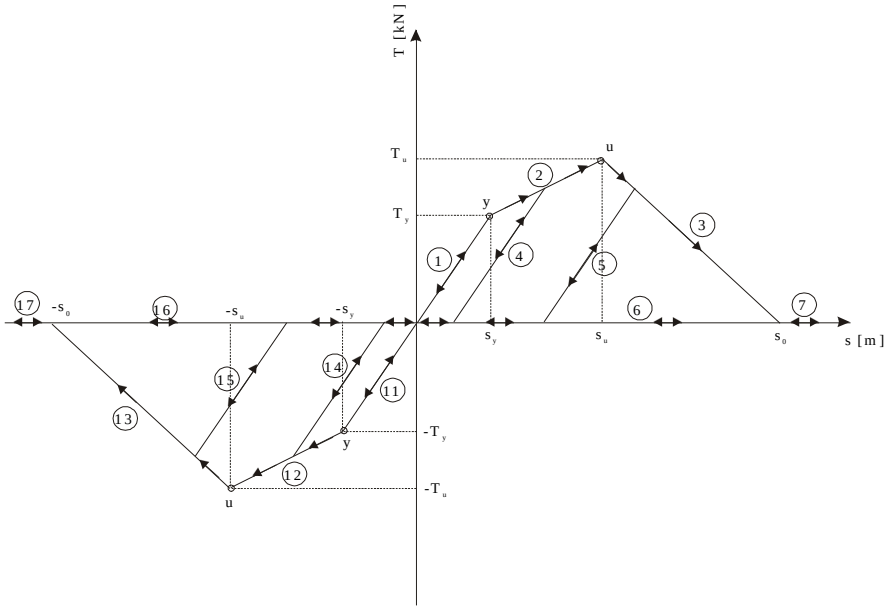
б)



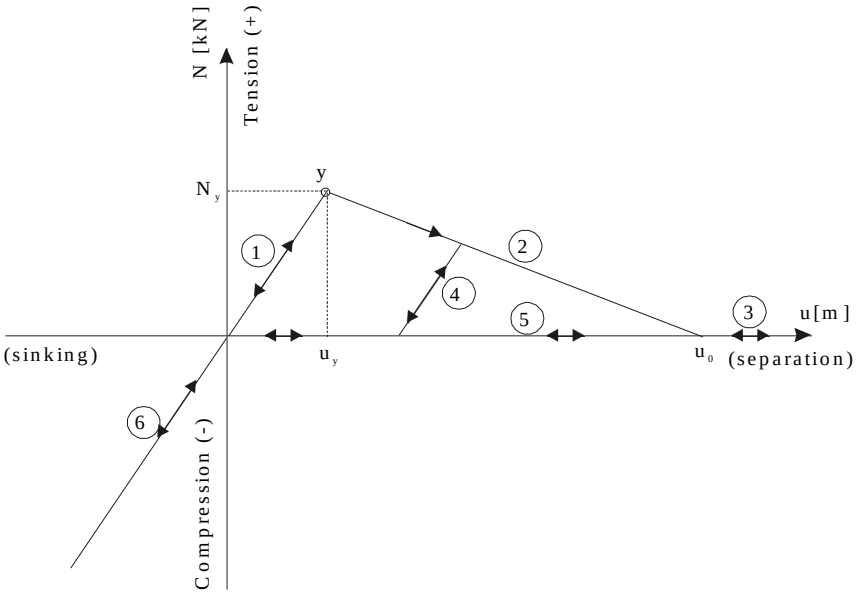
Слика 5 а) Конститутивен закон во нормален правец претпоставувајќи т.н „гап" однесување
б) Моделирање на зоната на контактот

3.2 Конститутивни релации за анкерите

Врз основа на веќе изведени базични квазистатички тестови на анкерните врски, предложени се конститутивни закони кои го симулираат однесувањето на истите, во тангенцијален и нормален правец (Слика 6 и 7 соодветно). И двата конститутивни модела имаат опаѓачки линии кои се неопходни за моделирање на т.н postpeak однесување на системот.

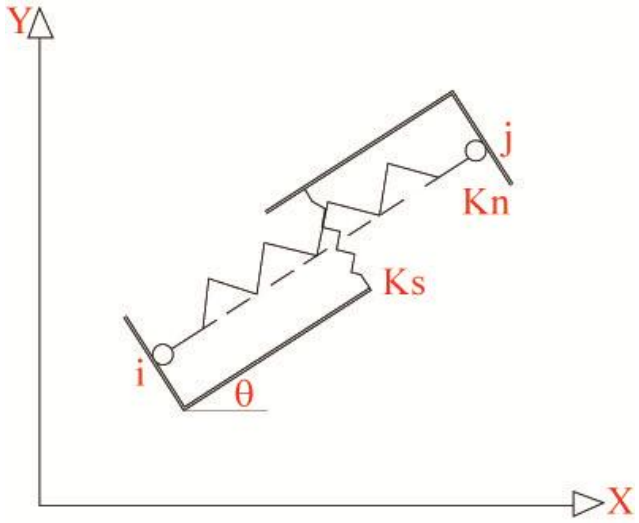


Слика 6. Конститутивни релации за врските: тангенцијален правец



Слика 7. Конститутивни релации за врските: нормален правец

Зоната на контактот и врските се моделирани со користење на стандарден линк елемент со нула должина, составен од две точки, секоја со по два степени на слобода-поместувања во хоризонтален и вертикален правец претставен на Слика 8, каде K_n тангентна крутост во аксијален правец, K_s е тангентна крутост во тангенцијален правец а θ е агол на правец на елементот во однос на глобалната x-оска.



Слика 8. Формулација на линк елементот за врските и зоната на контактот

Следејќи го методот на конечни елементи развиен е дводимензионален модел со конечни елементи во кој самиот дрвен панел претставува континуум со дисконтинуитети односно врските и зоната на контактот. Дрвениот панел е моделиран со користење на изо-параметарски конечни елементи со 8 јазли, а за моделирање на врските и зоната на контактот користени се нелинеарни линк елементи.

Направени се динамички анализи со временски истории на забрзување од сите земјотресни записи применети при експерименталните тестови, и направена споредба со експериментално добиените резултати.

4. РЕЗУЛТАТИ И КОМЕНТАРИ

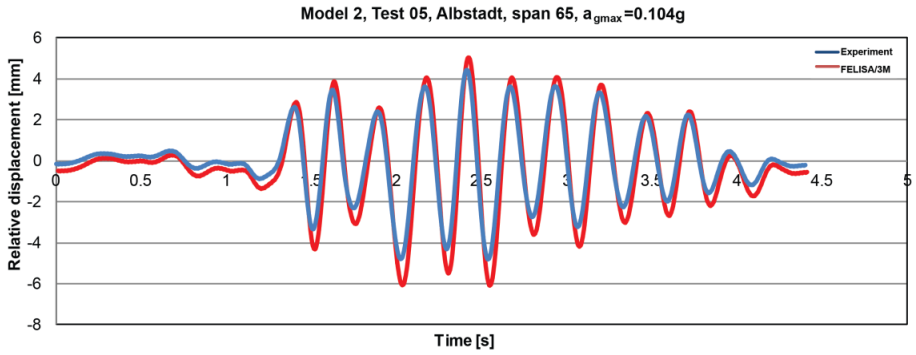
Во овој труд прикажани се споредбените вредности на релативните поместувања и апсолутни забрзувања на врвот на панелот за Модел 2, под дејство на селектирани земјотресни и хармонски побуди (Табела 1).

$U_{e,max}$, $a_{e,top}$, ги претставуваат вредностите на релативното хоризонтално поместување и забрзување на врвот на панелот добиени при соодветениот експериментален тест, а $U_{a,max}$, $a_{a,top}$, се нумеричките вредности добиени со FELISA/3M.

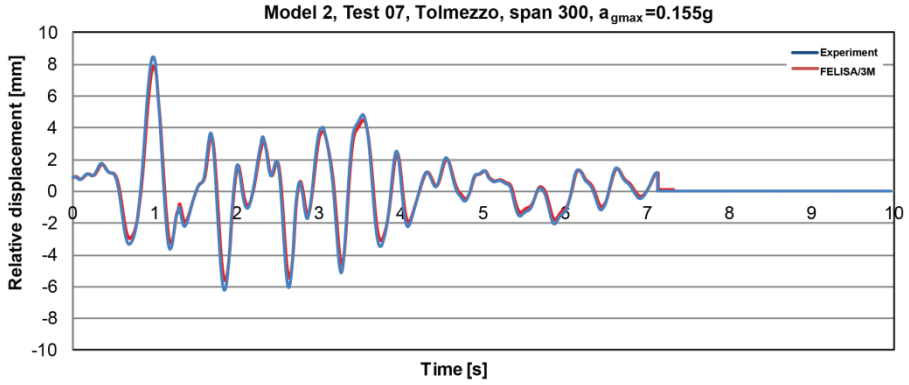
Тест бр.	**a_{gmax} (m/s^2)**	**$U_{e,max}$ (mm)**	**$U_{a,max}$ (mm)**	**$a_{e,top}$ (m/s^2)**	**$a_{a,top}$ (m/s^2)**
05	0.104g	4.815	5.741	0.268g	0.261g
07	0.155g	8.443	8.06	0.386g	0.435g
09	0.141g	8.22	8.29	0.312g	0.345g
15	0.164g	11.015	10.761	0.314g	0.426g
18	0.189g	10.103	11.93	0.423g	0.502g
24	0.746g	3.688	7.589	0.216g	0.435g
30	0.804g	10.134	20.24	0.507g	0.526g

Табела 1. Модел 2, споредба експеримент-анализа

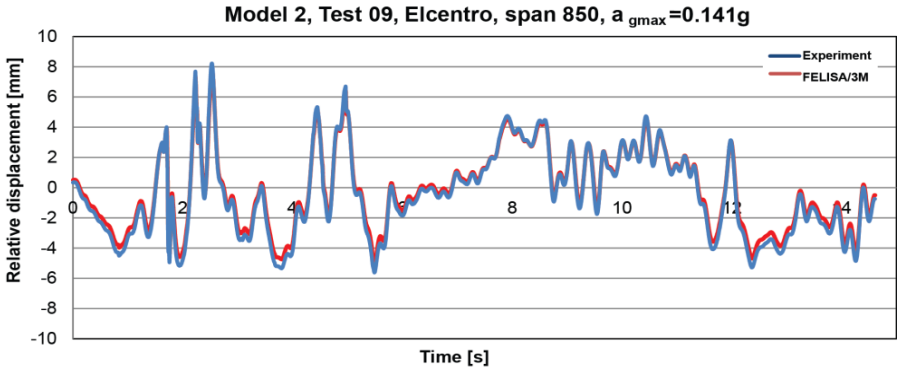
Споредбените дијаграми на временските истории на овие параметри се прикажани на сликите 9 до 17.



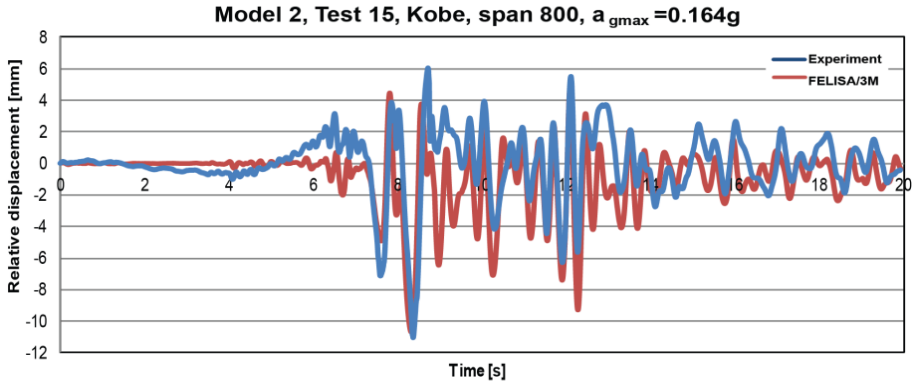
Слика 9. Споредбен дијаграм експеримент-анализа, релативни поместувања, Модел 2, Тест 05



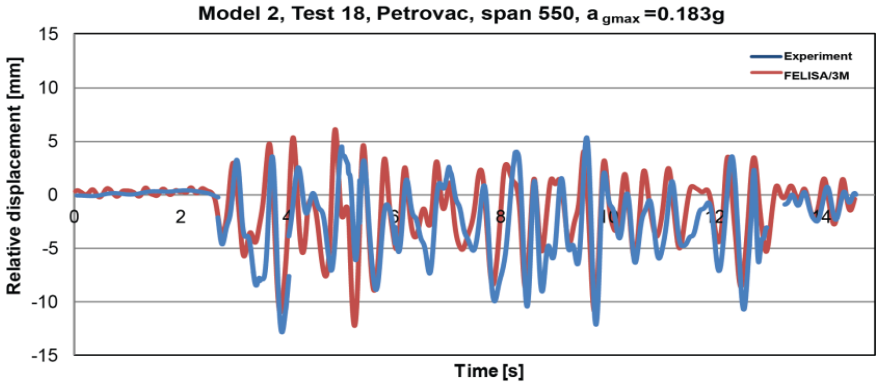
Слика 10. Споредбен дијаграм експеримент-анализа, релативни поместувања, Модел 2, Тест 07



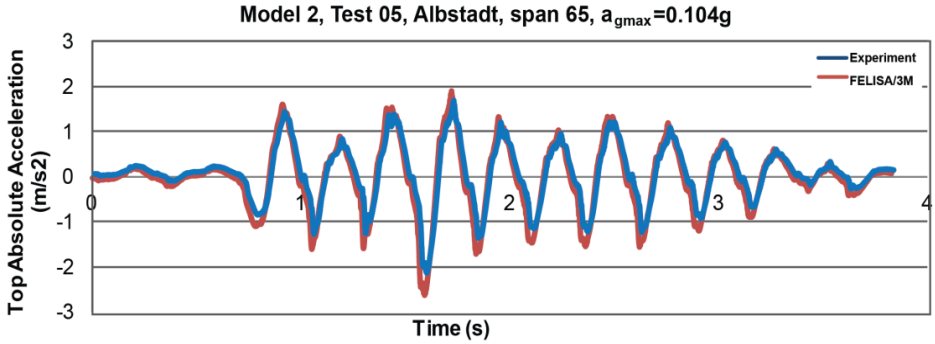
Слика 11. Споредбен дијаграм експеримент-анализа, релативни поместувања, Модел 2, Тест 09



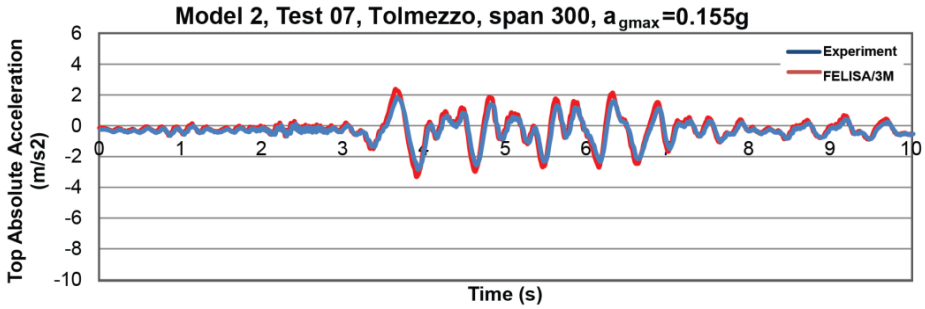
Слика 12. Споредбен дијаграм експеримент-анализа, релативни поместувања, Модел 2, Тест 15



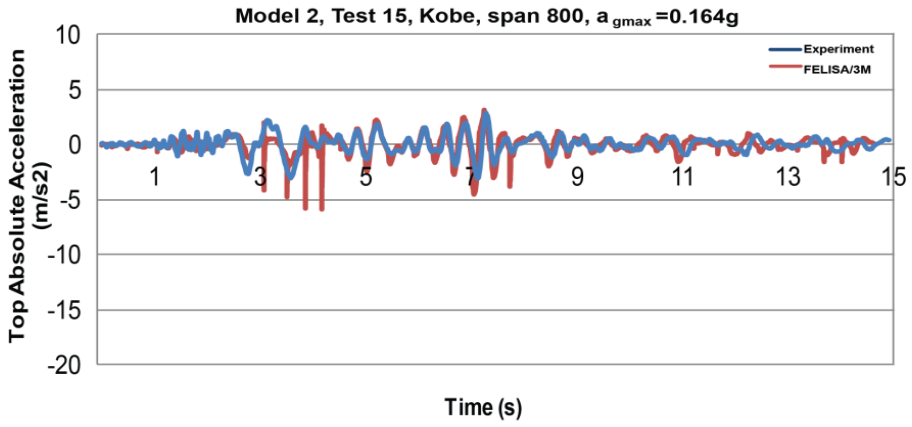
Слика 13. Споредбен дијаграм експеримент-анализа, релативни поместувања, Модел 2, Тест 18



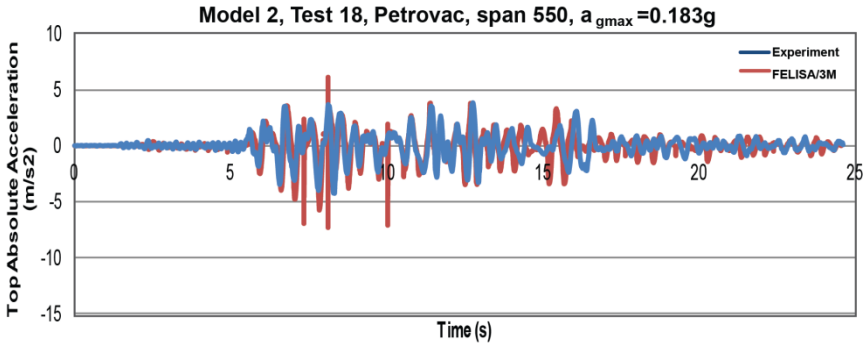
Слика 14. Споредбен дијаграм, апсолутни забрзувања, Модел 2, Тест 05



Слика 15. Споредбен дијаграм, апсолутни забрзувања, Модел 2, Тест 07



Слика 16. Споредбен дијаграм, апсолутни забрзувања, Модел 2, Тест 15



Слика 17. Споредбен дијаграм, апсолутни забрзувања, Модел 2, Тест 18

Од прикажаните споредби може да се заклучи дека има добро совпаѓање на аналитичките и експерименталните резултати. Предложениот аналитички модел доста добро го опфаќа реалното однесување на анализираната конструкции и може да се користи во инженерската пракса. Главно разликите се во вредностите на поместувањата и забрзувањето, се следи амплитудната тенденција, максималните вредности се јавуваат на исто место и постои добро совпаѓање на фреквентниот состав на временските истории на забрзување.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Стојмановска, М. (2015). Експериментално и аналитичко истражување на динамичкиот одговор на дрвени конструкции составени од вкрстено-ламелирани дрвени панели. Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС), Докторска дисертација, Јуни, 2015

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

SS - 1

Vladimir DAMJANOVSKI[1], Emil KOCOVSKI[2], Denis POPOVSKI[3], Mile PARTIKOV[4]

TESTING THE EXTRACTION OF ANCHORS IN EXISTING CONCRETE SLAB

SUMMARY

Presented in this paper are the results from the extraction capacity testing for anchors built in concrete slab reinforced with steel fibers. The anchors are built after achieving the strength of the concrete. The testing is performed on 3 anchors embedded in the same environment and conditions as the anchors of the load-bearing structure for which they are intended. The displacements are measured while testing each one of the anchors. The testing confirms the pullout strength of the anchors, all the anchors met the required design parameters.

Keywords: anchors, anchor installation, steel structures

Владимир ДАМЈАНОВСКИ[1], Емил КОЧОВСКИ[2], Денис ПОПОВСКИ[3], Миле ПАРТИКОВ[4]

ИСПИТУВАЊЕ НА АНКЕРИ НА ИЗВЛЕКУВАЊЕ ВГРАДЕНИ ВО ПОСТОЕЧКА БЕТОНСКА МАСА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентирано испитувањето на носивоста на извлекување на анкери вградени во бетонска плоча армирана со челични влакна. Анкерите се вградени по достигнување на јакоста на бетонот. Испитувањето е извршено на 3 вградени анкери, во иста средина и услови како и носивите анкери од конструкцијата за која се наменети. При испитувањето се мерени поместувањата на секој од анкерите. Со испитувањето докажана е носивоста на извлекување на анкерите каде истите ги исполнуваат проектните параметри.

Клучни зборови: анкери, вградување на анкери, челични конструкции

[1] BSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, v.damjanovski@yahoo.com
[2] BSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, emil.kocovski@gmail.com
[3] Assist. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk
[4] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk

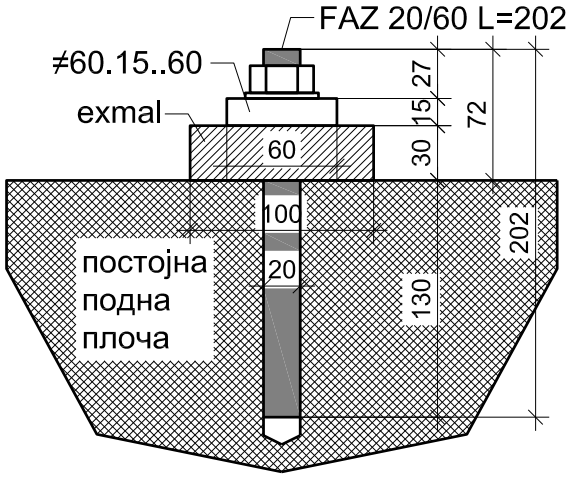
1. ВОВЕД

Поврзувањето на конструкцијата со бетонската маса и пренесување на влијанијата од конструкцијата во бетонот се врши со вградување на анкери. Анкерите служат за пренесување на силата на затегнување од столбот во бетонската подлога. Изборот на анкерите и анкерната конструкција зависи од изборот на конструктивниот систем на конструкцијата, во зависност од тоа дали конструкцијата е вклештена или зглобно потпрена. Анкерите можат да бидат вградени пред бетонирањето, а можно е и вградување после бетонирањето т.е. после достигнување на јакоста на бетонот. За анкери вградени во постоечка бетонска маса, освен изборот на видот на анкерот, особена важност има и начинот на вградување на истиот, со кое се добива потребната носивост. При вградување на анкерот треба да се запазат зададените препораки од важечките правила и прописи за конкретниот тип на конструкција, како и препораките дадени од страна на производителот. Во процесот на вградување спаѓа и чистењето на отворот за анкерот од дополнителен материјал настанат при бушењето на бетонот. Производителите на анкери, за соодветно влијание на анкерот, како и за секој карактеристичен тип на анкери даваат податоци за носивста на анкерот во зависност од квалитетот на материјалот и медиумот во кој се вградени, како и процесот на вградување за достигнување на потребната носивост.

2. ОПИС НА ИСПИТУВАЊЕТО

Конструкцијата за која се вградени анкерите се всушност три челични платформи со висина од (приближно) 12m. Секоја платформа има по четири појаси во вид на столбови, каде на еден столб се проектирани 4 анкери, вкупно 48 анкери. Проектираните анкери се изведуваат со бушење на веќе постојната подна плоча, при што вградувањето е во претходно исчистен отвор (со компремиран воздух) по што се врши соодветно притегање на анкерите со помош на момент клуч. Плочата е армирано бетонска, армирана со челични влакна. Анкерите се испитуваат на носивост на затегнување.

За конструкцијата се предвидени челични анкери од производител Fischer тип FAZ II 20/60 со должина од 202mm, вградени со момент на притегање од 200Nm, според препораките на производителот. Потребната носивост, според проектната документација, на еден анкер изнесува 6.75kN, каде ултимативната носивост (со коефициент на сигурност од 1.5) изнесува 10.12kN, со максимално поместување при извлекување од 1.2mm.



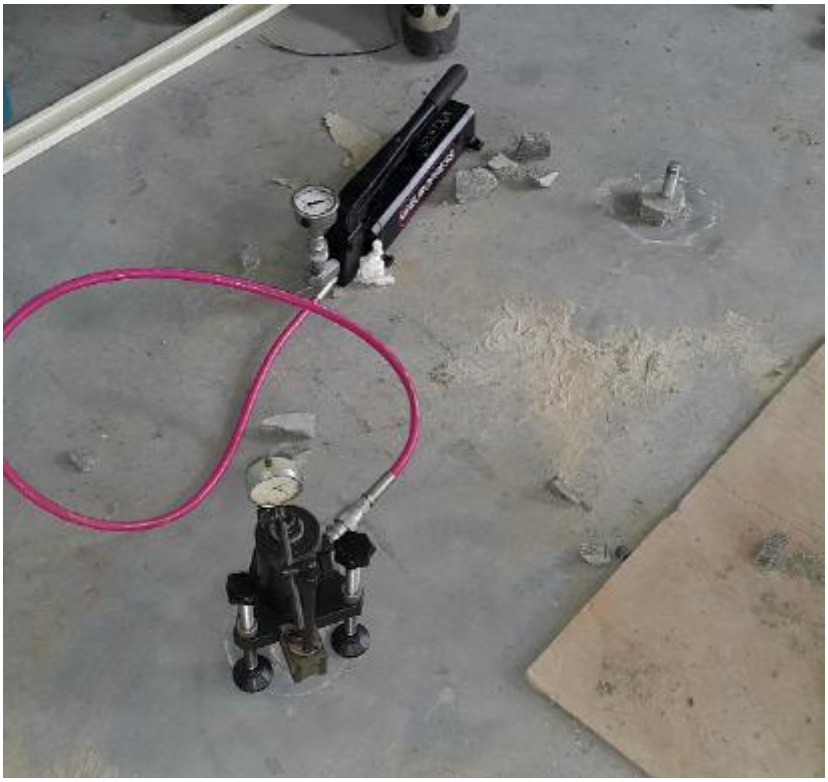
Цртеж 1. Техничи податоци за вграден анкер

Испитувањето е извршено на 3 вградени анкери, во иста средина и услови како и носивите анкери од платформата. Нанесувањето на силата е извршено во неколку чекори од 3.0kN, 7.0kN, 10.0kN, 11.0kN, како и дополнително товарење за носивост до 25kN. За секој чекор од испитувањето извршено е и мерење на поместувањето на анкерот на извлекување при

затегнување. Анкерите кои се предмет на ова испитување се вградени според зададената скица (цртеж 1).

Еден анкер (А1) е притегнат со помал момент на притегање од пропишаниот (70-80Nm), се со цел да се провери состојбата на носивост на анкерот доколку се вгради со грешка во притегањето. Два анкери се вградени (А2, А3) до вредноста на пропишаниот момент на притегање (200Nm).

Испитувањето на затегнување на вградените анкери е извршено со специјална преса за таков вид на анкери од производителот Fischer. Дополнителните оскултации се извршени со помош на специјализирана опрема за испитување од Градежниот факултет во Скопје.



Слика 1. Опрема за испитување на анкерите

3. РЕЗУЛТАТИ ОД ИСПИТУВАЊЕТО

$N_Z = 6.75kN$ - проектна сила на затегнување во еден анкер

$\gamma = 1.5$ - фактор на сигурност

$N_{UZ} = 1.5 \cdot 6.75 = 10.12kN$ - проектна гранична (ултимативна) сила

$\delta_{max} = 1.2mm$ - максимално поместување на извлекување при N_{UZ}.

Целта на испитувањето е да се провери носивоста на вградениот анкер, т.е. дали анкерот ќе издржи сила на затегнување од 10.12KN а при тоа да не доживее лом или поголемо поместување на извлекување при затегнување од 1.2mm.

Чекорите во нанесување на силата се 3.0kN, 7.0kN, 10.0kN, 11.0kN, 20.0kN и 25.0kN, и на секој чекор од нанесената сила се отчитани поместувања.

Резултатите од испитувањето за анкерите дадени се во следните табели. Во табела 1 дадени се мерењата и резултатите за анкер А1 кој е вграден со момент на притегање од 70-80Nm. Во

табела 2 и 3 дадени се мерењата и резултатите за анкер А2 и А3 кои се вградени со пропишаниот момент на притегање од 200Nm.

$F_z = \sigma_z \cdot A_{z,neto} = 56 \cdot 1.474 = 82.54kN$ - гранична носивост на затегање на челичниот пресек

$\sigma_z = 560MPa$ - граница на развлекување на материјалот

$A_{z,neto} = 147.4mm^2$ - активна површина при напрегање на затегнување на анкерот

M 70-80Nm	Анкер А1	
чекор [kN]	читање [mm]	δ [mm]
0.0	1.067	0.000
3.0	1.067	0.000
7.0	1.067	0.000
10.0	1.167	0.100
11.0	1.223	0.056
20.0	/	/
25.0	/	/
		δ_{max}=0.156mm

Табела 1. Резултати за анкер А1

M 200Nm	Анкер А2	
чекор [kN]	читање [mm]	δ [mm]
0.0	0.798	0.000
3.0	0.798	0.000
7.0	0.798	0.000
10.0	0.798	0.000
11.0	0.799	0.001
20.0	0.804	0.005
25.0	0.839	0.035
		δ_{max}=0.041mm

Табела 2. Резултати за анкер А2

M 200Nm	Анкер А3	
чекор [kN]	читање [mm]	δ [mm]
0.0	0.538	0.000
3.0	0.538	0.000
7.0	0.538	0.000
10.0	0.540	0.002
11.0	0.541	0.001
20.0	/	/
25.0	0.577	0.036
		δ_{max}=0.039mm

Табела 3. Резултати за анкер А3

Граничната носивост на извлекување анкерите, вградени со момент на притегање од 200Nm, во бетонска маса со прснатини, према каталогот на производителот изнесува 17.10kN, додека за бетон без прснатини изнесува 30.20kN.

Анкерите се товарени со најголема сила од 25kN и истата изнесува 30.3% од граничната носива сила на затегнување на анкерот, пресметана според важечките нормативи во Р. Македонија, 82.54kN. Што се однесува до граничната носивост на извлекување на анкерот за бетон со прснатини, декларираната сила од производителот 17.1kN е надмината за 46.2%, додека за бетон без прснатини е помала за 17.20% од декларираната која изнесува 30.20kN.

Читањето од уклономерот е запишано со изворна вредност во [mm], додека резултатите во колоната за "δ" се добиени со одземање на последователниот од претходниот чекор, додека максималната вредност е добиена со одземање на отчитувањата од последниот и првиот чекор на товарење. На пример, за анкер А3:

$$\left.\begin{array}{l} 10.0kN \rightarrow \delta_{10} = 0.540 \\ 11.0kN \rightarrow \delta_{11} = 0.541 \end{array}\right\} \Delta\delta = \delta_{11} - \delta_{10} = 0.541 - 0.540 = 0.001mm$$

$$\left.\begin{array}{l} 0.0kN \rightarrow \delta_{0} = 0.538 \\ 25.0kN \rightarrow \delta_{25} = 0.577 \end{array}\right\} \delta_{max} = \delta_{25} - \delta_{0} = 0.577 - 0.538 = 0.039mm$$

Максималното измерено поместување за анкер А1, изнесува 0.156mm и претставува 13% од граничната вредност на извлекување која изнесува 1.20mm. Ова покажува дека анкерот иако е непрописно вграден, за ултимативната проектна сила, ги исполнува потребните прописи, правила и препораки за ваков вид на конструкции во Р. Македонија.

За анкерите кои се прописно вградени, според препораките на производителот и техничката регулатива, за сила од 11kN, забележано е поместување од 0.001mm за анкер А2 т.е. 0.003mm за анкер А3 и истите ги задоволуваат потребните прописи, правила и препораки. Најголемото отчитано поместување за анкер А2 изнесува 0.041mm и претставува 3.4% од граничната вредност на извлекување 1.20mm. За анкер А3 отчитано е најголемо поместување од 0.039mm и претставува 3.3% од граничната вредност. Бидејќи станува збор за релативно мали поместување, во однос на граничните, може да се забележи дека правилно вградените анкери ги исполнуваат техничките нормативи за ваков вид на конструкција во Р. Македонија.

4. ЗАКЛУЧОК

Испитувањето на анкерите вградени со пропишан процес е изработено за дефинирање на носивост на анкерната конструкција за модуларни ревизиони платформи во производен погон на постоечки индустриски објект. Испитувањата се извршени според важечките технички нормативи, правила и препораки за ваков вид на конструкции во Р. Македонија, како и според современите препораки дадени во Евронормативите.

Од извршеното испитување на носивост на вградените анкери за проектираната конструкција, според предвидените гранични услови на лежиштата добиени се следните заклучоци:

1/ Анкерот А1 кој е вграден со конструктивно напрегање од 70-80Nm ги исполнува потребните критериуми за носивост, стабилност и употребливост согласно техничката регулатива на Р. Македонија, воедно содржи и резерва во однос на проектната гранична (ултимативна) сила. Поместувањето од 0.156mm, при сила на затегнување од 11kN, претставува 13% од граничната вредност на извлекување која изнесува 1.20mm.

2/ Анкерите А2 и А3 кои се вградени со пропишаното притегање од 200Nm ги исполнуваат потребните критериуми за носивост, стабилност и употребливост согласно со техничката регулатива на Р. Македонија. Двата анкери се однесуваат во согласност на препораките од производителот, што може да се констатира и од самите резултати. Прописно вградените анкери имаат повеќе од 3.7 пати поголема носивост од проектно потребната.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Печатени предавања по предметот "Челични конструкции во високоградба" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.

[2] Печатени предавања по предметот "Испитување на конструкции" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.

[3] Основи на челични конструкции, Проф. д-р Атанас Филиповски, Скопје 2004год

[4] Celicne konstrukcije u gradjevinarstvu, Prof. dr Branko Zaric, Prof. dr Dragan Budjevac, Mr. Bratislav Stipanic, Gradjevinska kniga Beograd, 2000god

[5] ICC-ES Evaluation Report, ESR-2948, valid until January 1, 2016, Fischerwerke GmbH & Co. KG, Germany

[6] European Standard EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 03.2005, +AC 06.2009, European Committee for Standardization

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 2

Igor DŽOLEV[1], Meri CVETKOVSKA[2],Đorđe LAĐINOVIĆ[3], Vlastimir RADONJANIN[4]

LOAD INFLUENCE AND FIRE EXPOSURE OF A SIMPLY SUPPORTED BEAM

SUMMARY

To determine the structural behavior under fire conditions, it is necessary to obtain the temperature field inside the elements for the complete duration of fire. Heat transfer within the cross-section affects the physical and mechanical properties of materials which comprise it and, indirectly, the stress-strain distribution in the elements. In this paper, a numerical analysis of a simply supported steel beam, according to EN 1993-1-2, is conducted for two types of fire exposure. Different magnitudes of external concentrated load prior to fire are considered, which has a remarkable affect on fire resistance time. Transient thermal analysis, followed by quasi static analysis, are conducted using FEA software ANSYS 16.0.

Key words: heat transfer, FEM analysis, fire resistance

ИгорЏОЛЕВ[1], МериЦВЕТКОВСКА[2],ЏорџеЛАЏИНОВИЧ[3], ВластимирРАДОЊАНИН[4]

ВЛИЈАНИЕ НА НАТОВАРУВАЊЕТО И ПОЖАРНАТА ИЗЛОЖЕНОСТ НА ПРОСТА ГРЕДА

РЕЗИМЕ

За одредување на однесувањето на конструкцијата во услови на пожар, неопходно е да се определи температурното поле во внатрешноста на елементот за целокупниот период на траење на пожарот. Преносот на топлина во внатрешноста на пресекот влијае на физичко-механичките карактеристики на материјалот од кои е изведен, а посредно и на напонско-деформационата состојба на елементот. Во овој труд спроведена е нумеричка анализа на просто потпрена челична греда, во согласност со ЕН 1993-1-2, за два различни видови на изложеност на пожар. Разгледувано е влијание на различен интензитет на надворешно концентрирано натоварување пред дејство на пожар, кое има големо влијание на времето на пожарна отпорност, временската термичка анализа, пропратена со квази статичка анализа, спроведена е со примена на МКЕ во програмот ANSYS 16.0.

Клучни зборови: пренос на топлина, МКЕ анализа, пожарнаотпорност

1. INTRODUCTION

[1] Teach. Assist. MSc, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, idzolev@uns.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, ladjin@uns.ac.rs
[4] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Republic of Serbia, radonv@uns.ac.rs

According to EN 1991-1-2(2002), structural fire analysis should consider defining a relevant fire scenario, which would determine the corresponding design fire as an external heat load for the calculation of temperature evolution within the structural members. Thermal analysis is followed by the calculation of the mechanical behavior of structure. Design fire can be represented in a simpler form as a nominal (monotonically increasing), or parametric temperature-time curve (based on the physical parameters of the fire sector), with assumed uniform temperature distribution throughout the compartment, or as a more complex model, such as multizone or CFD (computational fluid dynamic) model, giving the temperature evolution in a time and space dependent manner.

Temperature field in the elements during fire exposure depends on the design fire model, as well as on the thermal and physical properties of materials they are comprised of. Due to the high thermal gradients, in addition to conduction and convection, radiation should also be considered, as well as the fact that the material properties are temperature dependent, which makes the thermal problem nonlinear.

As the closed form of the governing partial differential heat transfer equation does not exist, a numerical method using Finite Element Analysis (FEA)(BergheauandFortunier2008)has been widely in use. In the following analyses, FEA software package ANSYS 16.0 Workbench(2015)is used to obtain the temperature field of the analyzed simply supported steel beam, followed by a quasi static analyses during the exposure to the standard ISO 834 fire curve (1975). Fire resistance time is assessed for different values of external concentrated load, applied at the mid-span, perpendicular to the beam axis. Fire resistance time is determined based on the adopted failure criteria (Ryan and Robertson 1959).

2. ANALYSIS METHODOLOGY

The following steps are used in the FE model development and thermal-stress analysis:

- Building a 3D model of the steel beam and applying thermal and mechanical properties of the material dataaccording to EN 1993-1-2 (2002) model code.
- Defining boundary conditions and temperature-time loading for the transient thermal analysis.
- Applying external concentrated load and importing previously obtained temperatures as a heat load at specified time points, for a quasi static analysis.

3. FINITE ELEMENT MODEL DEVELOPMENT

The analyzed simply supported beam has a rectangular cross-section with equal height and width of 300 mm. The total length of a beam is 3000 mm, as shown in Fig. 1. The FE model is developed using software ANSYS 16.0 Workbench and presented in Fig. 2. One half of the beam is modeled, taking into account the vertical symmetry plane along the beam axis, resulting in a reduction of the computational time.

Two types of elements are used depending on the course of analysis: SOLID70 elements are used for the thermal analysis, which are later transformed into SOLID185 elements, for the structural analysis. They are both 3D solid elements, modeled in a form of rectangular cuboids consisting of eight nodes. Finite element mesh is adopted the same for thermal and structural analysis, mapping the nodes effectively (Fig. 2).To obtain better results of the temperature distribution, cross-section is meshed with rectangular elements, which are then extruded along the beam axis. The total number of the elements is 3840.

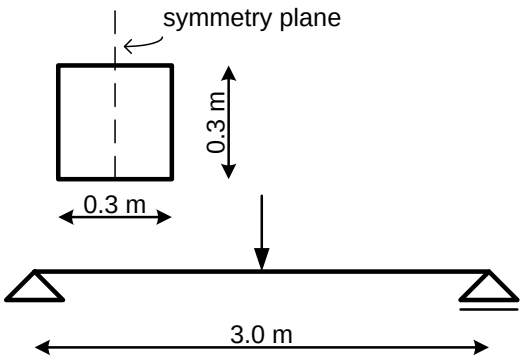


Figure 1. Static system and geometry

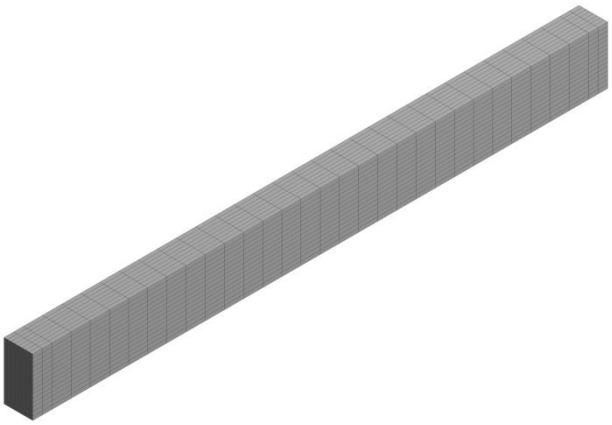


Figure 2. Isometric view of the 1/2 beam model

4. MATERIAL CONSTITUTIVE MODEL

Material properties are adopted according to European code EN 1993-1-2. For the advanced calculation method, thermal and mechanical properties need to be defined as temperature-dependant. Degradation of the mechanical properties of steel at elevated temperatures is taken into account through temperature dependent stress-strain relations, presented in Fig. 3, for steel S500, class C. Thermal properties of steel, such as specific heat (c_p) and thermal conductivity (λ), with respect to temperature, are given in Fig. 4. Density of steel is considered to be independent of temperature and adopted as 7850 kg/m3. Nonlinear thermal elongationwith respect to temperature (Fig. 5) is a result of temperature-dependent coefficient of thermal expansion.

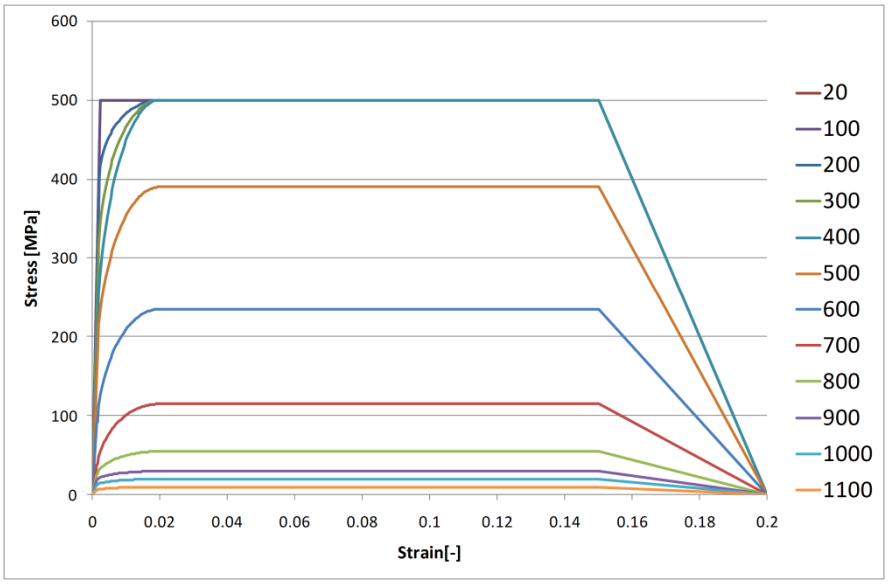


Figure 3. Stress-strain relations of steel at elevated temperatures

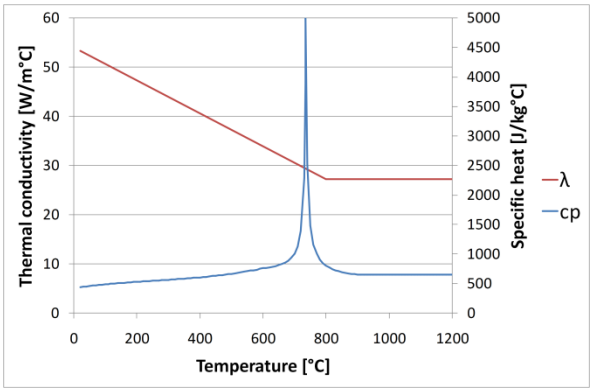


Figure 4. Thermal conductivity and specific heat

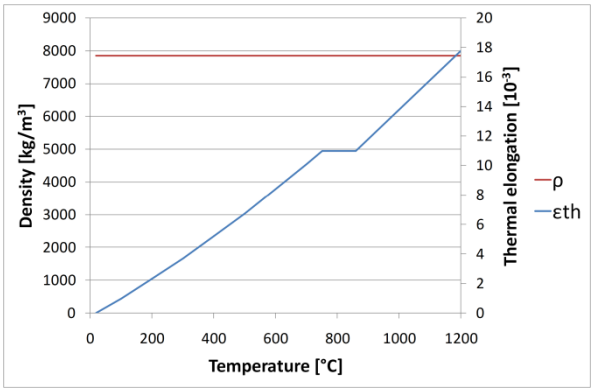


Figure 5. Density and thermal elongation

5. THERMAL AND STRUCTURALLOADING CONDITIONS

Thermal analysis is conducted on undeformed beam model. Conduction, convection and radiation are taken into account according to EN 1991-1-2. Temperature distribution is obtained in small time steps, ranging from 1 to 5 seconds. Two types of fire exposure are considered: fire only at the bottom surface of the beam (1); and at the bottom and side surfaces of the beam (2) (Fig. 6). A standard temperature-time curve ISO 834 was considered. Although monotonically increasing, without a decay phase, a standard fire curve has been widely in use in validating the fire resistance time of structural members (Fig. 7).

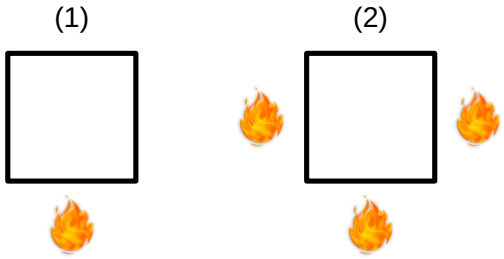


Figure 6. Types of fire exposure

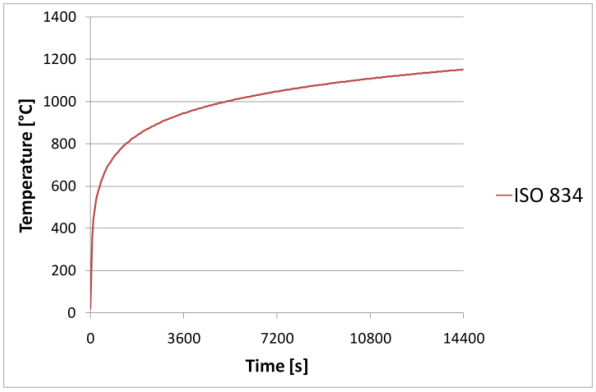


Figure 7. Standard ISO 834 fire curve

Prior to fire, it is assumed that the beam is loaded with a constant concentrated force at the mid-span perpendicular to the beam axis. The load value is varied, to induce a different initial stress level, before the fire starts. Ratio of resulting initial stress at the bottom midpoint of the beam to the yield stress of steel, as well as the type of fire exposures, are given in Table 1.

Load case	1a	1b	1c	1d	2a	2b	2c	2d
Fire exposure	Bottom surface - (1)				Bottom and side surfaces - (2)			
σ / σ_y	0	1/3	2/3	1	0	1/3	2/3	1

Table 1. Thermal and structural loading cases analyzed

6. RESULTS AND DISCUSSION

Fire exposure (1) results in a temperature distribution that is independent from the distance to the side surface of the beam (isotherms are horizontal). Temperatures obtained through time in layers at specific distances from the exposed surface are given in Fig. 8.

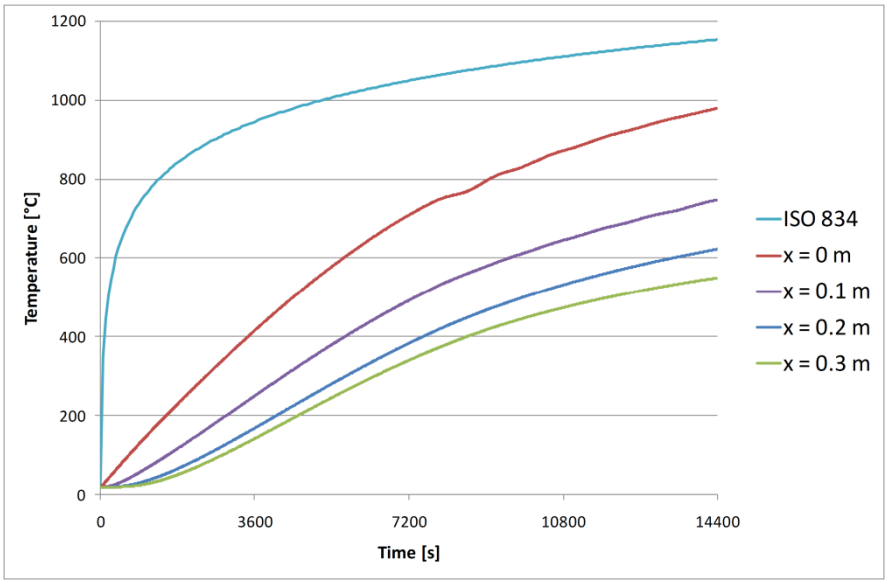
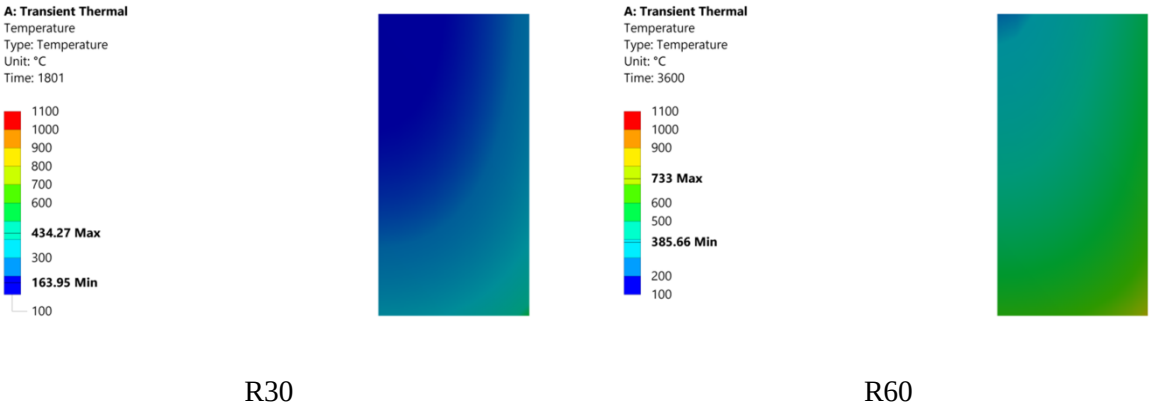
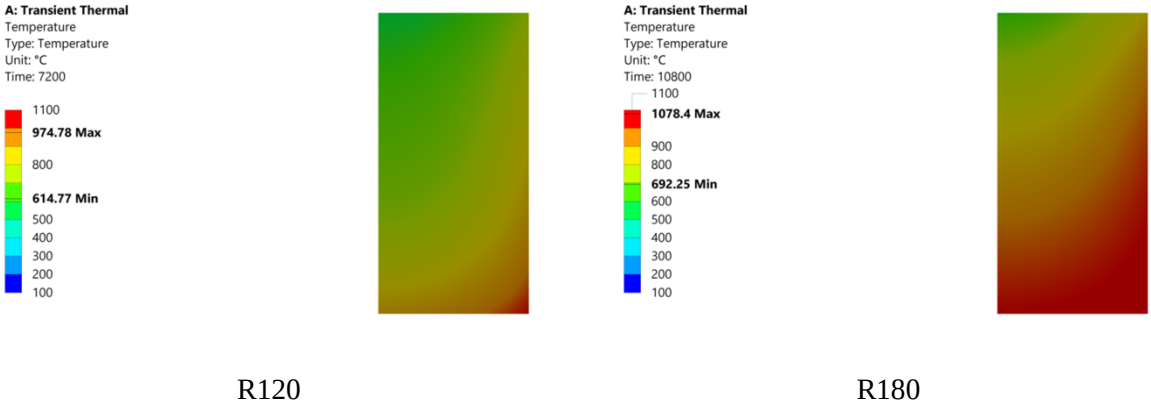


Figure 8. Temperature distribution at various distances from the exposed surface (fire exposure (1))



R30 R60



R120 R180

Figure 9. Temperature profiles at different time points (fire exposure (2) - 1/2 of the beam)

Predicted temperature profiles for fire exposure (2) are presented in Fig. 9 (right half of the beam). In case of fire exposure (1), the heat transfer occurs at a lower speed rate, as expected, since only one side of the beam is exposed to fire.

Fig. 10 and Fig. 11 show the mid-span deflection curves obtained from fire exposures (1) and (2), respectively. Maximum mechanical strain of 0.2 is adopted to determine the end time of analyses.

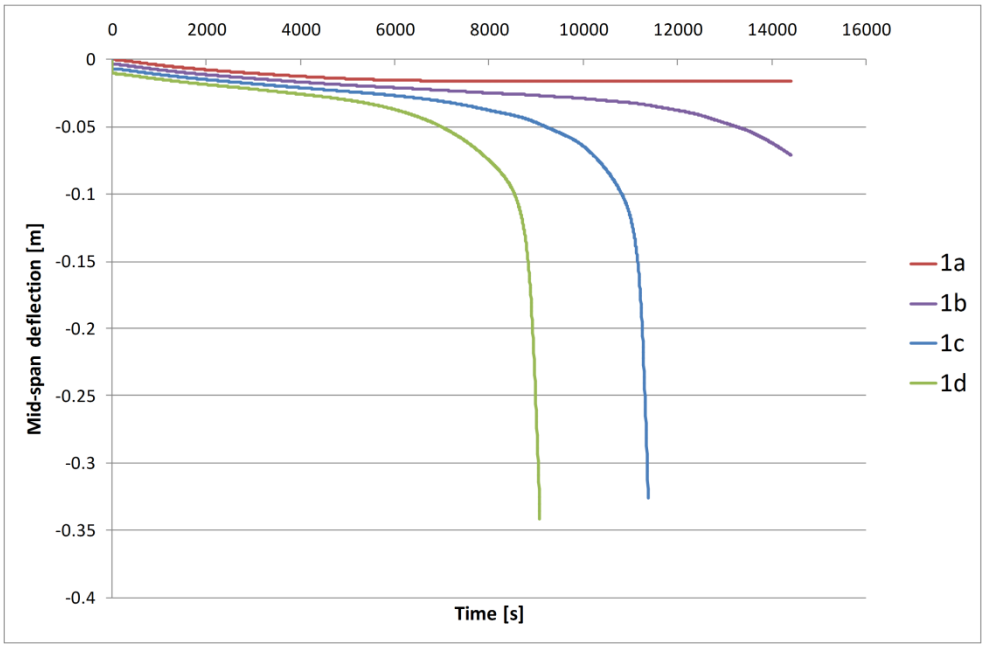


Figure 10. Mid-span deflection response of the beam for fire exposure (1)

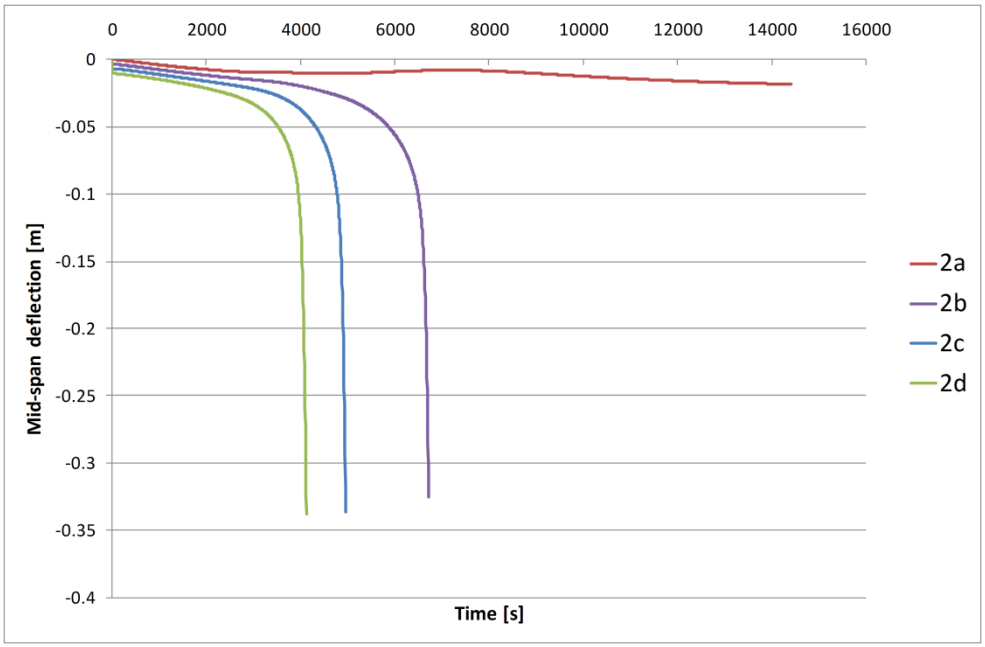


Figure 11. Mid-span deflection response of the beam for fire exposure (2)

Since steel has high values of thermal conductivity, compared to usual structural materials, such as concrete or wood, it can be observed that the temperature distribution within the cross section occurs more rapid, causing the degradation of the material faster, in case of beam exposed to fire at bottom and side surfaces.This, eventually, results in a lower fire resistance time compared to beam exposed to fire at bottom surface.

Proposed failure criteria by Ryan and Robertson, established after series of tests, defines the fire resistance time of a member as the time at which both of the following criteria are met:

- Deflection of $D \geq L^2/800d$
- Hourly deflection rate $R \geq L^2/150d$

where D is the deflection, R is the hourly deflection rate, L is the span between supports of the structural component or assembly found critical under fire exposure and d is the distance between the upper and lower extreme fibers of the structural component or assembly.

Fire resistance time of the analyzed beams is shown in Fig. 12. For the fire exposure type (1) and initial stress at the bottom mid-point of 1/3 of the yield stress, fire resistance time could not be determined during 4 hours duration of fire. Also, analysis of the deflection of beam exposed to fire without any external load applied (including self weight of the element) could not meet any of the proposed criteria for the analyzed time. Higher values of external load result in higher initial stresses and mid-span deflections, but in all cases, the deflection rate was the criteria that determined the failure.

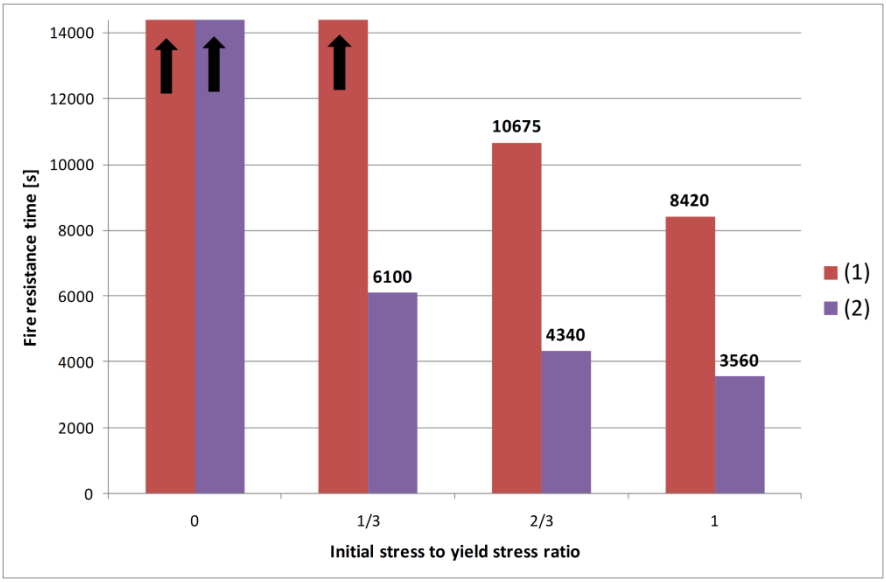


Figure12. Fire resistance time of the analyzed beams

7. CONCLUSION

A nonlinear FE model was developed to predict the performance of steel simply supported beam exposed to standard fire and different magnitudes of concentrated external load. Transient thermal analysis was performed to calculate the temperature profile of the element, after which deformations in time were obtained usingquasi static analysis. Material data, as well as calculation methodology, were adopted in accordance with EN 1991-1-2 and EN 1993-1-2. Numerical analysis was performed using powerful FEA software ANSYS 16.0.

Fire resistance time is mainly influenced by the type of fire exposure of the element. Results of the analysis have shown that a simply supported steel beam with a full rectangular cross-section exposed

to standard fire at bottom surface, has significantly longer fire resistance than if it were exposed at the side surfaces, as well.

By applying external concentrated load at the mid-span, prior to fire exposure, fire resistance time of the element is shortened as the load is increased. It can be concluded, that for the fire resistance time of the element to be determined, it is important to know how the element is going to be loaded during service lifetime and to what type of fire exposure it could be presented.

ACKNOWLEDGEMENT

The work has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia. The authors would like to thank Faculty of Civil Engineering in Subotica, for the ceded license for ANSYS Academic product.

REFERENCES

[1] ANSYS® Academic Teaching Mechanical (2015): ANSYS Help Documentation, Release 16.0, Canonsburg (PA), ANSYS, Inc.

[2] Bergheau J.-M., Fortunier R. (2008): Finite Element Simulation of Heat Transfer, Hoboken (NJ), John Wiley & Sons, Inc.

[3] EN 1991-1-2 (2002): Actions on Structures, General Actions, Actions on Structures Exposed to Fire, Brussels, European Committee for Standardization

[4] EN 1993-1-2 (2002): Design of Steel Structures, General Rules, Structural Fire Design, European Committee for Standardization

[5] ISO 834 (1975): Fire Resistance Test - Elements of Building Construction. International Standard 834

[6] Ryan J.V., Robertson A.F. (1959): Proposed Criteria for Defining Load Failure of Beams, Floors and Roof Constructions During Fire Tests, Journal of Research of the National Bureau of Standards – C. Engineering and Instrumentation 63C 2, pp. 121-124

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 3

Nenad FRIC[1], Marko PAVLOVIĆ[2], Dragan BUĐEVAC[3], Zoran MIŠKOVIĆ[4], Zlatko MARKOVIĆ[5], Nina GLUHOVIĆ[6]

CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION BY STRAIN GAUGES VS. FEA

SUMMARY

When applying high strength bolts in friction connections, in such case a load–bearing capacity depends on a pretension force in the bolts as well as on a friction coefficient found on friction surfaces. It is important to get the reliable value of the pretension force, which is why friction connections often undergo experimental research. In order to use strain gauges, which are inserted into the bolt shank, bolts need to be calibrated before we even use them in experimental research. Research that has been conducted shows a great difference between nominal and experimental strain in bolts, therefore FEA calibration of the bolts had to be carried out. Good results matching were obtained; hence a use of strain gauges was justified even for bolts without a shank.

Keywords: high strength bolts, pretension force, calibration, experiment, FEA, longitudinal strain

Ненад ФРИЦ[1], Марко ПАВЛОВИЌ[2], Драган БУЏЕВАЦ[3], Зоран МИШКОВИЌ[4], Златко МАРКОВИЌ[5], Нина ГЛУХОВИЌ[6]

КАЛИБРАЦИЈА НА ПРЕДНАПРЕГНАТИ ЗАВРТКИ СО ПОМОШ НА МЕРНИ ЛЕНТИ НАСПРОТИ АНАЛИЗА СО КОНЕЧНИ ЕЛЕМЕНТИ (FEA)

РЕЗИМЕ

Кога се применуваат високовредни завртки во врска каде што се јавува триење, тогаш носивоста на завртката зависи од силата на преднапрегање како и од коефициентот на триење на допирните површини. Многу е важно да се добијат веродостојни резултати за силата на преднапрегање па поради тоа триењето често се определува преку експериментални истражувања. За да може да се користат мерни ленти за испитување, кои се поставуваат на телото на завртката, потребно е завртката предходно да биде калибрирана. Спроведените истражувањето покажуваат голема разлика помеѓу номиналната и експерименталнатадеформација кај завртките, па затоа мораше да се спроведе FEA калибрација. Сличноста во резултатите од двете испитувања ја оправдува употребата на мерни ленти дури и за завртки без тело.

Клучни зборови: високовредни завртки, сила на преднапрегање, калибрација, експеримент

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, fric@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, marko@imk.grf.bg.ac.rs
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, budjoni@imk.grf.bg.ac.rs
[4] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, mzoran@imk.grf.bg.ac.rs
[5] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs
[6] Teaching assist., Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, nina@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

High strength bolts are irreplaceable when it comes to steel structures. They are of special importance in friction connections, meaning that a load–bearing capacity in dynamically loaded structures is significantly increased in terms of fatigue endurance when such connections are applied. In regular shear connections shear force is transferred by bolt shearing and pressure applied to the hole surface. Instead, in a friction connection, a shear force is transferred by friction between the adjoining plates. Load-bearing capacity of such a connection depends on a friction coefficient at the friction surfaces as well as on the pretension force.By deciding the accurate pretension force in high strength bolts is something that represents a chief ground of experimental research from the standpoint of those connections that come into contact with high strength bolts as well as from the standpoint of the bolts themselves. Moreover, when considering dynamically loaded structures such as bridges, antenna towers etc., it is very important to implement those methods which refer to installation of high strength bolts that will guarantee a value of introduced pretension force, but even then it is necessary to check the intensity of introduced pretension force in some specific number of bolts.

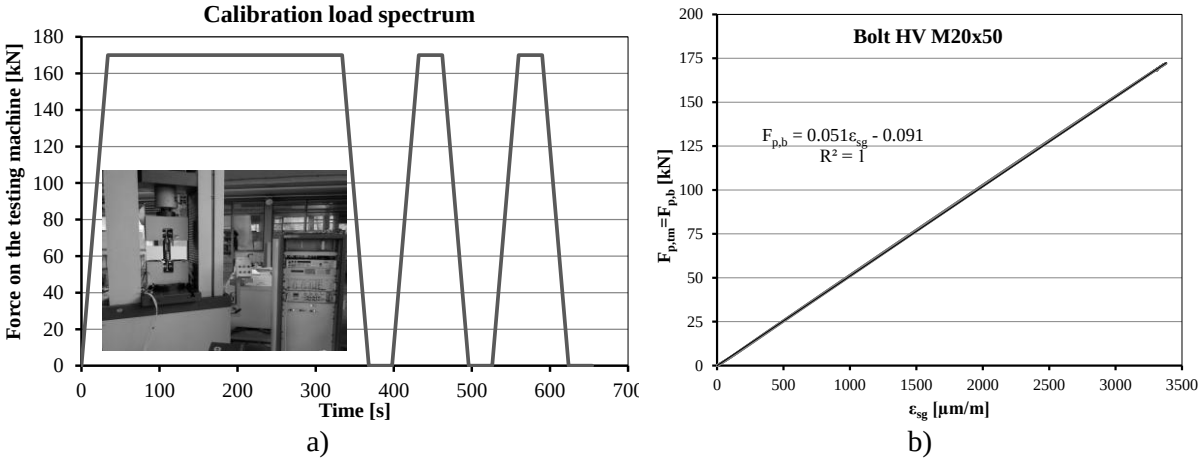
The bolt force can be experimentally obtained in several ways (Fric et al. 2015): by means of ultrasound devices, measuring instruments with strain gauges or by a piezoelectric sensor, as well as with strain gauges that can either be glued to the shank or fitted inside the shank. The latest trend is most certainly a use of piezoelectric sensors. On the other hand, they are not recommended for use when it comes to large number of bolts (considering their price), all of which leads to a conclusion that strain gauges that are fitted into the shank are still very much irreplaceable. World renowned manufacturers of strain measurement devices have improved strain gauges (TML 2013) as well as adhesive agents (TML 2014) for this purpose only, and have therefore facilitated their use.

The existing research in which pretension force in high strength bolts is measured either by strain gauges glued to the bolt shank (Yang and DeWolf 2000) or by strain gauges fitted inside the shank can be divided into those explorations in which no bolt calibration has ever been carried out (Yang and DeWolf 1999), into explorations in which a force is additionally controlled by strain gauges in a few bolts (Nah et al. 2010) and explorations in which calibration of every bolt has been performed separately (Husson 2008), (Heistermann 2011). Experimental research (Fric 2015) performed on totally 126 bolts showed that the only thing that was right and acceptable was to calibrate each bolt separately given a big difference in rigidity of bolts that are of various lengths and rigidities in some parts of the bolt, all of which leads to a deviation from measured strains in the bolt compared to nominal ones. For this reason, manufacturers of strain gauges insist that gauges are fitted inside the bolt shank withoutthe thread, i.e., into the part of the bolt with a constant cross section (catalogue). This requirement significantly narrows down the possibility of their application, i.e. they are not recommended for bolts that are threaded along their entire length. This paper will show both the procedure and results obtained from the experimental calibration and FEA bolt calibration. Obtained results will be compared with the nominal values, whereas FEA models will be employed so as to check whether strain gauges may also be used in bolts that are threaded along their entire length.

2. EXPERIMENTAL CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION

In order to measure the pretension force, strain gauges were placed inside the shank of 126 bolts, out of which 63 were HV (CEN 2005) and 63 HBT (Fric et al. 2014), Figure 2a and Figure 2b. Strain gauges were inserted in full compliance with manufacturer requirements, as shown in details in (Fric et al. 2015).

Experimental calibration of bolts was performed by means of specially designed tools and "SchenckTrebel" 400 kN testing machine, meaning that every bolt was exposed to a three-load cycle see Figure 1a. During the calibration process, bolts were exposed to a maximal force of 170 kN, which meets the design value of the pretension force (CEN 2008), (DVS and EFB 2014). In addition, after the first load cycle has been completed and maximal force value attained, the same force will remain constant for 300 seconds after which calibration process will follow.



a) b)

Figure 1. a) Load spectrum and testing machine, b) Example of calibration curve

Experimental calibration of thehigh strength bolts showed a linear correlation between the longitudinal strains in the bolt shank and the measured force. Therefore, the calibration curves are obtained by the *least square method* (Fig. 1b) for each bolt, as shown in the equation below. Some bolts have been replaced in which hysteresis behavior was observed (Fric et al. 2015).

$$F_{\mathrm{p,\,tm}} = F_{\mathrm{p,\,b}} = a \cdot \varepsilon_{\mathrm{sg}} + b \quad (1)$$

where:
F_{tm} – is a force measured on a testing machine,
F_{pb} – is an axial force in the shank,
$\varepsilon_{\mathrm{sg}}$– isthe strainin gauge fitted inside the shank,
a, b – are coefficients of a calibration curve.

Furthermore, each and every calibration curve is assessed by R^2 correlation coefficient. Mean values and variation coefficients of the correlation coefficient, for both HV and HBT areR^2_{HV}=0.99993 (V_{HV}=0,01 %) andR^2_{HBT}=0.99992 (V_{HBT}=0,02 %), respectively.

1.1. Nominal value of bolt strain

The expected nominal strain in the bolt can be obtained as a relation between the applied full pretension force $F_{\mathrm{p,C}}$ and the axial stiffness of the bolt shank cross section:

$$\varepsilon_{\mathrm{nom}} = \frac{F_{\mathrm{p,\,C}}}{E_{\mathrm{z}} \cdot A_{\mathrm{z}}} \quad (2)$$

where:
$F_{\mathrm{p,C}}$ – isthe pretension force in the bolt,
E_{z}– isthe elastic modulus of a bolt material and
A_{z}– isthe bolt gross cross section area.

As to HV bolts, a bolt nominal diameter (d = 20 mm) was used when deciding the nominal cross section area, whereas a measured external thread diameter (d = 19,6 mm) was used for HBT bolts. Such decided nominal values of bolt strains have shown that in some specific cases they differ significantly (from 5% to 19%) from those strains obtained experimentally, see Table 1. In order to explain such differences and exclude dilemmas when it comes to adequateness of experimental research, FEA analysis was conducted with regard to bolt calibration process.

3. FEA OF BOLT IN PRETENSION

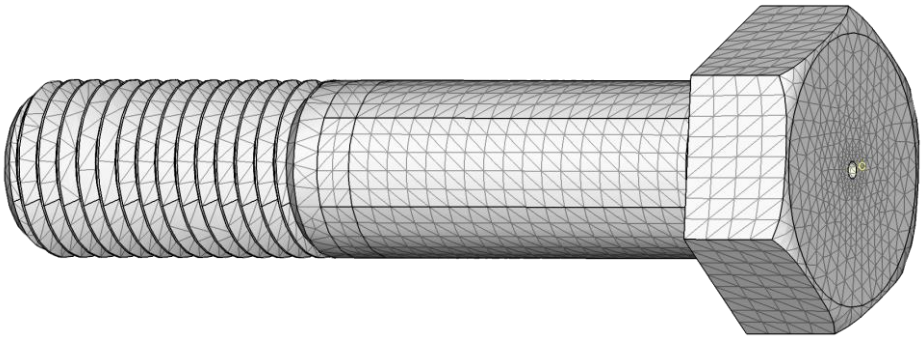
Different values of relative relations when considering measured and nominal strains in the bolts were obtained through the experiment for both types of bolts (HV and HBT) as well as for their different lengths. It is assumed that the cause of this lies in a different position of strain gauges compared to the

threaded part of the bolt, as well as in a ratio of lengths of the threaded and unthreaded part of the bolt.Numerical models, whose geometry and boundary conditions meet the experimental calibration of bolts, was performed in order to analyze this phenomenon. Numerical analysis was conducted by use of a wide–spread finite element software package ABAQUS (DS Simulia Corp. 2012).

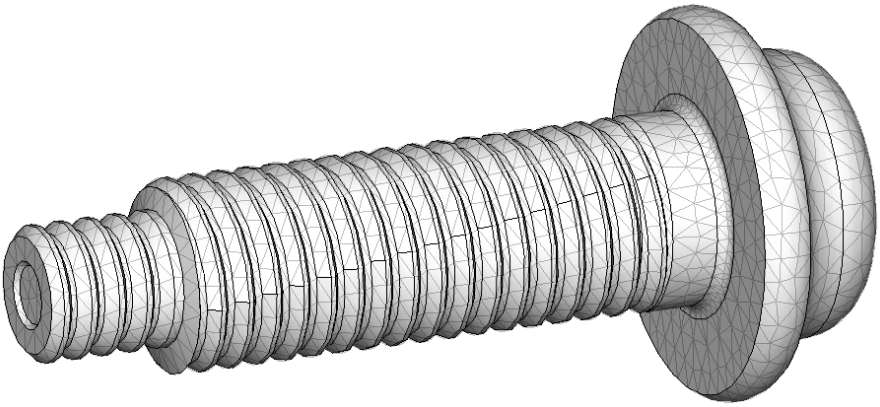
3.1. Geometry of FE models

In the finite element (FE) models, the following parts were defined: bolt (HV and HBT), HV washer, strain gauge glueand the special tool which is designed to apply the force in the bolt. All parts within the model are defined by their accurate geometry (Fig. 2 and Fig. 3) so that the influence that comes from the geometry at the tread and at the head, as well as from mutual interactions between the parts would be taken into account. In this way, it is possible to carry out further bolt pretension analyses as well as analyses of bolts in various connection types, such as (Pavlović et al. 2013) and (Pavlović et al. 2014). Specific shape and adequate bolt thread depth of HBT type was reproduced in an adequate fashion in FE models (Fig. 2b), all of which was done according to measured dimensions. All bolts incorporated holes into which both glue and a strain gauge were placed in the course of an experimental research. A hole depth in numerical models corresponded well to average measured hole dimensions for various types of bolts over the course of experimental research.

For all parts in the FE models, second-order ten-node tetrahedral elements(C3D10M)were used to form the mesh. Apart from the fact that these finite elements allow automatic formation of the mesh on more complicated and complex geometric forms such as those that have been analyzed here (Fig. 2 and Fig. 3), they are recommended for the applied type of analysis (DS Simulia Corp. 2012).

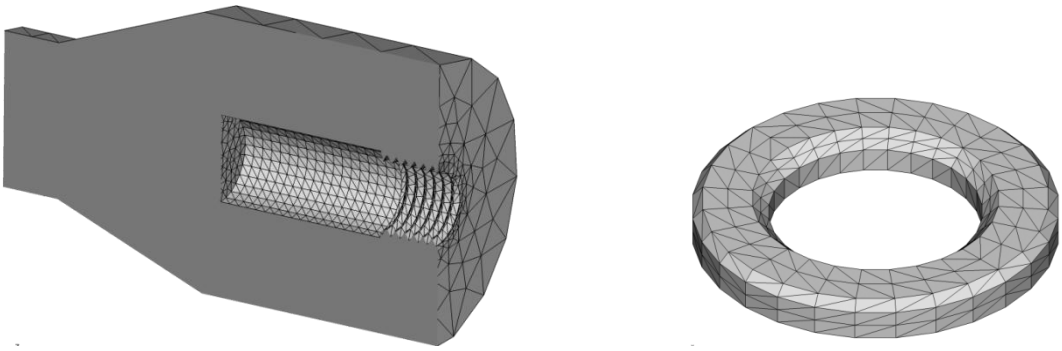


a) standard pretension bolts of HV type



b) bolts of Huck BobTail type (HBT)

Figure 2.Bolt geometry in FE models



a) Load application tool b) Washer for HV bolts

Figure 3. Geometry of other parts in models.

This numerical analysis represents a direct comparison with experimental research of bolt calibration process, which is why the tool, by which pretension force is introduced, have been modeled for this purpose (Fig. 4). As far as this model is concerned, the load is applied in exactly the same way as in the experiment, i.e., by the displacement control of the loading tool shown in Fig. 3a, i.e. displacement in the direction of a longitudinal bolt axis. When introducing the force by controlled deformations, the second part of the tool, which was not modeled here, supports the washer positioned below the bolt head. This boundary condition was idealized in the FE model by restraining the longitudinal displacements of the lower washer surface (Fig. 4).

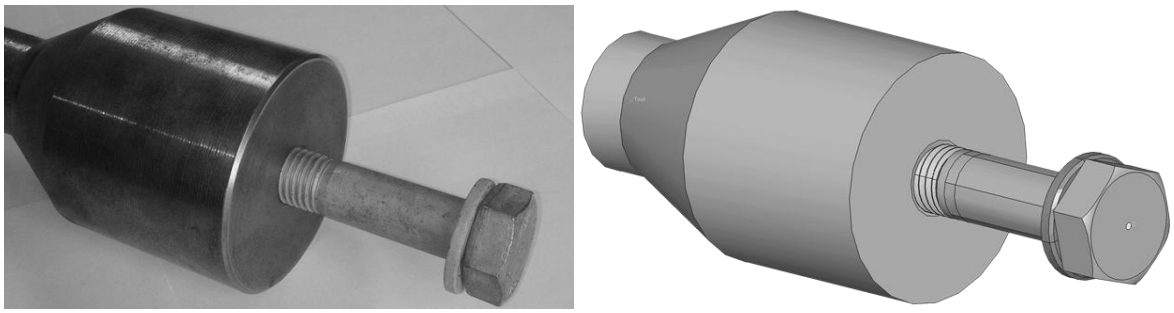


Figure4.Model for direct comparison between experimental and numeric calibration of HV bolts

Connection between the glue and the hole inside the bolt shank is defined by direct kinematic coupling of the adjacent nodes of the model representing the bolt and the glue (*Tie Constraint*). As for all other contact pairs in models (surface pairs) one general contact interaction has been defined (*General Contact*) allowing the separation in normal direction (*„Hard" contact – Normal Behaviour*), as well as a friction coefficient of 0,14 (*„Penalty" formulation – Tangential Behaviour*). The solver automatically detects all contact pairs in the model and applies beforehand set criterion for such pairs.

3.2. Material models

Numerical analysis within the research was conducted for the purpose of results analyses usually found in the elastic area. For all the said reasons, a simple elastic model of a material behaviour with elastic modulus of $E = 210 \cdot 10^3$ N/mm^2 and Poisson's ratio $v = 0{,}3$, was adopted for the washer and load application tool. As for bolts, idealized elastic-plastic model with f_y = 1000 MPa yield strength and no strain hardening was used in line with the results obtained throughout experimental research (Fric 2015). The reason to model the plastic behavior of the bolts is a possible local plastic behaviour at the thread, even when other parts of the bolt show elastic behavior at the tension level which meets the full pretension force. Glue used for placement of strain gauges is described by simple linear-elastic model with elastic modulus $E = 3{,}5 \cdot 10^3$ N/mm^2, as recommended by a manufacturer.

3.3. Type of the analysis

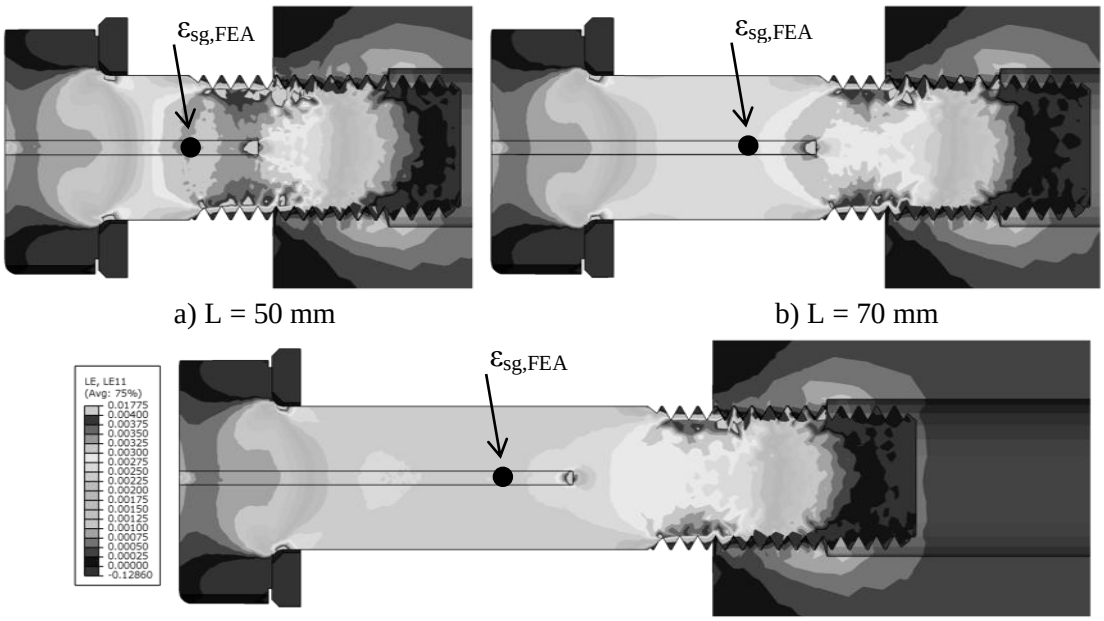
Such defined models encompass a large number of contact interactions as both the bolts and other elements are defined by their accurate geometry at the thread zone. Also, the materially nonlinear

behavior of the model with plastic material behavior altogether poses a problem when trying to solve a numeric model with a conventional *„implicit"*methods due to difficulties that may arise out of convergence of results. These issues can be resolved successfully by a quasi-static analysis and by application of dynamic '*explicit'* solvers. Such approach was also applied to solve already shown numerical models within *"Abaqus"* (*Abaqus/Explicit*) software package . Inversion of the stiffness matrix does not need to be performed in the dynamic explicit analysis; therefore there are no issues with convergence results. On the other hand, since numeric integration of differential equation of the dynamic system is performed, it is very important to adopt a sufficiently small time step of integration so that the results would prove valid. The integrationtime step is something that software determines automatically depending on a size of the smallest element within the mesh and a velocity of shear waves through the element. (material property). Dynamic analysis in the real time of experiment would for that reason last very long, i.e., for several days when applying conventional computers. Since sample static behavior is of great interest when it comes to this research, it is important to lay stress on the fact that time can either be shortened or mass increased in the quasi-static analysis so that the time needed for the calculation would be shortened. Analyses shown in the research apply a technique of spatially non-uniform and time variable increase of a mass in finite elements (*variable non-uniform mass scaling*), which is done automatically by the solver. Models shown here use time integration interval of Δt = 0,0005s, whereas load application time in the model lasted for 10 s.

3.4. FEA vs. experimental results

Results obtained in numerical analyses and during the experiment were presented based on actual and nominal strains at a place where strain gauges sit in the bolts. This chapter practically represents a confirmation in terms of credibility of numerical analysis results and in more detail represents longitudinal distribution of strains in the bolts.

Review of longitudinal tension strains in longitudinal section through the bolt of HV and HBT type is enclosed based on results obtained in the numerical analysis for various bolt lengths as shown in Figure 5 and Figure 6, respectively. Longitudinal strains are presented in color spectrum from 0,0 to 0,004 mm/mm, and as such they are shown at the same tension level which meets the pretension force $F_{p,C}$ = 171,5 kN for easier comparison.



a) L = 50 mm b) L = 70 mm

c) L = 90 mm

Figure5.Distribution of longitudinal strains in HV bolts at a full pretension force $F_{p,C}$=171,5 kN.

Both, the position and depth of holes intended for strain gauges filled with glue, modeled in numerical analysis completely meet the position of these holes found in the experiment. Manufacturers of strain gauges recommend position of the strain gauge in the middle of the clamping package. Moreover, it is

recommended that the middle of the strain gauge is located at approximately 8-10 mm from the hole bottom (TML 2013). All this leads to a conclusion that in all three cases a strain gauge was placed at three different zones compared to the position of a thread on the bolt. This fact influences strain value to some great extent at a place in which a strain gauge stands, i.e., it influences the value in three different cases exposed to exactly the same force value, all of which was proved and can be seen in experimental results, see Table 1. Strain at a thread is larger than strain at the shank due to reduced cross section surface. At the same time, strains at the bolt head are significantly smaller compared to strains occurring at the bolt shank. And finally, concentration of strains at the bottom of the hole is quite accentuated and obvious, which can be seen in the results of all three analyzed HV bolt lengths (Fig. 5).

A thread stretching almost across entire length of bolt is typicalfor bolts of HBT type, which is why strain level at the package zone exposed to almost identical pretension force is bigger than in case of HV bolts in which a full bolt shank is present (Figure 5 and Figure 6). On the other hand, bolts of HBT type have a significantly bigger diameter at a thread: d_3 = 18,2 mm to d_3 = 16,1 mm for HBT and HV, respectively. This is the reason why the concentration of strains, and therefore tension concentration is considerably less when compared to classic HV high strength bolts. This fact certainly proves the enhanced resistance to HBT bolt fatigue.

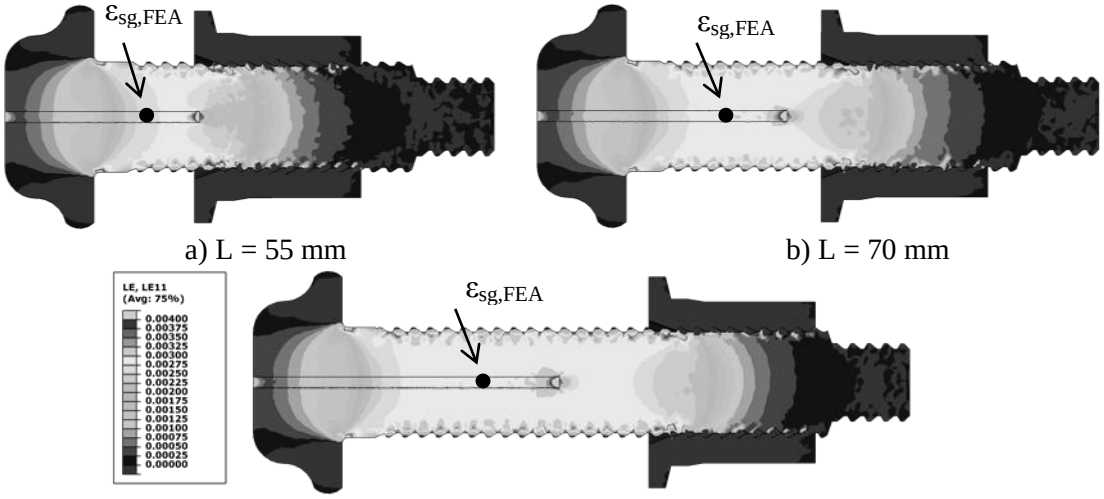


Figure 6.Distribution of longitudinal strains in bolts of HBT type at full pretension force F=170,7 kN

In all cases, increased strains were detected for both types of bolts and for all three lengths in those experiments which meet the bolt calibration process, and such increased strains were read from strain gauges compared to expected nominal strains for the given force value. Increased strains at a place in which a strain gauge sits can be brought about by three phenomena: 1. reduced cross section in a bolt as there is a hole for a strain gauge insertion, 2. local concentration of strains at the hole bottom and 3. increased strains at the thread.

Relation between the nominal (ε_{nom}) and actual strain at a place where a strain gauge sits ($\varepsilon_{sg,EXP}$, $\varepsilon_{sg,FEA}$), at a full pretension force, is decided based on results obtained from the experiment $\alpha_{EXP}$and numerical analysis α_{MKE} (Table 1):

$$\alpha_{EXP} = \frac{\varepsilon_{nom}}{\varepsilon_{sg,\,EXP}} \quad (3)$$

$$\alpha_{FEA} = \frac{\varepsilon_{nom}}{\varepsilon_{sg,\,FEA}} \quad (4)$$

Base at which a strain gauge carries out its measurement is 6 mm, therefore strain in the numerical analysis is $\varepsilon_{sg,FEA}$, which meets the average values decided in the experiment $\varepsilon_{sg,EXP}$, and it is decided as an average value of 6 mm in length (Fig. 7 and Fig. 8 – shaded zones).

Bolt		$F_{p,C}$ [kN]	Nominal strain ε_{nom} [mm/mm]	FEA strain $\varepsilon_{sg,FEA}$ [mm/mm]	Experimen. strain $\varepsilon_{sg,EXP}$ [mm/mm]	Coefficient of variation $V_{X,EXP}$ [%]	α_{FEA}	α_{EXP}	α_{FEA} /α_{EXP}
Type	Length [mm]								
HV	50	171,5	0,00258	0,00322	0,00327	4,81	0,81	0,81	1,01
HV	70	171,5	0,00258	0,00281	0,00294	5,31	0,92	0,89	1,04
HV	90	171,5	0,00258	0,00263	0,00278	4,16	0,98	0,95	1,05
HBT	55	170,7	0,00268	0,00293	0,00307	4,02	0,92	0,87	1,05
HBT	70	170,7	0,00268	0,00309	0,00315	4,44	0,87	0,86	1,02
HBT	85	170,7	0,00268	0,00308	0,00317	3,75	0,87	0,84	1,03

Table 1.Relations between nominal and actual strains at a place where strain gauges are fitted

A difference in results of experimentally and numerically determined coefficient α varies from 1 % to 5 % (Table 1), therefore it can be concluded that the numerical analysis depicts the actual behavior of two bolt types tested in the research. Differences in the results that are shown in the numerical analysis and in the experiments can arise out of difference between nominally adopted value of elasticity modulus shown in the numerical analysis ($E_{FEA} = 210 \cdot 10^3$ N/mm2) and actual value which has not been determined in the experiment, but which very often amounts $205 \cdot 10^3$ N/mm2.

4. DISCUSION OF THE FEA RESULTS

Longitudinal strains across bolt length at an axis were shown, i.e., across the glue found in the hole (Fig. 7 and Fig. 8) in order to explain the observed differences in strain values at a place in which a strain gauge is placed, i.e., differences that emerged in the results of numerical analysis. Such diagrams are shown for both types of bolts and for all three different lengths at those force values that meet pretension force: $F_{p,C}$ = 171,5 kN (CEN 2008) and $F_{p,C}$ = 170,7 kN (DVS and EFB 2014), for bolts of HV and HBT type, respectively. It can be observed instantly that those strains that are located at the bolt head zone and at the start of a bolt that meets the bolt shank are identical for various bolt lengths which once again proves the accuracy of an implemented method by which numerical analysis was carried out.

Almost all cases show a so-called "strain plateau" which meet the part located in the middle of the bolt that is with a constant cross section: bolt shank in case of HV type and a free thread in case of HBT type. Most certainly, strain value reading throughout the experiments is more reliable when the strain gauge is located at the "strain plateau". As for cases analyzed here, positions of strain gauges (Fig. 7 and Fig. 8) correspond to the "strain plateau" zone. Therefore, a manufacturer of strain gauges recommendation that their middle part is located at 8-10 mm from the hole bottom is more than right (CEN 2013).

By analyzing displayed diagrams one can draw a conclusion on reasons as to why different strain values occur for various bolt lengths when exposed to exactly the same pretension force. For bolts of HV type (Fig. 5 and Fig. 7), there are three typical situations:
- for the shortest bolts (L=50 mm), a "strainplateau"zone is located at the thread due to relatively small bolt shank length (Fig. 5a). For that reason, a relation between actual and nominal strains in this case is significantly bigger when compared to two other remaining cases,
- for the threads of an average length (L=70 mm), a hole bottom is located at the transitional zone between the shank and a free thread (Fig. 5b) where strains are bigger due to reduced cross section. Because of that, there is a change in strain along the strain gauge (6 mm) to some extent, meaning that the average value of a strain in strain gauge will depend on a depth at which it is precisely located. For

this reason, the variation coefficient value for experimentally decided calibration coefficient α_{EXP} for these bolts is the highest compared to tested HV bolts (V_X = 5,31, Table 1),
- for the longest bolts (L=90 mm), a hole bottom is located in the middle of the shank (Fig. 5c), i.e., at a "strainplateau", which is quite accentuated in this case due to a big length of the constant cross section at a place in which there is a shank. As in this case a strain gauge is significantly spaced apart from all transitional zones, strains at the strain gauge are constant, therefore the biggest matching of actual and nominal strains was obtained ($\alpha \approx 0{,}95$) with the smallest variation coefficient (V_X = 4,16, Table 1).

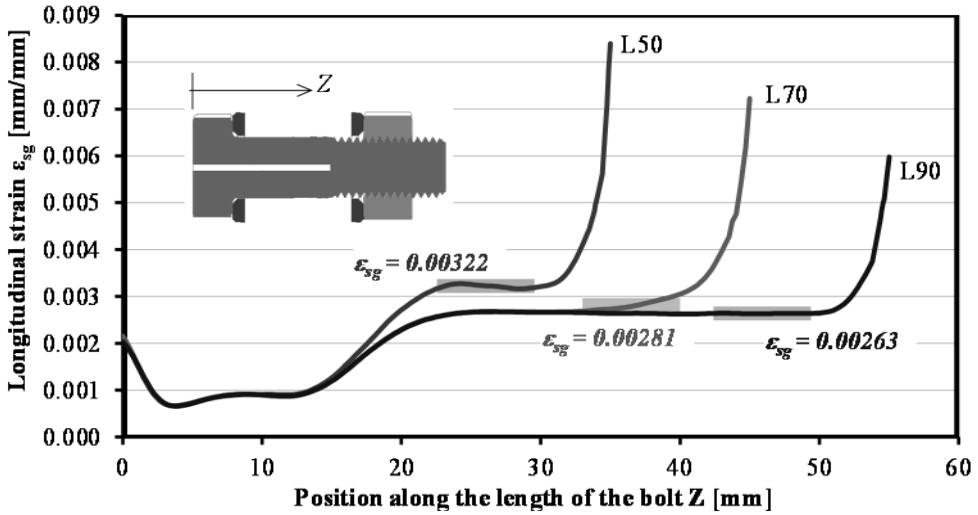


Figure 7.Longitudinal strains of HV bolts at a full pretension force - Fp,C =171,5 kN

In bolts of HBT type, transitional zones are much less obvious. For all three lengths the two situations are typical:
- for the shortest bolts (L=55 mm), the length of a free thread is relatively small compared to the head and short shank length (Fig. 6a) which is why there is no clear strain plateau , instead transitional zones are connected. The bottom of the hole is located at the transitional zone between the free and applied thread, meaning that strain variation along the strain gauge (6 mm) is very much present, which is reflected in somewhat smaller strain values than in two other cases (Fig. 8),
- for the longest (L=85 mm) bolts and for those of an average length (L=70 mm) there is a quite obvious strain plateau as the length of the free thread is significant compared to other parts of the bolt. That is the reason why actual strain values are almost identical in these two cases and are close to expected nominal strain which can meet the bolt diameter defined in the interior thread line (d_3 = 18,2 mm).

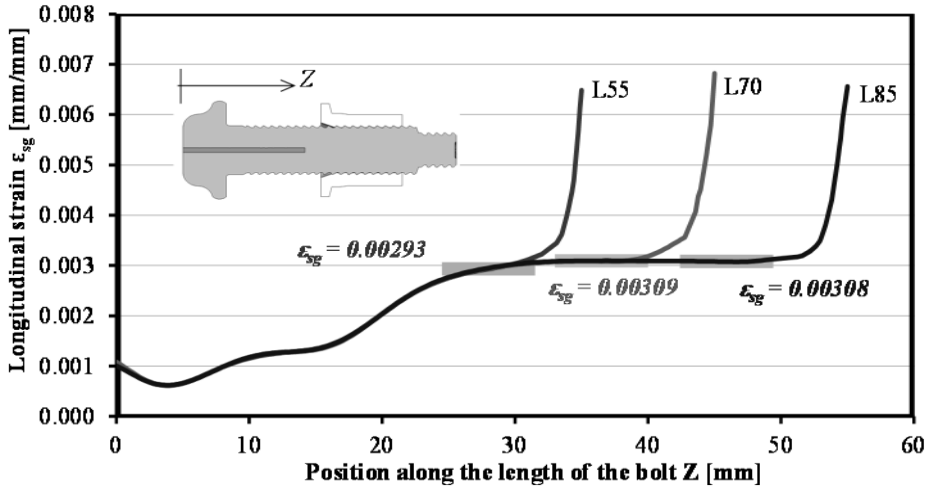


Figure 8.Longitudinal strains of HBT bolt at the full pretension force - Fp,C =170,7 kN

5. CONCLUSIONS

Research presented in this paper has shown that differences between nominal strains and those measured by strain gauges inside the bolt, placed as instructed by a strain gauge manufacturer, are 5 % to 20 %.

Manufacturer's recommendations on proper positioning of strain gauges in the bolt shankhave been justified and in most cases allow strain gauges to be positioned at a „strain plateau" zone. It has been shown that in the case of HV bolts, much more reliable results can be obtained by positioning the strain gauge in the middle of the threadless part of the shank. In that case, ratioof the nominal and actual strainis approximately 0,95.

Even though manufacturers of strain gauges do not anticipate pretension force measurement in bolts with threads along the entire bolt shank, this research, in case of HBT bolts shows quite the opposite. All of these bolts show quite obvious "strain plateau" along a free threaded part of the bolt in the clamping package. The ratioof the nominal and actual strain in this zone totals approximately 0,85, if the external thread dimension is adopted as the nominal diameter. As for all other types of bolts which have a thread along their entire shank, adequate coefficients can be estimated in a similar way.

The ratios of the nominal and actual strains for HV and HBT bolts, considering recommendations related to bolt length and strain gauge placement presented in this research, can be used to obtain the approximate force in the bolts, without performing strain-force calibration. Problems may arise in relatively short bolts in which "strain plateau" is not pronaunced. In that case, proper calibration is inevitable in order to obtain more reliable measurement of the bolt force.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors of this paper are grateful to all companies and individuals who have heartily supported the research, therefore our special thanks goes to: „Alcoa Fastening Systems" (Telford, England), "Amiga" (Kraljevo, Serbia), "Armont SP" (Belgrade, Serbia), "Bata-Mat" (Belgrade, Serbia), "Euris" (Belgrade, Serbia), "INM" (Arilje, Serbia), „Johannes Steiner GmbH & Co." (Weningen, Germany), „Jotun" (Norway), "Lim inženjering" (Belgrade, Serbia), "Mašinoprojekt Kopring" (Belgrade, Serbia), "Modipack" (Požega, Serbia), "Mostogradnja" (Belgrade, Serbia), "NB Celik" (Batajnica, Serbia), "PERI oplate" (Šimanovci, Serbia) "RT Trans" (Belgrade, Serbia) and "Xella Serbia" (Vreoci, Serbia). This research was supported by TR36048 project financed by the Government of the Republic of Serbia.

REFERENCES

[1] CEN - European Committee for Standardization, (2005). "EN 14399-4:2005: High-strength structural bolting assemblies for preloading - Part 4: System HV - Hexagon bolt and nut assemblies"

[2] CEN - European Committee for Standardization, (2008). "EN 1090-2: 2008: Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures"

[3] DS Simulia Corp., (2012). ABAQUS User Manual, Version 6.12., Providence, RI, USA

[4] DVS-Deutscher Verband für Schweißen und verwandte Verfahren e. V. und EFB-Europäische Forschungsgesellschaft für Blechverarbeitung e.V., (2014). "Schließringbolzensysteme - Berechnung von Verbindungen nach Eurocode 3 und VDI 2230"

[5] Fric, N., Budjevac, D., Miskovic, Z., Veljkovic, M., Markovic, Z., and Dobric, J. (2015). "Calibration of the high strength bolts for measuring the pretension force." Eighth International Conference on ADVANCES IN STEEL STRUCTURES

[6] Fric, N., Budjevac, D., Veljkovic, M., Miskovic, Z., Markovic, Z., and Isakovic, J. (2014). "Test arrangement for measurements of the pretension force in high strength bolts." EUROSTEEL

[7] Fric, N., Budjevac, D., Markovic, Z., Dobric, J., and Isakovic, J. (2014). "Huck BobTail fastening system – new solution for high-strength lockbolts." Journal of APPLIED ENGINEERING SCIENCE, 12(2014)1, 271, 23-28

[8] Fric, N. (2015). "Theoretical and experimental research of loses of pretension force in high strength bolts" PhD Disertation, Faculty of Civil Engineering Univerity of Belgrade

[9] Heistermann., C. (2011)."Behaviour of Pretensioned Bolts in Friction Connections" Licentiate Theses, Luleå University of Technology

[10] Husson., W. (2008)."Friction Connections with Slotted Holes for Wind Towers"Licentiate Theses, Luleå University of Technology

[11] Nah., H., Lee., H., Kim., K., Kim., J., and Kim., W. (2010). "Evaluating Relaxation of High-strength Bolts by Parameters on Slip Faying Surfaces of Bolted Connections" International Journal of STEEL STRUCTURES, Sept. 2010, Vol 10, No 3, 295-303

[12] Pavlović., M., Marković., Z., Veljković., M., and Buđevac., D. (2013) "Bolted shear connectors vs. Headed studs behaviour in push-out tests" Journal of Constructional Steel Research, Sept. 2013, Vol 88, 134-149

[13] Pavlović., M., Heistermann., C., Veljković., M., Pak., D., Feldmann., M., Rebelo., C., and Da Silva, Simões da Silva, L.

[14] Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. – TML (2013), "Bolt strain gauge series BTM", http://www.tml.jp/e/product/strain_gauge/catalog_pdf/BTMseries.pdf, (Okt. 14 2013)

[15] Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. – TML (2014), "Strain gauge adhesives", https://www.tml.jp/e/product/strain_gauge/catalog_pdf/adhesive_list.pdf,(May 16 2014)

[16] Yang., J., and DeWolf., J. (2000). "Relaxation in High-Strength Bolted Connections Using Galvanized Steel" Journal of bridge enginnering, 2000.5:99-106

[17] Yang., J., and DeWolf., J. (1999). "Mathematical Model for Relaxation in High-Strength Bolted Connections" Journal of structural enginnering,1999.125:803-809

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SS - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Yuliya ILIEVA[1]

CONTEMPORARY VAULTED DOUBLE-LAYER TENSEGRITY GRIDS

SUMMARY

Double-layer tensegrity grids (DLTGs) can be defined as self-stressed, stable spatial reticulated systems based on tensegrity principles. Their top and bottom surfaces are formed by two parallel networks of tensile members, that nodes are linked by vertical and/or inclined web members under compression and tension. The aim of the present paper is to create a vaulted double-layer tensegrity grid (VDLTG) and to present a method for its geometric modeling in AutoCAD 3D. The basic unit of the modular structure is a four strut twisted prism, that is unknown until now. Two adjacent elementary cells are connected by a partial overlap of their upper and lower base sides. The geometric design method is based on the VDLTG's overall dimensions.

Keywords: tensegrity, tensegrity modules, tensegrity structures, vaulted double-layer grids

Јулија ИЛИЕВА[1]

СОВРЕМЕНИ ЗАСВОДЕНИ ДВОСЛОЈНИ ТЕНСЕГРИТИ МРЕЖИ

РЕЗИМЕ

Двослојните тенсегрити мрежи може да се дефинира како стабилни просторни мрежести системи кои се базираат врз основа на тенсегрити принципите. Нивната горна и долна површини се формирани од две паралелни мрежи, чии составни единици се напрегнати на затегнување, кои со јазли се поврзани со вертикални и/или наклонети мрежи напрегнати на притисок и затегнување. Целта на овој труд е да се прикаже засводена двослојна тенсегрити мрежа и да се претстави методот за нејзино геометриско моделирање во AutoCAD 3D. Основната единица на модуларна структура е четиристрана извртена призма, којашто е прв пат разгледувана. Поврзаноста на две соседни основни ќелии е со делумно преклопување на нивните горни и долни површини. Методот на геометриски дизајн се базира на целокупните димензии на засводената двослојна тенсегрити мрежа.

Клучни зборови: тенсегрити, тенсегрити модули, засводени двослојни мрежи

[1] Chief Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering & Architecture (VSU) "Luben Karavelov", Sofia, Bulgaria, yuliya_ilieva@vsu.bg

1. INTRODUCTION

Double-layer tensegrity grids (DLTGs) may be defined as self-stressed, stable spatial reticulated systems based on tensegrity principles (Gomez et al. 2012). Their top and bottom surfaces are formed by two parallel networks of tensile members, that nodes are linked by vertical and/or inclined web members under compression and tension. As modular structures, DLTGs are composed of basic tensegrity units. Their variety is based on the configuration of the assembling members and on the way in which these components are connected to each other to form a system. Most tensegrity modules have a prismatic or pyramidal shape with triangular, square or pentagonal bases. One recent report investigated in detail the genesis and the contemporary trends in the development of planar tensegrity grid structures (Ilieva 2014). Special attention was paid to their geometric characteristics, basic tensegrity modules, which they are composed of, and types of joints between them. DLTGs for application in architecture and building construction can be of planar, cylindrical and spherical shape. Vaulted configurations are structures of cylindrical surface. They are networks of single curvature, whereas spherical forms have double curvature. Ilieva and Kantchev (2015) created a new four strut twisted tensegrity prism. They used the algorithm given by Charalambides (2004) to generate a new vaulted double-layer tensegrity grid (VDLTG) and presented a method for its construction in AutoCAD 3D.

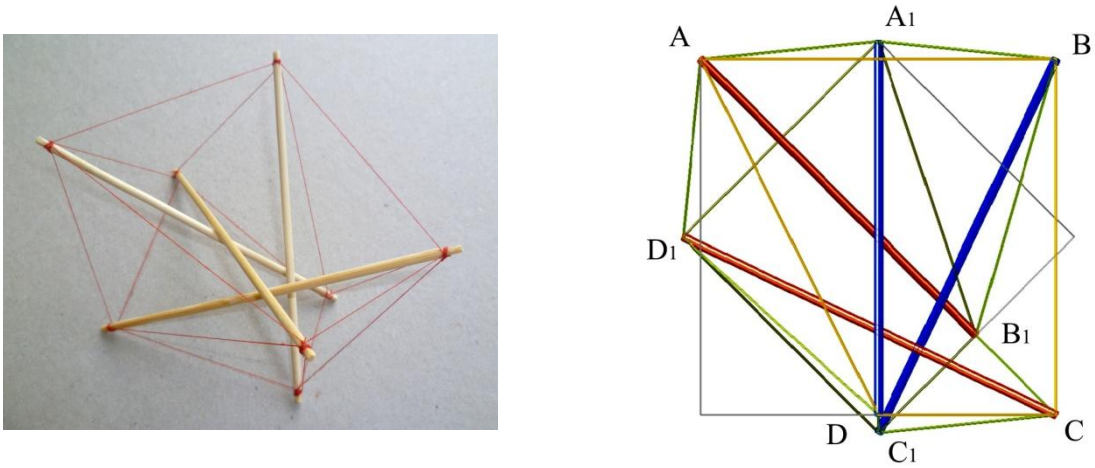
The aim of the present paper is to create a vaulted double-layer tensegrity grid (VDLTG), obtained by the juxtaposition of a new four strut twisted tensegrity prism. The parametric design procedure for generating the new grid is revealed. The techniques for its visualization in AutoCAD 3D are also discussed. The proposed VDLTG consists of discontinuous compressive members (struts) and continuous tensile members (cables). Its rigid elements, such as bars, are not connected directly to each other, but to cables. The system complies with the definition given by Fuller (1962) for tensegrity.

2. PARAMETRIC DESIGN OF VAULTED DOUBLE-LAYER TENSEGRITY GRIDS

In order to explain the parametric design procedure for generating new VDLTGs, the unit geometry, the method of defining vaulted configurations and the algorithm design process based on total structure dimensions are successively explained.

2.1. Unit geometry

The basic tensegrity module is included within a twisted prism with square bases (Fig. 1). It has two layers - a lower and an upper, that are rotated at an angle of 45°. They consist of cables. Both layers are connected together by an intermediate layer of compression struts and tension wires, arranged diagonally. If we look at the plan view (Fig. 1 b) of the elementary unit we will see that there are two pairs of bars (marked with red and blue). They seem like they intersect each other. The elements of each pair are crossed in the form of "V". The compression bars connect a vertex of one of the bases of the prism (i. e. the bottom) to an opposite vertex of the other (top) base or a vertex of one of the bases to the midpoint of the opposite edge of the other layer. They are twisted in vertical direction. The number of struts is equal to 4. The top and bottom cables outline a trapezoidal shape. The number of the cables on each base of the twisted prism is equal to 4. The number of the diagonal cables of the tensegrity module is equal to 8. They extend from each of the nodes of a layer (i. e. the bottom) that reaches a compression element to the adjacent node corner of the other layer (i. e. the top) and vice versa.



a) b)

Figure 1. A 4-strut twisted prismatic tensegrity unit: a) architectural model; b) top view

The equations of the basic unit were defined by applying the Pythagorean theorem and the law of cosines. They are as follows:

$$AB = BC = a \tag{1}$$

$$CD = \frac{a}{2} \tag{2}$$

$$AD = \frac{a\sqrt{5}}{2} \tag{3}$$

$$A_1D_1 = C_1D_1 = b \tag{4}$$

$$B_1C_1 = \frac{b}{2} \tag{5}$$

$$A_1B_1 = \frac{b\sqrt{5}}{2} \tag{6}$$

$$AB_1^2 = h^2 + \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + \frac{b}{2}\right)^2 \tag{7}$$

$$BC_1^2 = CD_1^2 = h^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2 + \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + \frac{b}{2}\right)^2 \tag{8}$$

$$A_1D^2 = h^2 + \left(\frac{b\sqrt{2}}{2} + \frac{a}{2}\right)^2 \tag{9}$$

$$AA_1^2 = CC_1^2 = A_1B^2 = AD_1^2 = h^2 + \left(\frac{a\sqrt{5}}{2}\right)^2 + \left(\frac{a}{2} + \frac{b\sqrt{2}}{2}\right)^2 - 2 \times \frac{a\sqrt{5}}{2} \times \left(\frac{a}{2} + \frac{b\sqrt{2}}{2}\right) \times \frac{2}{\sqrt{5}} \tag{10}$$

$$BB_1^2 = h^2 + a^2 + \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + \frac{b}{2}\right)^2 - 2 \times a \times \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + \frac{b}{2}\right) \times \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (11)$$

$$DD_1^2 = h^2 + b^2 + \left(\frac{a}{2} + \frac{b\sqrt{2}}{2}\right)^2 - 2 \times b \times \left(\frac{a}{2} + \frac{b\sqrt{2}}{2}\right) \times \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (12)$$

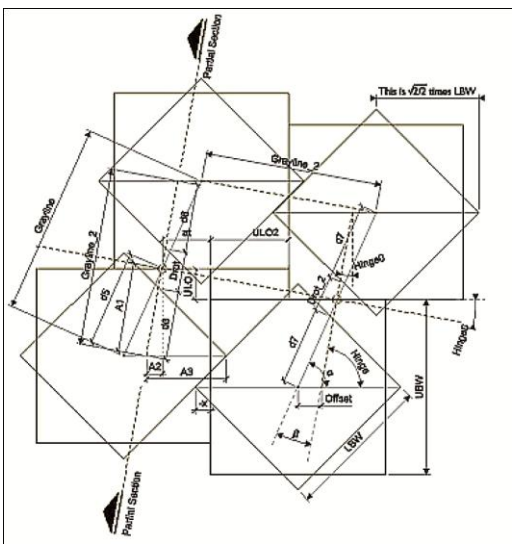
$$B_1C^2 = h^2 + \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} - \frac{b}{2}\right)^2 \quad (13)$$

$$DC_1^2 = h^2 + \left(\frac{b\sqrt{2}}{2} - \frac{a}{2}\right)^2 \quad (14)$$

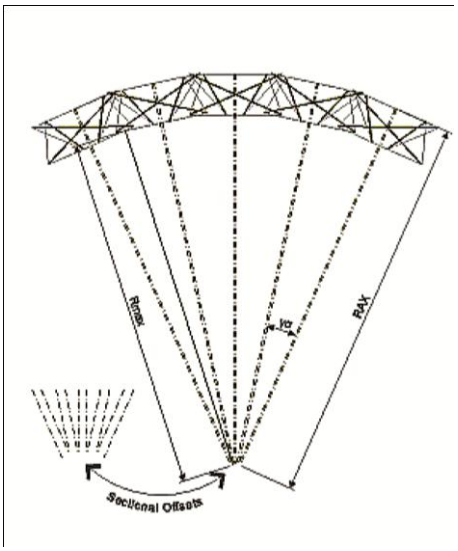
where "a" is the upper base width of the twisted prism with square bases, in which the basic tensegrity module is included, "b" is the lower base width of the same structure and "h" is its height.

2.2. Geometric method of defining vaulted configurations

For the purposes of the current research the presented innovative VDLTG was created by applying the geometric method proposed by Liapi (2001). It can also be used for generating structures with planar and spherical shape. Liapi uses identical square based twisted tensegrity prisms. Two adjacent elementary units are connected by a partial overlap of their upper and lower base sides (Fig. 2a). The geometry generation process of a vault shape structure can be described in three steps. First we need to position the adjacent modular units in such a way that their upper bases overlap. Then the process includes shifting the centers of adjoining units along the axis of the cylinder, until one pair of their lower base sides meet (Fig. 2a). Finally we perform a rotation of units along the circumference of the cylinder to receive a full overlap of their lower bases and to define the center of curvature of the tensegrity structure (Fig. 2b). The dimensions of the upper and lower bases typically are different. A primary rule for the generation of a vault structure is that the ratio of the upper base width versus the lower base width should always remain within the boundaries of 1/(20.5) and 20.5 (Liapi 2001).



a)



b)

Figure 2. Liapi's geometric method of defining vaulted configurations: a) plan of a four unit cluster before rotation leading to vault formation; b) section of a vault structure after rotation

2.3. Design process based on total structure dimensions

The geometric conditions and principles that determine the form of VDLTGs with upper and lower base sides that partially overlap were implemented in an algorithm by Charalambides (2004). He developed mathematical expressions to define parameter interdependence and constraints for various construction scenarios. The parametric description of tensegrity structures includes the dimensions of composing units, unit-overlap conditions, structure size and curvature and units' number. The geometric design method which is based on the VDLTG's overall dimensions is used in the present paper. The necessary given data are: the span; the length of the structure; the height of the structure; the number of units along both axes; the height of the tensegrity modules and the upper opening ratio (UOR) (Fig. 2a). The height of the units can also be defined as the thickness of the VDLTG. The UOR is defined as the percentage of the length of the upper base of the unit that does not overlap with the unit next to it. The size of the tensegrity modules and the parameters that determine their mutual disposition are calculated using mathematical expressions given by Charalambides (2004). We set the following values of the known parameters: span or width of the vaulted structure equal to 25.00; length of the vaulted structure equal to 18.63; height of the vaulted structure (exterior) equal to 4.99; number of units along the primary axis equal to 6; number of units along the secondary axis equal to 4; height of tensegrity modules equal to 2 and upper opening ratio (UOR) equal to 0.10. The unknown parameters are: upper base width of the twisted prism with square bases in which the basic tensegrity module is included - "a"; lower base width - "b" (Fig. 1); total angle of rotation "γσtot" (Fig. 2b); angle between two units along the primary axis "γσ" (Fig. 2b); upper length opening (ULO) and upper length opening along the secondary axis (ULO2) (Fig. 2 a). We found that a = 4.54, b = 3.53, γσtot = 90.60°, γσ = 15.10°, ULO=0.45 and ULO2=1.03. The obtained single curvature DLTG, thatcontains 6 x 4 modified four-strut cells, is displayed in Figure 3.

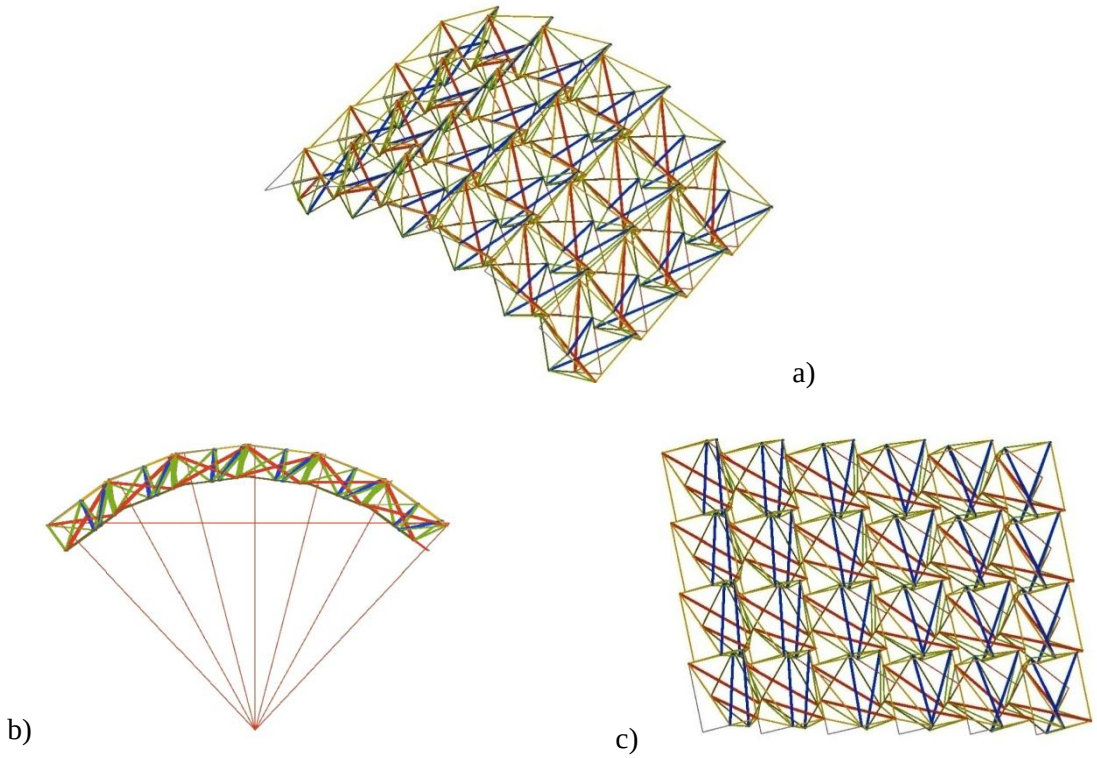


Figure3. A 6 x 4 unit arrangement in a vault configuration: a) isometric view; b) section view; c) plan view

2.4. Visualization techniques in AutoCAD 3D

For the VDLTG's construction in AutoCAD we need first to create its basic module. The tool "3D solid cylinder" can be used to represent the compressive members (struts) and the continuous tensile members (cables). They have different value of their radius. Then the geometry generation process of a vault shape structure includes the creation of first two rows of elements along the axis of the cylinder. The other two rows are analogous. The adjacent modular units are positioned in such a way that their upper and lower bases overlap. For that, in section view we first determine the plane where each unit along the primary axis lies. The calculated parameters "γστοτ" and "γσ" are used. We change the user coordinate system defining it by three points. Finally the basic modules are pasted from the clipboard into the current plane and placed in their final position.

3. CONCLUSION

A vaulted double-layer tensegrity grid (VDLTG) was created and a method for its construction in AutoCAD was presented. The basic unit of the modular structure is a new four strut twisted prism. The proposed VDLTG consists of discontinuous compressive members (struts) and continuous tensile members (cables). Its rigid elements, such as bars, are not connected directly to each other, but to cables. The system complies with the classic definition for tensegrity. Although there are patterns and general rules for the assembly of DLTGs, it is very hard to determine and to graphically generate tensegrity structures with single and double curvature. The form of the new VDLTG was determined by using the mathematical expressions of Charalambides that define parameter interdependence and constraints for various construction scenarios, including design process based on total structure dimensions. His method is very long and complicated. There is a need to find easier ways of designing VDLTGs.

REFERENCES

[1] Charalambides, J. (2004). Computer method for the generation of the geometry of tensegrity structures, Dissertation, Presented to the Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin

[2] Fuller, B. (1962). Tensile-integrity Structures, US Patent No. 3,063,521

[3] Gómez-Jáuregui, V., Otero, C., Arias, R., and Manchado, C. (2012). "Novel technique for obtaining double-layer tensegrity grids." International Journal of Space Structures, v. 27, number 2 & 3, 155 – 166

[4] Ilieva, Y. (2014). "Genesis and contemporary trends in the development of tensegrity enclosing planar grid structures." Proc., First scientific – applied conference with international participation "Project Management in Construction", University of architecture, civil engineering and geodesy, Sofia, 405-411

[5] Ilieva, Y., and Kantchev, V. (2015). "Vaulted double-layer tensegrity grids" Proc., 15th International scientific conference VSU'2015, Sofia, v. I, 11-16

[6] Liapi, K. (2001). "Geometric configuration and graphical representation of tensegrity spherical networks." Proc., Association for Computer Aided Design in Architecture, Buffalo, New York, 258-267

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 5

Emil KOCOVSKI[1], Vladimir DAMJANOVSKI[2], Mile PARTIKOV[3], Denis POPOVSKI[4]

MODULAR REVISION PLATFORMS IN PRODUCTION HALL

SUMMARY

Description of the design for 3 modular revision platforms for the specific needs of a production hall with a specific production lane arrangement is shown in this report. The platforms are consisted of 4 revision levels with a maximal height of 12.7m. The access to the revision levels is only form one of the platforms. The analysis for the construction of the platforms is done according the exploitation conditions. All the connections are designed as bolted. The platforms are anchored directly to the concrete slab of the production hall, with the use of high performance steel anchors embedded after finished curing of the concrete slab.

Keywords: platform, erection, modularity, connections

Емил КОЧОВСКИ[1], Владимир ДАМЈАНОВСКИ[2], Миле ПАРТИКОВ[3], Денис ПОПОВСКИ[4]

МОДУЛАРНИ РЕВИЗИОНИ ПЛАТФОРМИ ВО ПРОИЗВОДЕН ПОГОН

РЕЗИМЕ

За потребите на производен погон и соодветна поставеност на опремата од системот на производство, проектирани се 3 платформи. Станува збор за 3 платформи со 4 ревизиони нивоа, и максимална висина на највисокото ниво од 12,7m, при што пристап кон првото ниво има само од една платформа. Анализата на конструкцијата е направена за условите на експлоатација на платформите во затворен простор. Врските се монтажни со примена на обични завртки. Платформите немаат сопствена темелна конструкција, истите се анкерувани директно во бетонската подна плоча армирана со челични влакна, со помош на челични анкери, вградени по бетонирање т.е. по достигнување на јакоста на бетонот на подната плоча.

Клучни зборови: платформи, монтажа, модуларност, врски

[1] BSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, emil.kocovski@gmail.com
[2] BSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, v.damjanovski@yahoo.com
[3] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk
[4] Assist. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

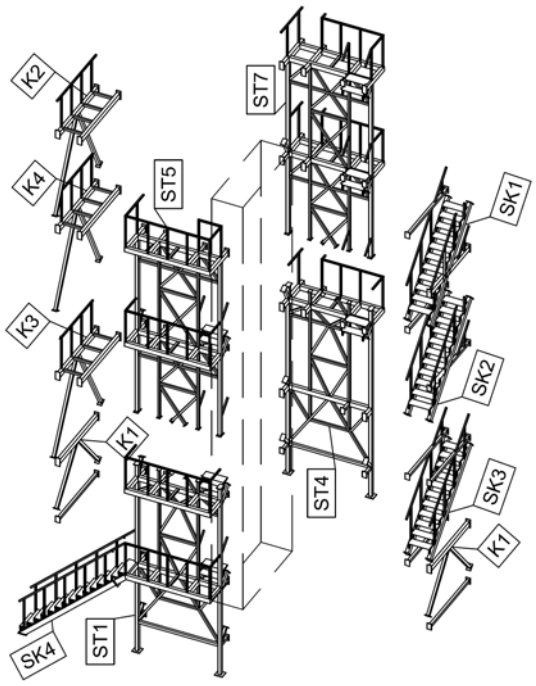
1. ОПШТО

Проектираните платформи е предвидено да опслужуваат 3 машини кои се дел од прозиводна лента со габаритни димензии 1.0m x 3.2m x 14.0m, поставени на меѓусебно растојание од 3.3m. Истите се поставени во затворен простор, индустриска хала, и не се изложени на надворешни атмосферски влијанија. Машините кои се дел од производната лента целосно го диктираат изборот на конструктивниот систем поради фактот дека станува збор за производна лента што подразбира движење на пролупроизвод помеѓу машините на точно одредени позиции, чија диспозиција е добиена од производителот на машините.

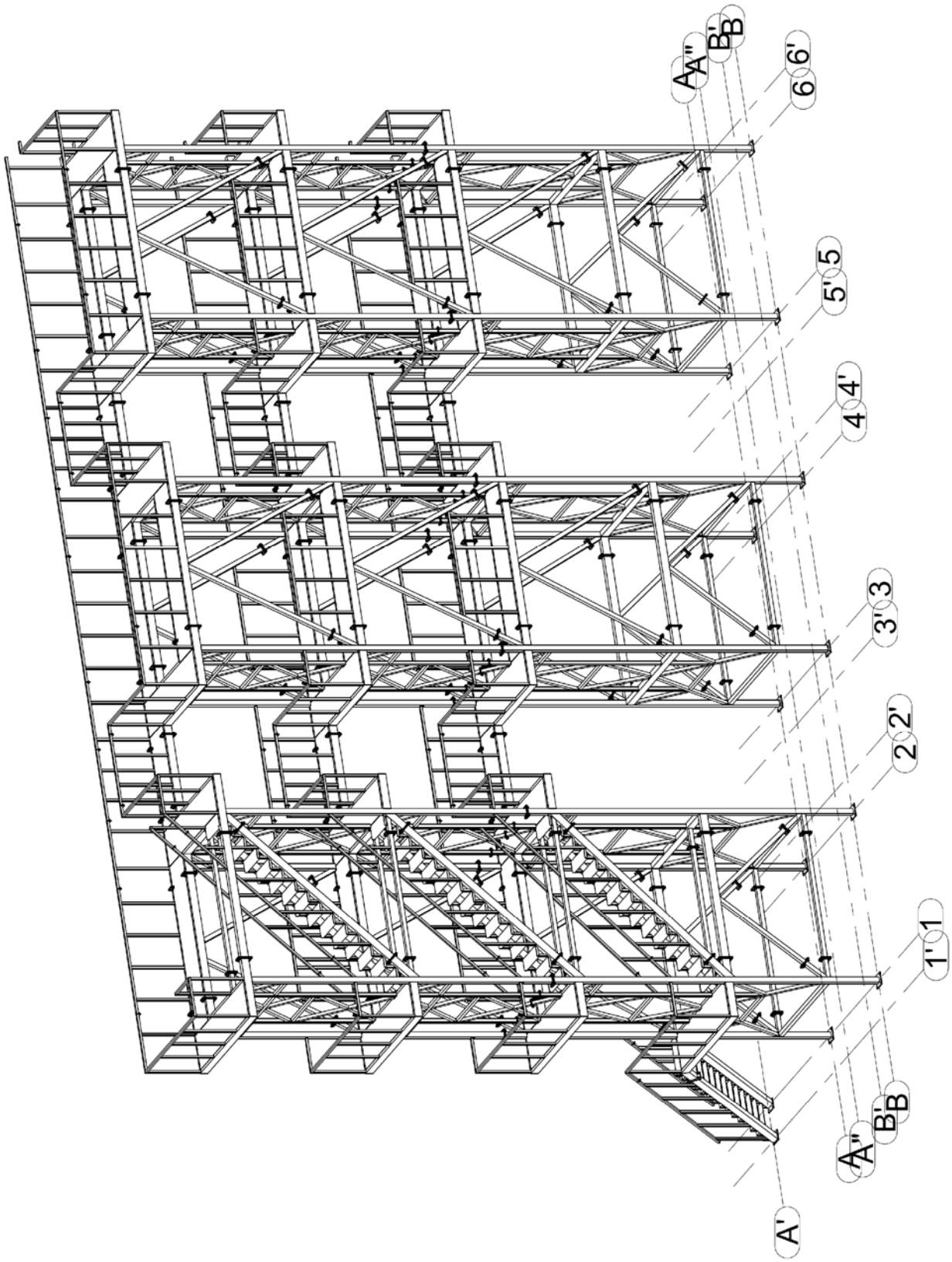
Поради едноличноста на габаритот на машините, избран е еден главен концепт на конструкцијата, кој е модуларно мултиплициран и укрутуван според потребите на пристапните ревизиони скали и патеки. Монтажата на платофмите се извршува во веќе изведен производен погон, на веќе поставени машини, и поради тоа платформите се предвидени со монтажни врски со завртки, без никаква потреба за заварување на терен. Сите врски се предвидени да се изведат со обични завртки.

2. КОНСТРУКЦИЈА НА ПЛАТФОРМИТЕ

Секоја од платформите претставува засебна конструкција, составена од монтажни сегменти чиј габарит е погоден за траспорт и манипулирање во производниот погон. Платформите се предвидени како обиколка на машините, односно машината претставува јадро на платформата. Од оваа поставеност произлезена е поделбата на сегменти на платформите и планот за монтажа на истите. Една платформа е составен од 4 главни сегменти од “попречен” правец, столбовите на платформите се дел од овие склопови. При монтажата се поставуваат 2 спротивни сегменти и се врши нивно поврзување со помош на елементите (склоповите) од “подолжен” правец, на вака поставени и вкрутени 2 главни сегменти (нивоа 1’+1) се поставуваат останатите 2 главни сегменти (нивоа 2+3). Платформите помеѓу себе се поврзани со мостови кои е предвидено да се изработат како засебни склопови и да се постават по целосна монтажа на главните сегменти на сите платформи. По монтирањето на сите склопови останува монтажата на нагазните површини кои е предвидено да се изработат од брадавичест лим, соодветно потпрен на главните сегменти од конструкцијата.



Слика 1. Поделба на к-јата на монтажни сегменти

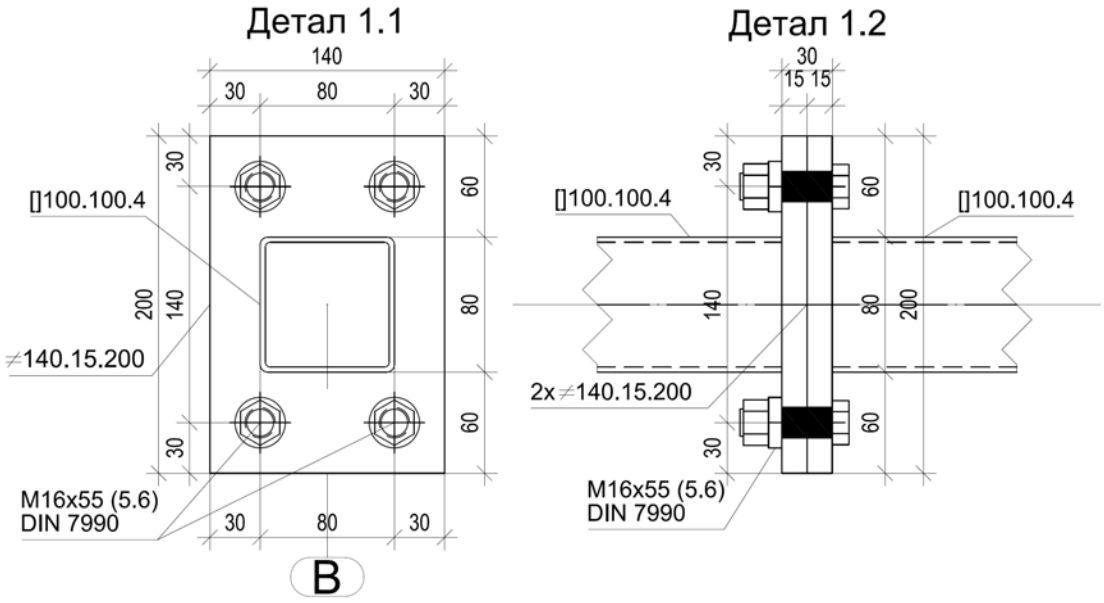


Слика 2. 3Д Изглед на конструкцијата

Појдовна точка на концептот на конструкцијата е просторен “виренделов” носач, кој според диспозицијата на отворите во машините би бил дополнително укрутен и на кој дополнително ќе бидадт додадени платформи за движење и скали за качување. Стабилноста во попречен правец е решена со плетка на елементи која е соодветно прилагодена на ревизионите патеки, додека во подолжен правец постојат 2 различни пристапи кон решавање на проблемот на стабилноста, односно 2 начина на постигнување на бараната крутост. Првиот начин е со помош на склопови кои формираат притиснати К спрегови и втор начин со користење на скалишната конструкција како елемент за вкрутување на разгледуваниот правец.

На слика 2. даден е тродимензионалниот изглед на сите платформи со скали и површни мостови. Прикажана е платформата на која се поставени скалишните сегменти за комуникација помеѓу нивоата, во оваа платформа се користат двата спомнати начини за решавање на стабилноста во подолжен правец. Кај другите две платформи стабилноста во подолжен правец се решава само со склопови кои формираат притиснати К спрегови, бидејќи вертикалната комуникација помеѓу нивоата на платформите е воспоставена на првата платформа.

Конструктивниот челик е С.0361 (S235), а како пресеци се користени затворени кутијасти профили (квадратни, правоаголни). Како столбови односно појаси на “виренделовите” носачи се користат квадратни кутијасти профили []100.100.4, како основна исполна во подолжен и попречен правец се користат правоаголни кутијасти профили []150.100.4, додека за секундарната исполна во подолжен и попречен правец се користат квадратни кутијасти профили []80.80.3 и []60.60.3, соодветно.



Слика 3. Детал на врска помеѓу монтажни сегменти

На слика 3. Прикажан е карактеристичен детал на наставување на појасите/столбовите на конструкцијата, преку челни плочи, со помош на завртки (4M16). Врската помеѓу елементот и челната плоча е предвидено да се изведе со заварување (во работилница) со аголен завар по целиот обем на елементот.

Анкерувањето на конструкцијата е предвидено да се изврши директно во бетонската подна плоча армирана со челични влакна, со помош на челични анкери вградени достигнување на јакоста на бетонот на подната плоча. Анкерите кои се користат се стандардизирани, со податоци за нивната носивост дадени од производителот, за потребата на овие платформи извршено е испитување на 3 вградени анкери.

3. АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИЈАТА И ВРСКИТЕ

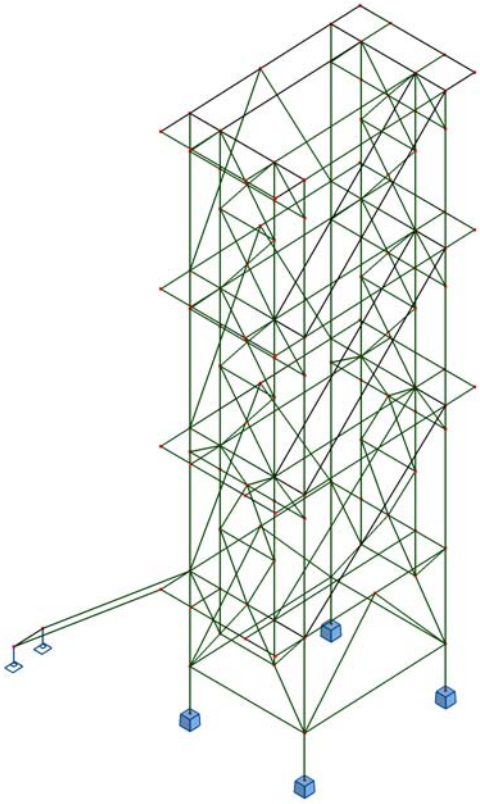
Анализата за конструкцијата на платформите е извршена на тродимензионален математички модел изработен со линиски елементи во програмскиот пакет Robot Structural Analysis 2016, за двата подтипови на платформа.

Товарењето на конструкцијата е извршено според правилата од техничките прописи и нормативи за товарење на ваков вид на конструкции, поставени во затворен простор.

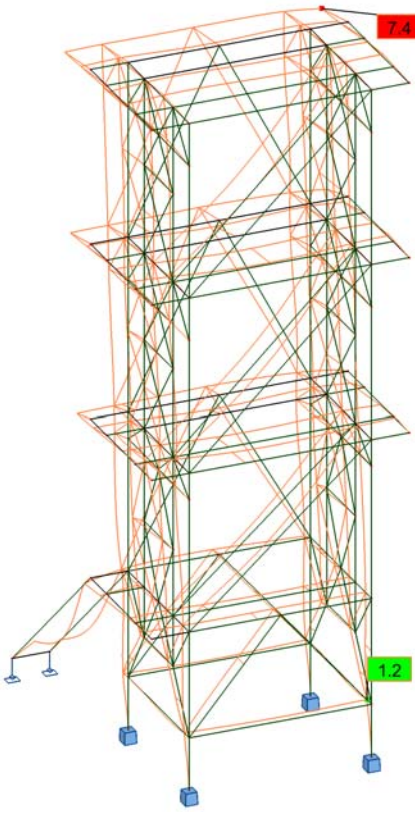
Постојани товари: сопствена тежина, тежина на ограда, тежина на под за платформа.

Корисни товари: корисен товар на платформа, корисен товар на скали.

Товари од сеизмика: пресметани за како процент од постојаните и корисните товари, спред актуелниот пропис за сеизмика на Република Македонија.



Слика 4. Математички модел на к-јата



Слика.5 Деформирана состојба

На слика 4. прикажан е математичкиот модел на конструкцијата. Потпирањето на конструкцијата се третира како вклештување, основните елементи од конструцијата (греди,столбови) се третираат како елементи со аксијален и моментен капацитет, додека пак елементите од исполната се третираат како елементи само со аксијален капацитет.

На слика 5. прикажана е максималната деформација на конструкцијата, од меродавна комбинација, истата е дадена во mm, и ги задоволува дозволените деформации за овој тип на конструкции. Максималната деформација е добиена при дејство на постојаните и корисните товари во комбинација со дејство на сеизмичка сила во попречен правец.

Имајќи предвид дека станува збор за монтажна конструкција, мора да се напомене дека концептот за конструкцијата е безвреден без концепт за врските на истата. При проектирањето на платформите, типот на врски помеѓу сегментите и нивната едноставност и едноличност има влијание при избор на елементите од конструкцијата.

Анализирани се критичните места на спојување на елементите, и според истите се усвоени димензиите на елементите од врската (дијаметри на завртки како и големина на челните лимови). Завртките се пресметани према капацитетот на носивост на смолкнување , додела пак дебелината на лимот е усвоена према капацитетот на носивост на притисок по обод на завртка.

Работилничката документација е целосно изработена преку тродимензионален модел во софтверскиот пакет Autodesk Advance Steel, од каде се добиени сите работилнички цртежи за елементи и врски, склопни цртежи и диспозиции, како и спецификации и листи за набавка на употребениот материјал.

При проектирањето на платформите запазени се сите поединости кои произлегуваат од спецификациите за машините кои истите треба да ги опслужуваат како не би дошло до пореметување на концептот “производна лента”, запазена е потребата за едноставна монтажа на платформите при веќе поставени машини како и анкерувањето во веќе изведена подна плоча без засебна темелна конструкција. Добиеното решение е рационално и едноставно за производство, нема специфични побарувања при изведба (квалитет на основен материја, квалитет на материјал на завртки, квалитет на завари) и е едноставно за монтажа.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Печатени предавања по предметот "Челични конструкции во високоградба" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.

[2] Печатени предавања по предметот "Челични конструкции" кој се држи на додипломските студии при Градежниот факултет - Скопје, од авторот Проф. д-р Петар Цветановски, дипл.град.инж.

[3] Основи на челични конструкции, Проф. д-р Атанас Филиповски, Скопје 2004 год.

[4] Celicne konstrukcije u gradjevinarstvu, Prof. dr Branko Zaric, Prof. dr Dragan Budjevac, Mr. Bratislav Stipanic, Gradjevinska kniga Beograd, 2000 god

[5] European Standard EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 03.2005, +AC 06.2009, European Committee for Standardization

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 6

Milivoje MILANOVIC[1], Meri CVETKOVSKA[2], Cvetanka CHIFLIGANEC[3], Milica JOVANOSKA[4]

DETERMINATION OF CRITICAL BUCKLING LOAD OF A STEEL CONCRETE COMPOSITE COLUMN IN FIRE

SUMMARY

A practical numerical procedure for calculating critical buckling load of a composite steel concrete column in fire, taking into account the column`s cross section average temperature, is presented in this paper. The column is subjected to external axial loading and exposed to 30 minutes standard fire at the entire perimeter. The critical buckling load is calculated depending on the type of axial and rotational restraints at the column ends. The thermal and structural numerical analyses were carried out with the program for fire structural analysis SAFIR.

Keywords: composite column, critical force, buckling, average temperature

Миливоје МИЛАНОВИЌ[1], Мери ЦВЕТКОВСКА[2], Цветанка ЧИФЛИГАНЕЦ [3], Милица ЈОВАНОСКА[4]

ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КРИТИЧНА СИЛА НА ИЗВИВАЊЕ НА СПРЕГНАТ СТОЛБ ВО УСЛОВИ НА ПОЖАР

РЕЗИМЕ

Во овој трудот е прикажана една практична нумеричка постапка за определување на критичната сила на извивање на спрегнат столб во услови на пожар, со помош на средната температура во попречниот пресек на столбот. Столбот е оптоварен со аксијална сила и е изложен на стандарден пожар по целиот обем за време од 30 минути. Критичната сила на извивање е определена во зависност од условите на потпирање на столбот. За спроведување на термичката и статичката анализа применет е програмот за анализа на конструкции во пожар SAFIR.

Клучни зборови: спрегнат столб, критична сила, извивање, средна температура

[1] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, State University in Novi Pazar, Serbia, Faculty of Civil Engineering, milanovicnp@gmail.com
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[3] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk
[4] MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, m.jovanoska@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Пресметката и димензионирањето на спрегнатите столбови во објектите од високоградбата, при нормални температурни услови (20°C), се сведува на определување на носивост на пресекот и корекција на таа носивост во однос на витоста на столбот.

Димензионирањето на спрегнатите столбови кои се изложени на дејство на пожар е доста покомплексно. Со зголемување на температурата доаѓа до: промена на механичките карактеристики на материјалите, промена на носивоста и стабилноста на столбот, појава на дополнителни напрегања и деформации поради ограничена аксијална дилатација на столбот зависно од условите на потпирање (издолжување и ротација).

На однесувањето на спрегнатите столбови во услови на пожар влијаат следниве фактори:

- Димензиите на попречниот пресек на столбот (значително влијаат на продорот на температурата),
- Видот на материјалот кој преовладува во пресекот (повеќе челик или бетон),
- Распоредот на челичните елементи во бетонскиот дел на столбот,
- Висината на столбот (должината на извивање) и условите на потпирање на краевите на столбот,
- Аксијалната крутост на столбот (EI/h),
- Пожарното сценарио (изложеноста на столбот на пожарно дејство по целиот обем или делимично),
- Видот и големината на оптоварувањето на столбот (N, M, T, комбинација од нив и др.).

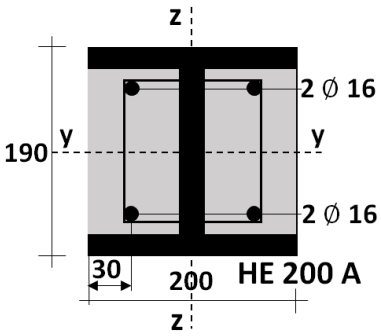
Стабилноста на спрегнатите столбови во услови на пожар зависи од повеќе параметри: типот и димензиите на пресекот, висината на столбот, големината на оптоварувањето, условите на потпирање на краевите на столбот итн.

При проектирање на спрегнати столбови изложени на пожар, не само што треба да се определи носивоста на пресекот на спрегнатиот столб, туку неопходно е и да се изврши контрола на извивањето на столбот. Поради загревањето и падот на јакосните карактеристики на материјалите во пресекот на столбот, доаѓа до намалување на вредноста на критичната сила на извивање. За да се избегне опасност од губење на стабилноста на столбовите при пожарно дејство, треба да се определи критичната сила на извивање на столбот за одредени интервали на загревање. Овој проблем може да се разгледа и реши со спроведување на експериментална или нумеричка анализа.

За спроведување на експериментална анализа проблем претставуваат: високата цена на експериментите, неможноста да се опфатат сите потребни варијации на оптоварувањата, типовите на пресекот, висината на столбовите итн. Исто така, експериментите на поединечни елементи, издвоени од конструкцијата, не даваат задоволителни резултати и не го отсликуваат реалното однесување на столбот кога истот се анализира во рамки на конструкцијата.

Нумеричките анализи спроведени со некој од современите ориентирани софтверски пакети, засновани на принципите на термодинамиката и статиката на конструкциите, сè повеќе и сè поверодостојно ги заменуваат скапите експерименти. Овие софтвери се верифицирани на податоци од многубројни експерименти, што ни дава сигурност во прифаќање на нивните резултати.

Во овој труд, пресметката на критичната сила на извивање, за одредено време на изложеност на пожарно дејство, е спроведена на спрегнат столб како од Сл. 1. Анализираниот столб е со висина h=4.5 m, а разгледани се три различни варијанти на потпирање на столбот. Пожарниот модел применет кај столбовите е стандарден пожар, а пожарното сценарио е такво да столбот се загрева од сите четири страни. Анализата е извршена на дводимензионален модел во програмот за анализа на конструкции во пожар SAFIR.



Висина на столбот: h = 4.5 [m]= 450 [cm]
Виткост на столбот: λ = 98.62
Критична сила на извивање:
Ncr =2133 [kN] за T=20 [°C]
Челик: S 355
Бетон: C 30/37
Арматура: RA 400/500

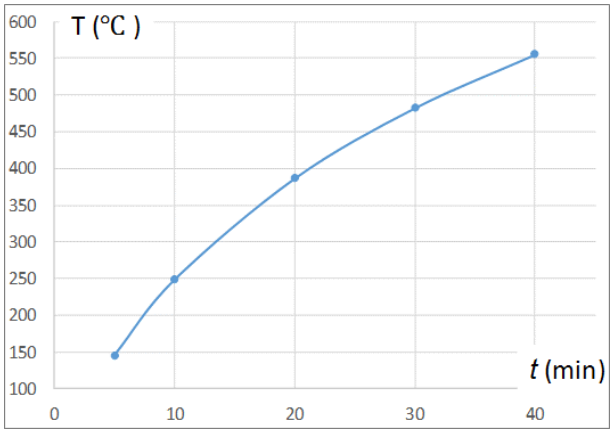
Слика 1. Попречен пресек на анализираниот спрегнат столб и податоци за некои параметри од анализата

2. ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА СРЕДНА ТЕМПЕРАТУРА ВО ПОПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК НА СТОЛБОТ

Трансферот на топлина низ пресекот на столбот зависи од: интензитетот на пожарното оптоварување, пожарното сценарио, изложеноста на поодделни елементи од пресекот, термичките карактеристики на материјалите и др.

Во еден временски момент, различни точки од пресекот се различно загреани. За да се има увид во загреаноста на поодделни пресеци или на еден ист пресек но, во различни временски моменти, се воведува поимот средна температура на пресекот на столбот.

Со помош на ориентираниот софтвер SAFIR, можно е во било кој избран временски момент да се интегрира температурата од поедини точки од пресекот во средна температура на истиот тој пресек. На Сл. 2 е прикажан дијаграмот на средна температура во пресекот на анализираниот столб за поодделни временски моменти на изложеност на стандарден пожар.



Слика 2. Средна температура во попречниот пресек на спрегнатиот столб

3. ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА КОЕФИЦИЕНТ НА АКСИЈАЛНА КРУТОСТ НА ЕЛАСТИЧЕН ФЕДЕР И КРИТИЧНА СИЛА НА ИЗВИВАЊЕ НА СТОЛБОТ

Со цел да се објасни постапката за определување на критична сила на извивање на столб при одредена критична температура, ќе бидат објаснети некои основни релации кои го дефинираат однесувањето на елементот при дејство на високи температури.

Вкупната деформација на носачот при дејство на високи температури изнесува:

$$e_{tot} = e_{term} + e_{meh} \quad (1)$$

каде:

e_{term} - термичка деформација предизвикана од дејството на температурата
e_{meh} - механичка деформација предизвикана од оптоварувањето и условите на потпирање.

Во случај кога се спречени транслацијата и ротацијата на краевите на столбот доаѓа до појава на дополнителни напрегања и деформации, со што се усложнува определувањето на критичната сила на извивање на столбот при негово загревање.

На интензитетот на критичната сила на извивање влијаат: интензитетот на надворешните оптоварувања, температурата во пресекот на столбот и висината на столбот (неговата витост).

При загревање на еден елемент со константна температура се предизвикува термичка деформација која се определува со следната р-ка:

$$e_{term} = \alpha \cdot \Delta T \tag{2}$$

каде:

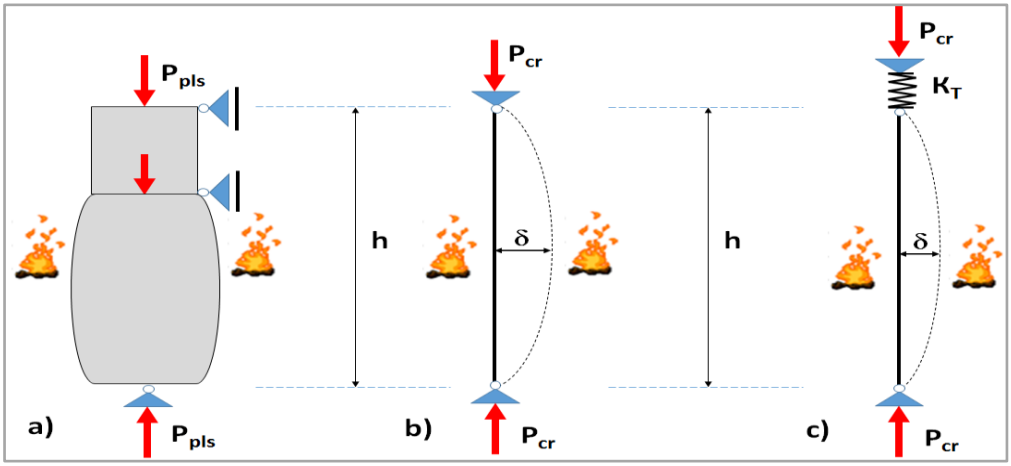
ΔT - прираст на температурата
α – коефициент на линеарно издолжување на материјалот.

За анализираниот столб (од Сл. 1), при ограничено дилатирање на краевите, важи:

$$P = E \cdot A \cdot e_{term} = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T \tag{3}$$

каде:

E – Young-ов модул на еластичност за материјалот
A – површина на попречниот пресек на столбот.



Слика 3. Одговор на столбот во зависност од неговата аксијалната крутост и подолжната крутост на лежиштата

Во услови на пожар, одговорот на столбот зависи од неговата витост и може да јават три случаи (Сл. 3).

Ако се анализира краток столб нема да дојде до извивање на оската на столбот (Сл. 3а). Столбот ќе се спротивстави на термичката дилатација со својата крутост, а напрегањето ќе расте се до моментот на искористување на носивоста кога настанува дробење на бетонот.

Ако столбот е виток ќе доживее извивање на критична температура и при Euler-ова критична сила на извивање (Сл. 3b):

$$P_{cr} = (\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff})/h^2 \tag{4}$$

Со изедначување на критичната сила на извивање со силата на ограничување на издолжувањето се добива:

$$(\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff})/h^2 = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (5)$$

Критичната температура на извивање за случајот од Сл. 3b е:

$$\Delta T_{cr} = \pi^2/(\alpha \cdot \lambda^2) \quad (6)$$

Оваа релација е многу едноставна и практична. Може да се увиде дека критичната температура на извивање на столбот зависи од витоста и коефициентот на линеарно издолжување. Меѓутоа, оваа релација важи само за идеални термодеградациони карактеристики на материјалот и идеално крути врски на краевите на столбот, што во пракса не може да се оствари.

На Сл. 3c. прикажан е столб кој на горниот крај има еластичен федер со аксијална крутост $К_т$. Напрегањето кое се јавува поради ограничување на аксијалната дилатација на столбот е:

$$\sigma = (E \cdot \alpha \cdot \Delta T)/(1 + (E \cdot A)/(K_T \cdot h)) \quad (7)$$

Критичната температура е:

$$\Delta T_{cr} = \pi^2/(\alpha \cdot \lambda^2) \cdot (1 + (E \cdot A)/(K_T \cdot h)) \quad (8)$$

Ако коефициентот на аксијална крутост на федерот се изрази во функција од аксијалната крутост на столбот:

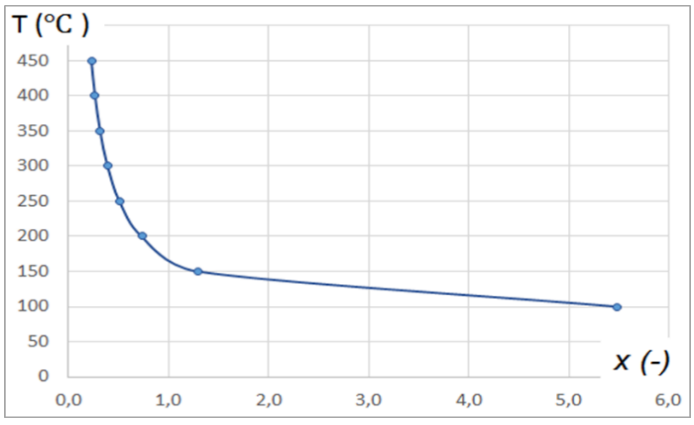
$$K_T = x \cdot (E \cdot A)/h \quad (9)$$

тогаш р-ката 8 ќе изгледа вака:

$$\Delta T_{cr} = \pi^2/(\alpha \cdot \lambda^2) \cdot (1 + 1/x) \quad (10)$$

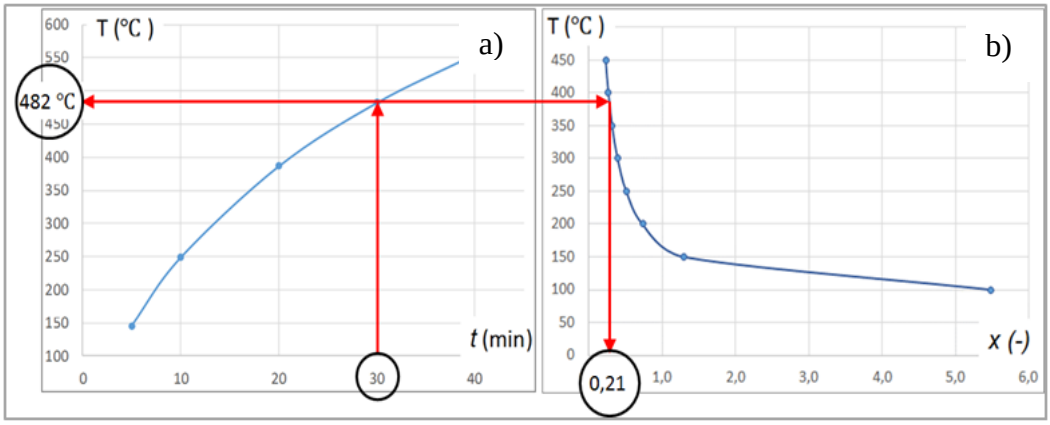
За усвоениот попречен пресек на столбот и средна температура добиена согласно р-ката (10), пресметковната вредност на факторот на крутост на федерот x може да се определи со помош на дијаграмот претставен на Сл. 4. Референтната вредност на факторот x се добива кога столбот со непомерливи крајни лежишта ќе се изложи на загревање (Сл. 3b).

За столбот потпрен како на Сл.3c, во моменетот на извивање, средната температура во пресекот, изнесува T_{ave} =149.35 °C, а критичната сила на извивање изнесува $P_{cr,ref}$ =1471 kN. Вредноста на факторот x се добива од дијаграмот на Сл. 4 и изнесува x_{ref} =1.30.



Слика 4. Зависност на факторот на аксијална крутост x на федерот од средната температура во пресекот на столбот

Вредноста на критичната сила на извивање, за одредено време на изложеност на столбот на стандарден пожар, може лесно да се определи со помош на дијаграмите од Сл. 2 и Сл. 4. На овој начин, за потребна пожарна отпорност (пример за 30 минути), поедноставно се определува критичната сила на извивање и се споредува со експлотационата сила во столбот. Самата постапка е прикажана на Сл. 5.



Слика 5. Определување на критична сила на извивање на столб за 30 минутно дејство на пожар.

При изложеност на пожар за време од 30 минути, Сл. 5а, средната температура во пресекот на разгледуваниот столб изнесува T=482 °C. За оваа вредност, од дијаграмот на Сл. 5b се определува факторот на аксијална крутост на федерот и тој изнесува x=0.21.

Со помош на факторот на аксијална крутост на федерот, референтните вредности на факторот x_{ref} и критичната сила $P_{cr,ref}$ може да се пресмета критичната сила на извивање на столбот при 30 минутно дејство на пожар:

$$P_{cr,30} = (P_{cr,ref}/x_{ref}) \cdot x = (1471/1.30) \cdot 0.21 = 241\ kN \quad (11)$$

4. ЗАКЛУЧОК

Прикажаната постапка за определување на критичната сила на извивање на спрегнат столб, со помош на средната температура во попречниот пресек на столбот, овозможува брзо и лесно да се утврди опсегот на критичната сила на извивање за различно време на пожарна отпорност. Со тоа олеснето им е на проектантите до го согледаат односот на критичната сила на извивање и експлотационите сили во столбот, за одредено време на изложеност на пожарно дејство.

ЛИТЕРАТУРА

[1] European Committee for Standardization. 2005. EN 1994-1- : Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings

[2] European Committee for Standardization. 2005. EN 1994-1-2: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-2: General rules – structural fire design

[3] Knobloch M. et al. 2008. On the interaction of global and local buckling of square hollow sections in fire. Proceedings of the Fifth International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS), Sydney, 587-594

[4] Rodrigues J.P.C. et al. 2000. "Experimental research on the critical temperature of compressed steel elements with restrained thermal elongation". Fire Safety Journal 35(2): 77-98

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 7

Tihomir NIKOLOVSKI[1], Boris TASEVSKI[2], Boris ALEKSANDROV[3]

SMALL SPAN TYPIFIED PREFABRICATED STEEL BRIDGES

SUMMARY

Presented in this paper are four types of small prefabricated steel bridges encompassed by the development project realized by FAKOM AD Skopje company: small bridges type F1 consisting of a single part, with spans ranging from L=10,0m toL=17,5m; (2) small bridges type Urban consisting of one part, with spans of L=10,0m,L=12,0m and alternatively L=14,0m; (3) modulated – adaptable bridges type F2 composed from two or three moduli of different lengths, for spans ranging from L=17,5m toL=25,0mand (4) small cable stayed bridges type F3 developed on the basis of truss beams of type F1, for width of obstacle of up to ΣL=50-60m. The small bridges represent pedestrian bridges and, with the exception of types Urban and F3, they are intended for light motor vehicle traffic. The development project is the response to the needs for providing safe transit through the natural obstacles in the mountainous and rural areas and is also a solution for urban media, recreation centres, national parks, reserves, parks, etc.

Keywords: steel, bridges, small spans, prefabrication

Тихомир НИКОЛОВСКИ[1], Борис ТАСЕВСКИ[2], Борис АЛЕКСАНДРОВ[3]

МАЛИ ТИПСКИ МОНТАЖНИ ЧЕЛИЧНИ МОСТОВИ

РЕЗИМЕ

Во трудот се прикажани четири типови на мали монтажни челични мостови опфатени со Развојниот проект реализиран во компанијата ФАКОМ АД Скопје: (1) Мали мостови тип F1 од еден дел,со распони од L=10,0m до L=17,5m; (2) Мали мостови тип Urban од еден дел, со распони L=10,0m,L=12,0m и алтернативно L=14,0m; (3) Модуларни - адаптабилни мостови составени тип F2, составени од два или три модули со различни должини, за распони од L=17,5m до L=25,0m и (4) Мали мостови со коси затегитип F3, развиени врз база на решеткастите греди од типот F1, за широчини на препреката до ΣL=50-60m. Малите мостови се пешачки и, освен типовите Urban и F3, наменети за лесен моторен сообраќај. Развојниот проект е одговор на потребите за обезбедување на сигурен премин преку природните препреки во планинските и руралните подрачја, но и решение за урбанизирани средини, рекреациони центри, национални паркови, резервати, парковиитн.

Клучни зборови: челик, мостови, мали распони, префабрикација

[1] Prof. PhD, Development adviser, FAKOM AD Skopje, tihomir.nikolovski@fakom.com.mk
[2] MSc, Chief Engineer FAKOM AD Design office, boris.tasevski@fakom.com.mk
[3] BSc, Designer FAKOM AD Design office, boris.aleksandrov@fakom.com.mk

1. ВОВЕД

Голем број населени места, особено во планинските и руралните подрачја, имаат потреба за добри и сигурни комуникации со мрежата на јавни патишта и со поголемите урбани центри. Ако такви комуникации нема или се отежнати, најчеста причина е непостоењето на соодветни објекти – **мостови со мали распони**за премин преку разни природни препреки: длабоки суводолици, порои, помали реки и потоци итн. кои се наоѓаат на многу локални и некатегоризирани патишта. Во неповолни временски услови тоа може целосно да го оневозможи пристапот од и до центрите за снабдување, образование, здравство, јавна администрација итн. Неспорен заклучок на голем број демографски студии е дека непостоењето на добри и сигурни комуникации е причина за неповолните демографски процеси на цели региони. Дури и за стручната јавност изненадувачки може да делува фактот дека во одделни рурални, практично расељениподрачја во Македонија единствени комуникации се (сеуште) патиштата изградени пред околу 100 години, за време на Првата светска војна. Може да се заклучи дека потребата од вакви објекти во планинските и руралните подрачја е неспорна и трајна.

Потреба од мали мостови се јавува и во урбанизираните населби и градови каде, особено за пешачки сообраќај, треба да се премостат помали водени токови, а исто така може да биде актуелна и во рекреациони центри, национални паркови, природни резервати, туристички подрачја во рурални средини, паркови – практично секаде каде што треба да се обезбеди пешачки и лесен моторен сообраќај.

2. КОНЦЕПТ НА ПРОЕКТОТ

Започнат во пролетта 2013 год, Развојниот проект за мали монтажни челични мостови на ФАКОМ АД Скопје, има(ше) неколку стратешки цели:

1. Најпрво, брзо и ефикасно отстранување на (тогаш актуелните) последици од елементарните непогоди во поширокиот регион, како ТРАЈНО РЕШЕНИЕ;
2. Запирање, или барем подобрување на неповолните демографски процеси во планинските и руралните подрачја преку подобрување на сообраќајните врски;
3. Создавање насопствен типски производ со широко подрачје на примена, доверлив и траен, конкурентен во технички и комерцијален поглед на слични конструкции од други материјали, но со недостижна предност во однос на брзината на изградбата особено во ургентни услови;

Наведените цели го диктираа следниот концепт Развојниот проект за мали мостови:

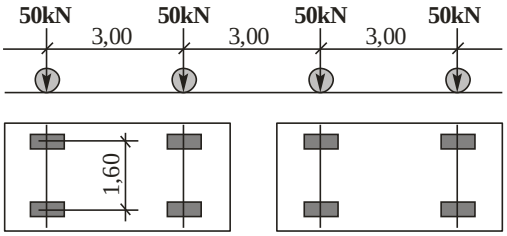
По правило, широчината на природните препреки во планинските и руралните подрачја е релативно мала. Мала може да биде и широчината на водените токови во урбанизираните населби и градови. За сите нив, можат да се предвидат мостови со мали распони,по наша оценка со распони од 10,0m до 25,0m.. Таквите мостови, во основа, треба да се наменети за пешачки и лесен моторен сообраќај, за возила со осовински притисок до најмногу 5 тони. Такви возила, освен патничките, можат да бидат и возилата за снабдување, комби и санитетски возила, трактори со приколки и слично. Фреквенцијата на сообраќајот преку овие мостови би била по правило ниска, заради што е оправдано да се усвои корисна широчина B=2,50m која, освен пешачки сообраќај, би обезбедила движење на овие возила само во еден правец истовремено. Ваква корисна широчина овозможува мостовите да се изработуваат и транспортираат како целина или во транспортабилни сегменти[(1)]-адаптабилни модули, комплетно готови и антикорозионо заштитени и да се монтираат на лице место како целина.Во наши услови, на локациите во планинските и руралните подрачја владеат ограничени и често неповолни услови за редовно одржување и затоа, за носечките елементи треба да се предвидат носечки елементи со затворен пресек од квадратни и правоаголни цевкасти профили од домашно производство и антикорозиона заштита од 15+ години според Европските стандарди. Конечно, заради нерегулираните корита на помалите реки и порои и опасноста од поткопување, таквите мостови треба да бидат еднораспонски, без средни столбови.

[(1)]Развиени се решенија за мали мостови со корисна широчина B=3,0m со незначителен пораст на тежината но со поскапи трошоци за транспорт со придружба.

Коловозната (подната) површина на малите мостови е предвидена во ниво на долниот појас на главните носачи. Со тоа се намалуваат количините на бетонските работи во крајните столбови и, истовремено, обезбедува мала конструктивна висина што придонесува (1) заштитната висина од нивото на високата вода до долниот раб на конструкцијата да биде што помала (може да биде значајно ако нема прецизни хидролошки податоци) и (2) главните носачи, заради нивната релативтивно мала системска висина,да се искористат како ограда.

Коловозната (подната) плоча е предвидена како армиранобетонска врз поцинкуван трапезно профилиран лим, спрегната со можданици за попречните носачи и армирана конструктивно со арматурна мрежа. Спрегањето не е потребно кога мостовите се наменети исклучиво за пешачки сообраќај.

За корисните натоварувања, разгледувани се два случаи: (1) натоварување со пешаци (p=5,0kN/m2)и (2) натоварување со хипотетички возила со две оски со оскин притисок од 50kNи соодветен динамички коефициент (Слика 1.). Заради малата корисна широчина, земено е дека двете натоварувања неможат да дејствуваат истовремено. Објективно гледано, за предвидените возила оскините притисоци и динамичкиот коефициент се преценети,но ги задоволуваат носечките карактеристики на сите мали мостови пресметани за избраните пресеци за натоварувањето со пешаци.



Слика 1. Шема на натоварување со хипотетички возила

Сите мали мостови имаат идентичен пресек и идентични габаритни димензии на носечките елементи, со соодветна промена на дебелините на ѕидовите. Проверката според важечкиот стандард MKS U.E7.010 покажува дека за конструкцијата на сите мали мостови може да се избере квалитетна класа челик S235 JRH според EN 10025 односно C.0361 според MKS C.B0.500.

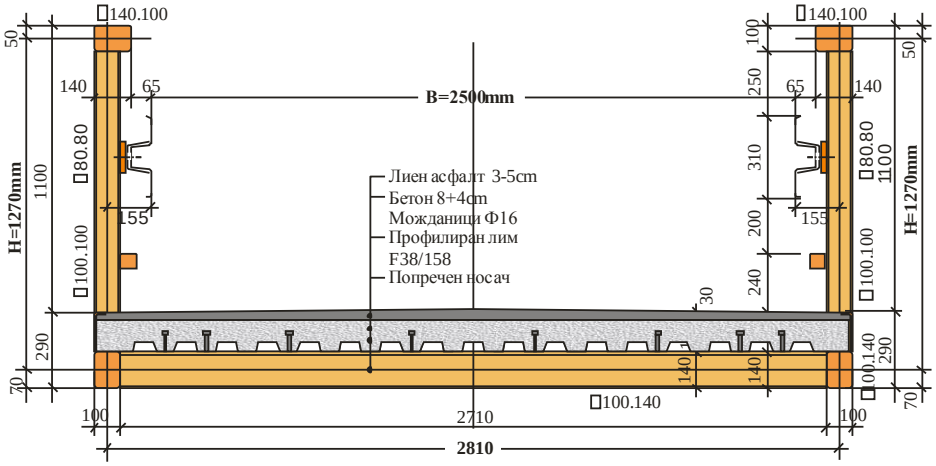
3. КОНСТРУКТИВНИ РЕШЕНИЈА НА МАЛИТЕ ЧЕЛИЧНИ МОСТОВИ

Во рамките на Развојниот проект, разработени се вкупно 4 типови на мали монтажни мостови:

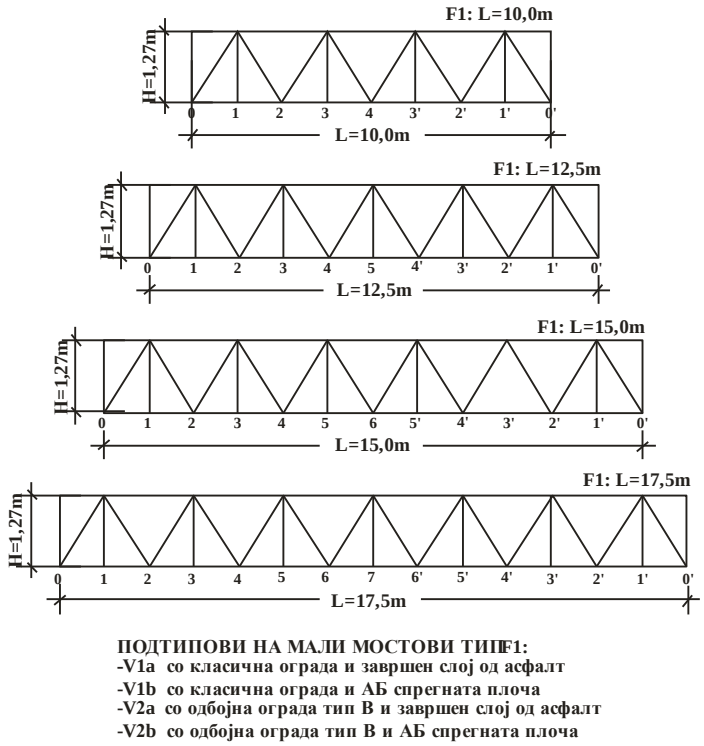
1. **Мали монтажни мостови од еден дел тип F1**, за распони L=10,0m до L=17,5m (Слика 2 и Слика 3.) со пораст на распоните во чекори од по 2,5m. Разработени се две варијанти: V1 – со класична ограда (за пешачки мостови) и V2 – со одбојна ограда тип B за мостови за комбиниран пешачки и лесен моторен сообраќај. Мостовите се испорачуваат на монтажа со вграден профилиран лим, можданици за спрегање на подната плоча, оплатни елементи и елементи на дилатациони фуги.

   Тежините на одделни подтипови мостови малку се разликуваат заради разликите во тежините на оградите и оплатните елементи. Напр. за подтипот **V2a**тежините на челичните конструкции се меѓу **2,49 тони** (за L=10,0m) и **4,71 тони**(за L=17,5m), односно соодветно меѓу **103kg/m^2**и **138kg/m^2**. Транспортните (монтажните) тежини (со монтиран трапезно профилиран лим и можданици) се поголеми за сса 0,25 до 0,5 тони.

   Готовите конструкции се монтираат со мала автодигалка врз претходно изградени крајни армирано бетонски столбови. Според прелиминарните пресметки (Слика 4.) за длабочина на фундирање 2,0m под котата на лежиштата, заедно со темелната плоча и парапетните челно и бочни платна и за максимално напрегање во тлото од најмногу 150kPa, вкупната количина на бетон МБ30 (МБ45) изнесува **17,8m^3** (за за L=10,0m и L=12,5m) и **21,0m^3**(за за L=15,0m и L=17,5m).

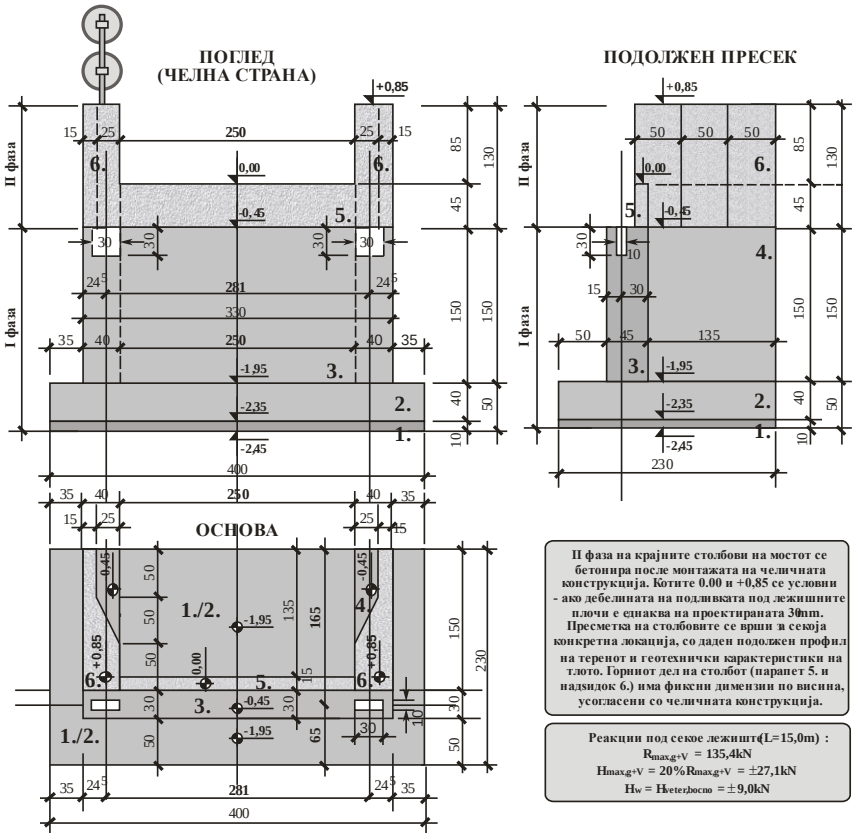


Слика 2. Карактеристичен напречен пресек на мали мостови тип F1 (од еден дел).

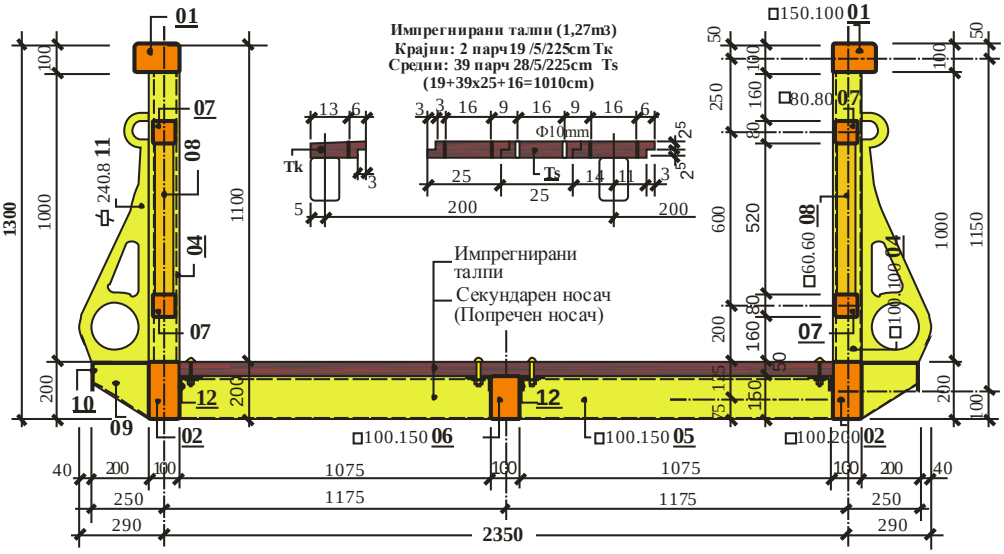


Слика 3. Конструкција и подтипови на главните носачи на мали мостови тип F1 (од еден дел).

2. **Мали монтажни мостови од еден дел тип FU (Urban)**, со распони L=10,0m и L=12,0m(Слика 5. и Слика 6). Овој тип е развиен на барање на одделни клиенти конструкцијата на главните носачи (всупност оградата), наместо решетка да има изглед на вистинска ограда (Vierendel). Мостовите од овој тип се наменети само за пешачки сообраќај (B=2,25mза три реда пешаци), со под од импрегнирани дрвени дрвени талпи d=5cm. Мостовите се испорачуваат на монтажа комплетно готови и антикорозионо заштитени, со вградени елементи на дилатационите фуги и импрегнираните дрвени талпи, а монтажата се врши со мала автодигалка.



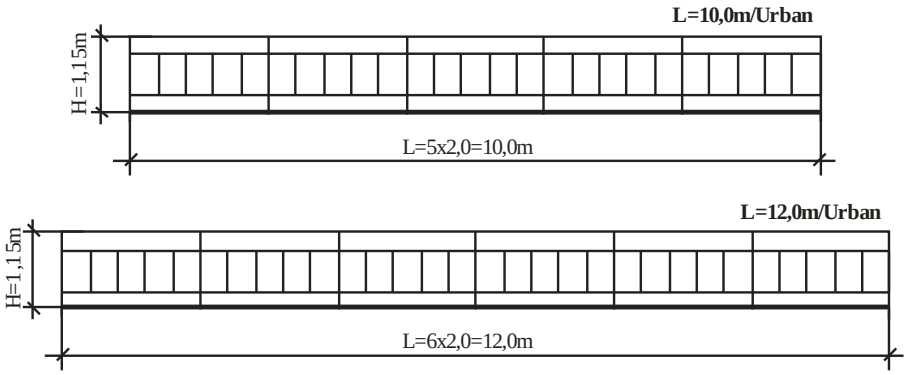
Слика 4. Крајни столбови за малите мостови со распони L=15,0m и L=17,5m тип F1 (од еден дел).



Слика 5. Карактеристичен попречен пресек на мал мост L=10,0m/Urban (од еден дел).

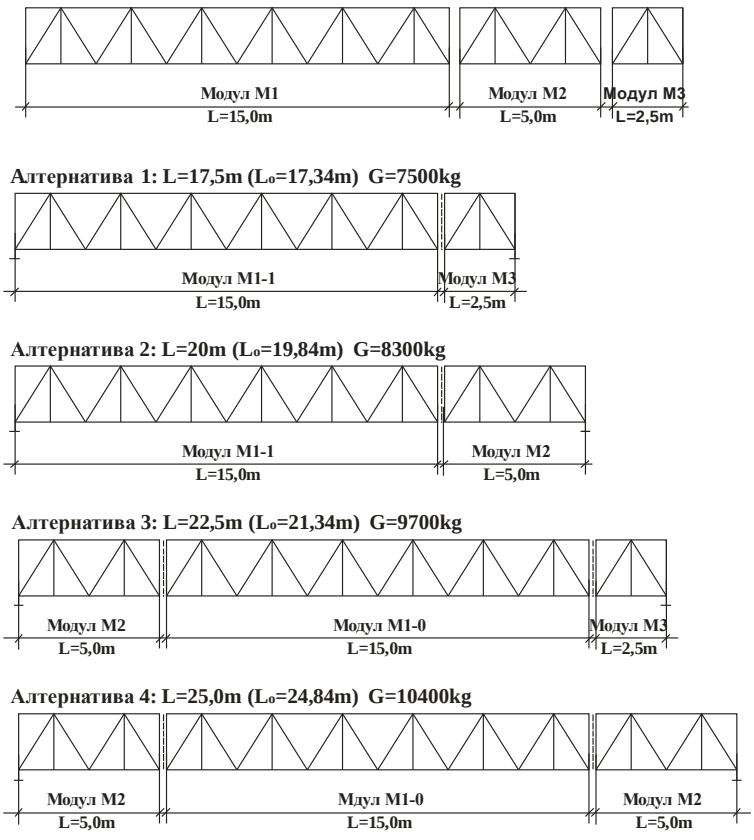
Тежините на челичните конструкции се соодветно **3,05 тони** (за L=10,0m) и 3,**65 тони**(за L=12,0m),односно **135kg/m^2**. Очигледно, овие мали мостови се за околу 25% потешки од соодветниот распон за типот F1 (решетка) што е последица на конструктивниот систем.

Со истиот конструктивен систем и за корисна широчина B=1,80m развиен е мал мост со распон **L=14m**со нешто поголема единична тежина **155kg/m^2**. Со оглед дека овие мостови се предвидени за урбанизирани средини со веќе постоечки крајни столбови или регулирани корита на водените текови, не е развиен посебен тип на крајни столбови, а можни се и прилагодувања на распоните и корисната широчина во подрачјето на нивната примена.



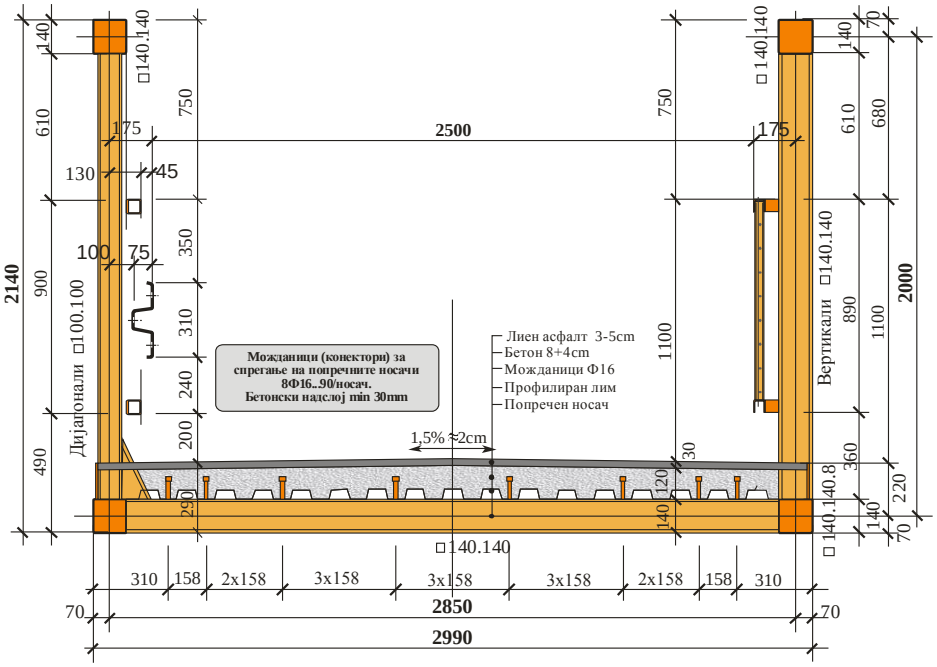
Слика 6. Конструкција на главните носачи на мали мостови тип **Urban**.

3. **Мали модуларни – адаптабилни челични мостови тип F2**за распони L=17,5m до L=25,0m (Слика 7 и Слика 8) со пораст на распоните во чекори од по 2,5m, како почетна варијанта на малите мостови предвидени за ургентно отклонување на последици од елементарни непогоди. Појдовна претпоставка при развојот на овој тип беше дека тие треба да се претходно изработени (да ги има на лагер) и дека (најверојатно) проблем може да претставува транспортот и монтажата заради сообраќајните услови и пристапот до (генерално) претходно непозната локација. Од тие причини, конструкцијата на адптабилните мостови е предвидена да се изведува од три целосно оформени модули со должини L1=15,0m (модул M1), L2=5,0m (модул M2) и L3=2,5m (модул M3), со што се овозможува формирање на типски комплетно префабрикувани мостови, антикорозионо заштитени, со должини од 15,0m (распон 14,84m и отвор 14,50m) до 25,0m (распон 24,84m и отвор 24,50m) во зависност од потребата. Модулот M1 е прилагодлив и може да се изведе во две варијанти: (1) M1-0, без потпорни вертикали, во состав на мали мостови со должини L=22,5m (M2+M1-0+M3) и L=25,0m (M2+M1-0+M2) и (2) M1-1, со потпорни вертикали од една страна, во состав на мостови со должини L=17,5m (M1-1+M3) и L=20,0m (M1-1+M2).



Слика 7. Конструкција на главните носачи на модуларните мостови тип **F2**

Концептот на конструкцијата на модуларните мостови тип F2 е сличен на малите мостовитип F1. Главните носачи се решетки со системска височина H=2,0m а корисната широчина B=2,5m. Коловозот е отворен – коловозната табла е во ниво на долниот појасшто обезбедува минимална конструктивна височина, иста како кај тип F1. За мостови со комбиниран пешачки и лесен моторен сообраќај конструкцијата на коловозот е АБ плоча врз поцинкуван трапезно профилиран лим спрегната со можданици за попречните носачи. Дополнително, разработена е и варијанта со подна површина од длабоко топло поцинкувани решетки (скари – тнр. индустриски газишта), погодни за зимски услови и наменети само за мостови за пешачки сообраќај. Исто како кај тип F1, сите стапови на решеткастите носачи и попречните носачи се од цевкасти профили, со исклучок на крајните вертикали на сите модули кои, заради монтажните врски со високовредни завртки се оформени од H топловалани профили.



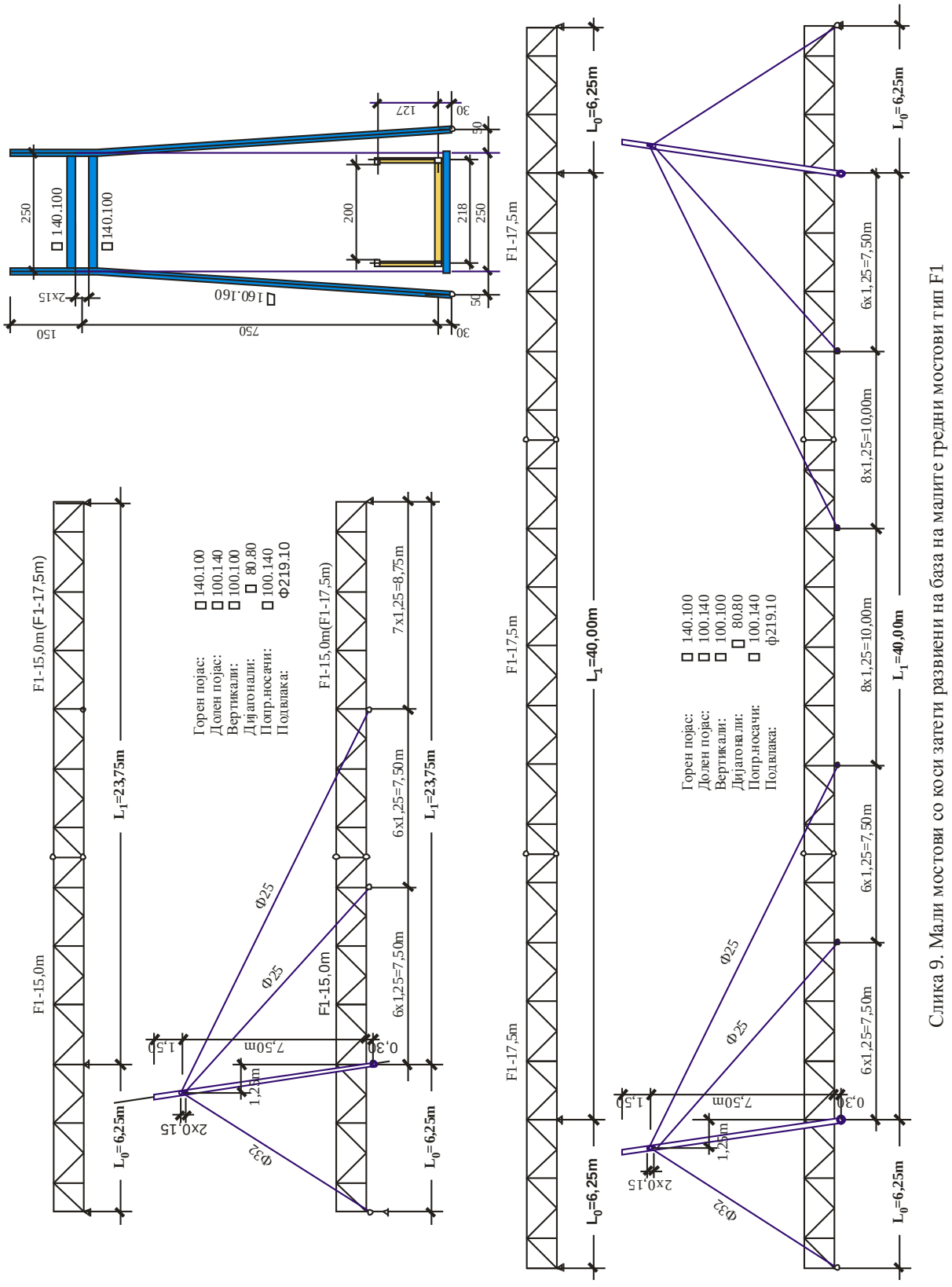
Слика 8. Карактеристичен попречен пресек на модуларните мостовитип **F2**.
Лево: со одбојна ограда тип B. Десно: со класична ограда од арматурна мрежа Q283.

Конструкцијата на крајните столбови за модуларните мостови тип F2 е практично идентична со оние за тип F1 (Слика 4).

Очигледно е дека модуларните мостови тип F2 се за сса 30-40% потешки од соодветните распони за тип F1. Основната причина е дека тие се проектирани за најнеповолните влијанија на напоните и деформациите за секој одделен распон меѓу L=17,5m и L=25,0m, под (веќе наведената) претпоставка дека во ургентни услови тие ќе се испорачуваат од лагер. Ако ургентноста на изработката и испораката не е проблем, туку само транспортните услови и пристапот до конкретна локација, проектирањето за одделен распон вклучувајќи ги и монтажните врски ја доведува вкупната и единичната тежина во рамките на соодветните за малите мостови тип F1.

4. **Мали монтажни мостови со коси затеги тип F3**, за вкупна должина до ΣL=50,0-60,0m(со еден или два пилони)и корисна широчина од 2,0-2,5m, наменети само за пешачки сообраќај. Системот е развиен имајќи ги предвид поволните носечки и деформациони карактеристики на малите мостови **тип F1**од еден дел (Слика 9) кои што имаат мала сопствена тежина (сса 250 до 350kg/m). Претходно во работилница се врши модификација на “сегментите“ од типот F1 за формирање на врските меѓу сегментите и поставување на подвлаките, како и на врските на косите затеги со подвлаките. Монтажата на овие мостови се одвива во неколку контролирани фази, во согласност со проектот за монтажа:

5.



Слика 9. Мали мостови со коси затеги развиени на база на малите гредни мостови тип F1

Слика 9. Мали мостови **тип F1** од еден дел

- Предмонтажа на гредата составена од “сегменти“ од типот F1 на целата конструкцијата на мостот, на погодно плато во непосредна близина или врз лесни привремени потпори поставени под подвлаките, со една автодигалка со поголем радиус на дејство.
- Монтажа на гредата на мостот монтирана на плато, со две автодигалки. Ако постои опасност од деформирање (избочување) на профилираниот лим за подната плоча, монтажата се врши без профилиран лим. Оваа фаза изостанува ако монтажата се врши на привремени потпори.
- Монтажа на пилоните и косите затеги во главниот распон. Пилоните се изведуваат со зглобна врска на долниот крај, во почетокот навалени кон главниот распон, а притегањето на затегите во главниот распон со перманентна контрола на деформациите и надвишувањето се врши со помошна конструкција потпрена на анкерниот блок.
- Монтажа и регулација на сајлите во крајното поле. Бидејќи е предвидено да биде “затворена“ во себе, притегање и регулација на анкерите на крајните фиксни потпори.

Од досега изложеното очигледно е дека Проектот за монтажа има круцијална улога при градењето на вакви мостови, како дел и на Основниот и на Изведбениот проект (вториов неправедно исфрлен од Законот за градење), со кои мора да се земат предвид напонската и деформационата состојба акумулирана во одделни фази, а особено:

- Проверката на напрегањата и, особено, деформациите во предмонтирана состојба на “чистата“ решеткаста конструкција на гредата за (1) дефинирање на локациите за подигање со автодигалките и (2) монтирана на фиксните потпори;
- Монтирање на пилоните и сајлите и определување на силата на влечење за подигање на “чистата“ решеткаста конструкција на гредата во предпроектирана состојба и, повторно, проверка на предизвиканите напрегања и деформации;
- Комплетна проверка на напонската и деформационата состојба во услови на користење (симетрично и несиметрично натоварување, главен распон, половина распон, само крајни полиња итн.), со цел да се утврди редослед на бетонирање и најнеповолни комбинации на натоварување со корисен товар.

Конечно, направен е обид за пешачки мост со коси затегупреку река Вардар со вкупна должина од 15,0+54,0+15,0m. Како пример, профилот на Вардар со минор и мајор коритото е земен според податоците кај Градскиот трговски центар (Мостот на уметноста). Прелиминарните пресметки покажуваат дека и оваа должина може да се совлада без поголеми проблеми доколку за појасните стапови на решеткастата греда се усвојат цевкасти профили со поголеми дебелини на ѕидовите (до 10mm) и ако, за конструкција со еден пилон, се усвои “пендел“ столб на работ на минор коритото од спротивната страна на реката. Исто така, заради хоризонталната стабилност на конструкцијата, би требало да се зголеми корисната широчина на мостот (напр. до 3,0m).

4. ЗАКЛУЧОК

Малите типски монтажни челични мостови, започнат како Развоен проект во 2013 год се одговор, и во технички и во комерцијален смисол, на неспорната потреба за добри и сигурни комуникации во многу широко подрачје на општествениот живот.

Во планинските и руралните подрачја тие можат да го решат проблемот со премин преку разни природни препреки: длабоки суводолици, порои, помали реки и потоци итн. кои се наоѓаат на многу локални и некатегоризирани патишта, а кои во неповолни временски услови често целосно го оневозможуваат пристапот од и до центрите за снабдување, образование, здравство, јавна администрација итн. и, последично, непостоењето на добри и сигурни комуникации станува една од основните причини за неповолните демографски процеси на цели региони.

Потреба од мали мостови се јавува и во урбанизираните населби и градови каде, особено за пешачки сообраќај, треба да се премостат помали водени токови, а исто така може да биде актуелна и во рекреациони центри, национални паркови, природни резервати, туристички подрачја во рурални средини, паркови – практично секаде каде што треба да се обезбеди пешачки и лесен моторен сообраќај.

Слика 10. Монтажа на мал мост тип **F1 L=17,5m-V2b**кај село Митрашинци – Беровско, наменет за пешачки и лесен моторен сообраќај

Малите монтажни мостови со распони од L=10,0m до L=25,0m, од еден дел (тип F1)и модуларни со сегменти од 15,0m (M1-0 и M1-1), потоа 5,0m (M2) и 2,5m (M3) од типот F2, работилнички комплетно готови и антикорозионо заштитени за 15+ години според Европските стандарди, лесни и транспортабилни, конципирани според модерните принципи за конструирање за најниска цена (CED = Cost Effective Detailing) овозможуваат брза е ефикасна изработка (сса 7 дена) и транспорт и монтажа (1-2 дена), а во ургентни услови за отстранување на последиците од елементарните непогоди, целокупната изградба вклучувајќи го и изведувањето на крајните армиранобетонски столбови, според наши проценки, може да се реализира во период од 15-28 дена.

Малите монтажни мостови од типот Urban со распони L=10,0m и L=12,0m и алтернативно L=14,0m како и малите мостови со коси затеги развиени врз база на гредната конструкција на тип F1, кои што можат да совладаат широчина на препреката до ΣL=50-60m, па и повеќе, лесни, економични и со очигледни вредности, можат да најдат примена урбанизирани подрачја доминирајќи со своите неспорни естетски вредности.

Конечно, со овј Развоен проект сметаме дека се разбива догматското сфаќање, често присутно и кај стручњаците од нашата област, дека челичните мостови се конкурентни со армиранобетонските само за големи и евентуално средни распони.

БЛАГОДАРНОСТ

Сакаме да ја изразиме нашата огромна благодарност до Менаџментот на ФАКОМ АД Скопјеза извонредната поддршка за реализација на Развојниот проект за мали монтажни челични мостови, најизразена особено во неговата почетна фаза, како и кон колегите од ИКТ и ИРИ секторите за помошта и придонесот, особено во неговата конкретна и оперативна реализација.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 8

Mile PARTIKOV[1], Petar CVETANOVSKI[2], Denis POPOVSKI[3]

DESIGN OF TRUSS WITH K GAP JOINTS ACCORDING TO EC3

SUMMARY

This paper shows the design procedure of truss with K gap joints according EC3. It is performed an elastic analysis of the truss assuming that all members are pin-connected. Main objective is to design all members and the joint design strength to be expressed in terms of efficiency of the connected braces, using graphical design charts. All design parameters of joints are according EC3 Part 1-8 and CIDECT Design Guide 3 for rectangular hollow section joints.

Keywords: truss, joint, gap joint

Миле ПАРТИКОВ [1], Петар ЦВЕТАНОВСКИ[2], Денис ПОПОВСКИ [3]

ПРОЕКТИРАЊЕ НА РЕШЕТКАСТ НОСАЧ СО К ЈАЗЛИ СПОРЕД ЕВРОКОД 3

РЕЗИМЕ

Во овој труд е покажана постапката за проектирање на решеткаст носач со К јазли со растојание според Еврокод 3. Извршена е еластична анализа при што сите елементи се претопставени како зглобно поврзани. Сите елементи се димензионирани а носивиот капацитет на јазлите е прикажан како искористеност на елементите од исполната со примена на проектни дијаграми. При конструирањето на јазлите запазени се сите препораки од Еврокод 3 Дел 1-8 како и препораките на CIDECT од книга 3 за јазли формирани од RHS/SHS профили.

Клучни зборови: решетка, јазел, јазел со растојание

[1] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Assist. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

При проектирањето на решеткастите носачи од кутијасти профили треба да се води сметка при изборот на попречните пресеци на стаповите со цел при формирањето на јазлите истите ги исполнуваат барањата пропишани во Еврокод 3 Дел 1-8. Запазувајќи ги барањата и условите за јазлите од самиот старт на проектирањето се овозможува да јазлите ја поседуваат соодветната носивост и овозможуваат минимални трошоци за изработка на носачите. Во еден регуларен решеткаст носач, притиснатиот појас консумира околу *50%* од вкупниот вграден материјал, затегнатитот појас *30%* а исполната околу *20%*. Имајќи ја во предвид распределбата на материјалот во попречниот пресек, за притиснат појас најоптимален пресек би бил пресекот со поголема висина и ширина а помала дебелина на ѕидовите. Меѓутоа за да се обезбеди помала површина за фарбање а особено што носивоста на јазелот се зголемува со намалување на соодносот ширина/дебелина на ѕидот на појасот b_0/t_0и со зголемување на соодносот на дебелите на појасот и исполната t_0/t_1, изборот на притиснатиот појас треба да биде компромис помеѓу носивоста на јазелот и носивоста на елементот на извивање. Затегнатите појаси треба да се проектираат дака да имаат што е можно помал сооднос на ширината и дебелината b_0/t_0. Исполната треба да биде со што е можно помала дебелина на ѕидовите а поголема ширина и висина (освен кај јазли со преклопување) бидејќи јазелот е поефективен доколку соодност на ширините на појасот и исполната е поголем. При вака избрани елементи од исполната се овозможува користење на завари со помали дебелини. Кај решеткастите носачи се преферираат *K* и *N*јазлите со растојание бидејќи истите овозможуваат полесна подготовка на краевите и заварување. Кај овие јазли треба да се води сметка за минималното растојание помеѓу елементите за да не дојде до преклопување на заварите, ова растојанире треба да биде $g > t_1 + t_2$. За полесна изработка на заварите потребно е елементите од исполната да бидат поставени под агол поголем од 30^0.

2. ПРОЦЕС НА ПРОЕКТИРАЊЕ НА РЕШЕТКАСТИ НОСАЧИ

Со цел да се проектира ефективен и економски исплатлив решеткаст носач, проектирањето на истиот треба да ги следи следните фази:

I. Определување геометрија на решетката, распон, висина (L/10 - L/15), должина на елементите, прикрепувања за извивање надвор од рамнината, притоа водејќи сметка да бројот на јазлите биде минимален.

II. Анализа на товарите и местопожба на истите кај решеткастиот носач. Се препорачува аплицирање на товарите во самите јазли со цел да се избегнат секундарни моменти на свиткување во појасите.

III. Статичка пресметка и определување на статичките големини од математички модел кој најдобро го опишува решеткастиот носач. Моделирањето на носачот може да биде на два начина и тоа со зглобни врски на сите елементи со центрично поставеност или пак појасот да се моделира како "континуиран елемент" а елементите од исполната се зглобно поврзани.

IV. Определување на димензиите на појасите водејќи сметка за гоелмината на аксијалната сила, заштита од корозија и виткоста на ѕидовите кај *RHS/SHS* профилите. За да се задоволат барањата за јазлите се препорачува соодносот на ширината и дебелината на ѕидот да бидат од 15 до 25. Коефициентот на извивање на појасот во две рамнини се препорачува *0.9L* а како конзервативно може да се исвои и *1.0*.

V. Определување на димензиите на исполната врза база на аксијалната сила усвојувајќи дебелина на ѕидот помала од дебелината на појасите. Должината на извивање на исполната се препорачува да биде *0.75L*.

VI. Униформност на пресеците, да се усвојот колку што е мошно помал број на различни пресеци.

VII. Конструирање на јазлите, од условот за наједноставна изведба да се проба со јазли со растојание и да се проконтролираат параметрите на јазлите ставајќи акцент на минимално растојание помеѓу елементите и ексцентрицитетите.

VIII. Контрола на носивиот капацитет на јазлите, доколку некои од јазлите не ги задоволуваат пропишаните критериуми за носивост треба да се изврши промена на конфигурацијата на јазелот (да се проба можеби со јазел со преклопување) или пак да се променат составните елементи (појас и исполна).

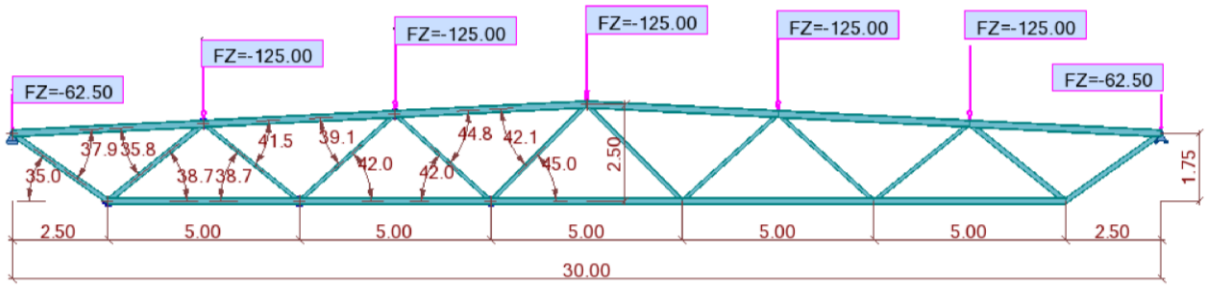
IX. Контрола на ефектите од примарните моменти врз носивоста на појасите како и секундарните моменти во притиснатите појаси кои произлегуваат од ексцентричната поставеност на исполната.

X. Контрола на деформациите

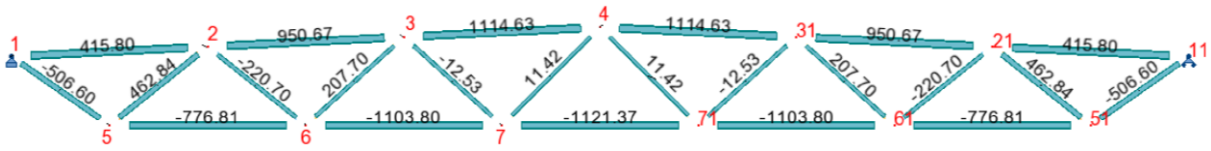
XI. Контрола на заварите.

3. ПРИМЕР ЗА РАМНИНСКИ РЕШЕТКАСТ НОСАЧ

Со цел да се покаже практичната примена на критериумите и правилата за проектирање на решеткасти носачи според Еврокод 3 Дел 1-1 и Дел 1-8, извршена е пресметка на решеткаст носач прикажан на слика 1. Решеткастиот носач е со распон од 30m и модуларно е поставен на 12m, на горниот појас од решетката се потпираат рожници поставени на меѓусебно растојание од 5м. За да се избегнат голем број на јазли избрана е конфигурација на решеткаст носач составен само од дијагонална исполна.Висината на решеткастиот носач во средина е усвоена 2.5m што претставува 1/12 од распонот.



Слика 1. Изглед на решеткаст носач



Слика 2. Статички големини

Сите попречни пресеци на стаповите се проектирани од ладнообликувани квадратни кутијасти профили (SHS) кои ги исполнуваат барањата на EN 10219-2:1997 . Како материјал е користен *S235JR*со граница на развлекување од *235 N/mm*^{2}. На слика 1 прикажани се товарите на решетката помножени по соодветните парцијални фактори. На слика 2 прикажани се факторираните статички големини во елементите.

3.1. Димензионирање на елементите

Дименезионирањето на елемените е извршено согласно Еврокод 3 Дел 1-1 при што за сите пресеци е усвоена крива на извивање *"C"* (α_c=0.49)и парцијален фактор $\gamma_{M1} = 1.0$. Бидејќи јазлите на крајот од решетката ќе бидат меродавни, појасите по цела должина на решетката ќе бидат усвоени со исти димензии. Според препораките за должините на извивање за горниот притиснат појас е усвоен коефициент на извивање *K=0.9* за двете оски а за исполната е усвоен коефициент на извивање *K=0.75* за двете оски. Во табела 1 е прикажано димензионирањето на

горниот притиснат појас при што следејќи ги препораките за соодност b_0/t_0да биде во границите од 15 до 25 разгледани се три различни попречни пресеци.

f_{y0} (N/mm^2)	N_0 (kN)	K x L (m)	Попречни пресеци	A_0 (mm^2)	b_0/t_0	$\bar{\lambda}$	χ	$\chi f_{y0} A_0$ (kN)	$\frac{N_0}{\chi f_{y0} A_0}$
235	**1114.6**	4.5	180x180x12	7450	15	0.72	0.71	**1243.1**	**0.90**
			200x200x10	7260	20	0.63	0.77	**1313.7**	**0.85**
			220x220x8	6560	27.5	0.56	0.81	**1248.7**	**0.89**

Табела 1. Димензионирање на горен притиснат појас

Од приложените пресеци се забелешува дека профилот *220x220x8* е економски најисплатлив мегутоа соодносот на ширината и дебелината на ѕидот отстапува од пропишаните граници што може да доведе до надминување на носивиот капацитет на јазлите па затоа за горен појас е избран профилот *200x200x10*.

f_y (N/mm^2)	N_0 (kN)	Попречни пресеци	A_0 (mm^2)	b_0/t_0	$f_{y0} A_0$ (kN)	$\frac{N_0}{f_{y0} A_0}$
235	**-1121.4**	150x150x10	5260	15	**1236.1**	**0.91**
		160x160x10	5660	16	**1330.1**	**0.84**
		180x180x8	5280	22.5	**1240.8**	**0.90**

Табела 2. Димензионирање на долен затегнат појас

f_{y1} (N/mm^2)	N_1 (kN)	K x L (m)	Попречни пресеци	A_1 (mm^2)	b_1/t_1	$\bar{\lambda}$	χ	$\chi f_{y1} A_1$ (kN)	$\frac{N_1}{\chi f_{y1} A_1}$
235	**462.8**	2.48	120x120x6	2640	20	0.57	0.8	**496.3**	**0.93**
			140x140x5	2640	28	0.48	0.85	**527.3**	**0.87**
235	**207.7**	2.57	100x100x4	1490	25	0.70	0.72	**252.1**	**0.81**
235	**11.42**	2.66	100x100x4	1490	25	0.73	0.71	**248.6**	**0.05**

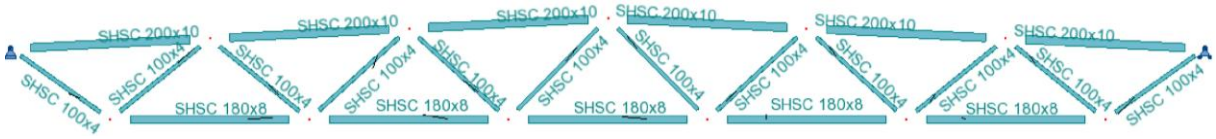
Табела 3. Димензионирање на притиснати дијагонали

Во табела 2 е дадено димензионирањето на долниот затегнат појас при што овде е усвоен профилот *180x180x8* кој има малку поголема тежина од профилот *150x150x10* меѓутоа овој профил овозможува да соодносот на ширината на појасот и исполната не надмина $\beta \leq 0.85$. Во табела 3 е дадено димензионирањето на притиснатите а во табела 4 на затегнатите елементи од исполната.

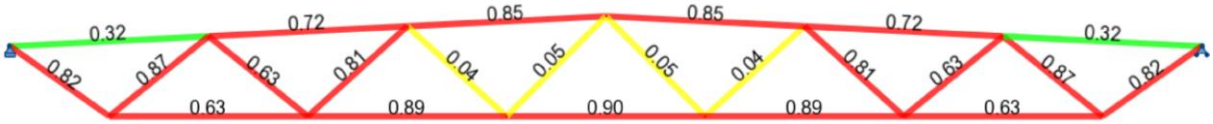
f_{y2} (N/mm^2)	N_2 (kN)	Попречни пресеци	A_2 (mm^2)	b_2/t_2	$f_{y2}A_2$ (kN)	$\frac{N_2}{f_{y2}A_2}$
235	**-506.6**	120x120x6	2640	20	**620.4**	**0.82**
		140x140x5	2640	28	**620.4**	**0.82**
235	**-220.7**	100x100x4	1490	25	**350.2**	**0.63**
235	**-12.53**	100x100x4	1490	25	**350.2**	**0.04**

Табела4. Димензионирање на затегнати дијагонали

Со цел да се поедностави изведбата на решеткастиот носач и да се избегне поголем број на различни јазли, решеткастиот носач се усвојува да има два различни попречни пресеци за дијагоналната исполна. На слика 3 се прикажани усвоените попречни пресеци при што истите ги исполнуваат условите за сооднос ширина/дебелина пропишани во табела 7.9 од Еврокод 3 Дел 1-8. На слика 4 е прикажана искористеноста на усвоените пресеци од решеткастиот носач.



Слика 3. Усвоени попречни пресеци



Слика 4. Усвоени попречни пресеци

3.2. Контрола за јазли со растојание ("gap joints") според

Јазелот 5 е јазел со најголем сооднос $\beta = 140 / 180 = 0.778$ и истиот треба да ги задоволува условите за јазли со растојание дадени во табела 7.8 од Еврокод 3 Дел 1-8.

$$0.5(1-\beta) \le g / b_0 \le 1.5(1-\beta) \tag{1}$$

$$0.5(1-0.778) \le g / 180 \le 1.5(1-0.778) \Rightarrow$$

$$19.98\ mm \le g \le 59.94\ mm$$

Ексцентрицитетот "e" кој одговара на најмалото растојание помеѓу елементите од исполната $g = 30$ mm може да се пресмета на следниот начин:

$$e = \left(\frac{h_1}{2\sin\theta_1} + \frac{h_2}{2\sin\theta_2} + g \right) \frac{\sin\theta_1 \sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{h_0}{2} \tag{2}$$

$$e = \left(\frac{120}{2\sin 38.7} + \frac{120}{2\sin 35.0} + 20 \right) \frac{\sin 38.7 \sin 35.0}{\sin(38.7 + 35.0)} - \frac{180}{2} = +4.89\ mm$$

Јазелот 7 е јазел со најмал сооднос $\beta = 100 / 180 = 0.555$ па според условите за јазли со

растојание во табела 7.8 од Еврокод 3 Дел 1-8 следува:

$$0.5(1-\beta) \le g / b_0 \le 1.5(1-\beta) \tag{3}$$

$$0.5(1-0.555) \le g / 180 \le 1.5(1-0.555) \Rightarrow$$

$$40.05\ mm \le g \le 120.15\ mm$$

Ексцентрицитетот "e" кој одговара на најголемто растојание помеѓу елементите од исполната $g = 120\ mm$ се пресметува на следниот начин:

$$e = \left(\frac{100}{2\ sin\ 45} + \frac{100}{2\ sin\ 43} + 120 \right) \frac{sin\ 45\ sin\ 43}{sin(\ 45\ +\ 43\ )} - \frac{180}{2} = +37.44\ mm \tag{4}$$

$$e = 37.44 = 0.312\ h_0$$

Со овие пресметки се покажува дека решетката може да се изведе со јазли со растојание помеѓу елементите од исполната *("gap joints")*. Кај јазелот 7 единствено би се појавил ексцентар поголем од дозволениот ако истиот се конструира со максималното растојание помеѓу дијагоналите. Целата решетка може да се конструира со јазли со растојание без притоа да се внесуваат големи ексцентрицитети кои би генерирале дополнителни моменти на свиткување во појасите.

3.3. Контрола на носивост на К јазли ("K gap joints")

За да се постигне меѓусебно растојание на дијагоналите од *20mm* потребно јазелот 5 да се изведе со ексцентар од *~4.89mm*. Овој ексцентар $e = +0.03\ h_0 < +0.25\ h_0$ при што нема да сегенерираат дополнителни моменти на свиткување во елементите од јазелоти да се контролира нивната носивост а влијанието на ексцентарот врз параметарот *"n"*на јазелот кој во себе ги вклучува напрегањата во појасот исто така ќе биде многу мало.

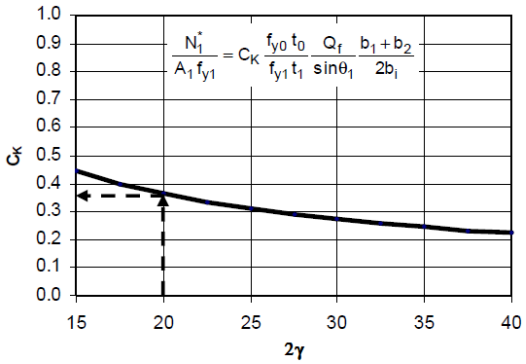
$$n = \frac{N_0}{N_{pl,0}} + \frac{M_0}{M_{pl,0}} \tag{5}$$

$$\frac{M_0}{M_{pl,0}} = \frac{0.5(N_0 - N_{0p})e}{W_{pl,0} f_{y0}} \tag{6}$$

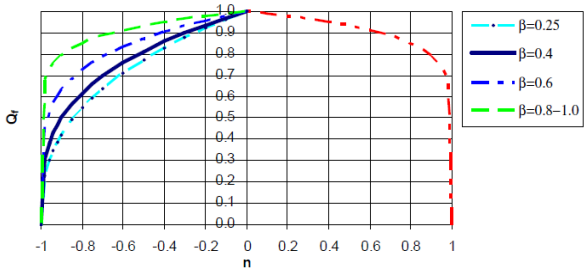
Каде:

$N_0 - N_{0p}$ е разликата на аксијалната сила во појасот од двете страни на јазелот.

Коефициентот *0.5* се однесува на јазли кај кои појасот поминува од двете страни на јазелот додека пак во овој случај појасот се наоѓа само од едната страна на јазелот и тој го прима целиот момент па тој коефициент во оваа пресметка е земен *1.0*.



Слика 5. Дијаграм за параметар C_k



Слика 6. Дијаграм за параметар Q_f

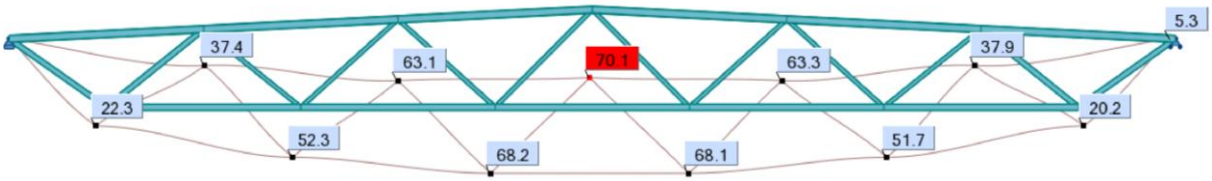
Јазел	Појас	Исполна	e (mm)	β	2γ	$\frac{N_0}{f_{y0}A_0}$	$\frac{M_0}{M_{pl,0}}$	n
1	200x200x10	Плочка 140x140x5	0	0.7	20	-0.24	-	-0.24
2	200x200x10	140x140x5 100x100x4	0	0.6	20	-0.56	-	-0.56
3	200x200x10	100x100x4 100x100x4	0	0.5	20	-0.65	-	-0.65
4	200x200x10	100x100x4 100x100x4	0	0.5	20	-0.65	-	-0.65
5	180x180x8	140x140x5 140x140x5	5	0.78	22.5	0.62	-0.06	0.56
6	180x180x8	100x100x4 100x100x4	0	0.56	22.5	0.89	-	0.89
7	180x180x8	100x100x4 100x100x4	0	0.56	22.5	0.90	-	0.90

Јазел	$\frac{N_i}{f_{yi}A_i}$	C_k(*)	$\frac{b_1+b_2}{2b_i}$	Q_f(**)	$\frac{f_{y0}t_0}{f_{yi}t_i}$	$\frac{1}{\sin\theta_i}$	$\frac{N_i^*}{f_{yi}A_i}$	$N_i^* \geq N_i$
1	-		-	0.97	-	-	-	-
	0.82	0.37	1.0		2.0	1.51	**>1.0**	ok
2	**0.75**	0.37	0.86	0.85	2.0	1.60	**0.87**	ok
	0.63	0.37	1.20		2.5	1.38	**>1.0**	ok
3	**0.59**	0.37	1.0	0.77	2.5	1.47	**>1.0**	ok
	0.04	0.37	1.0		2.5	1.28	**0.91**	ok
4	**0.03**	0.37	1.0	0.77	2.5	1.36	**0.97**	ok
	0.03	0.37	1.0		2.5	1.36	**0.97**	ok
5	**0.75**	0.33	1.0	0.96	1.6	1.48	**0.75**	ok
	0.82	0.33	1.0		1.6	1.64	**0.83**	ok
6	**0.59**	0.33	1.0	0.8	2.0	1.36	**0.72**	ok
	0.63	0.33	1.0		2.0	1.48	**0.78**	ok
7	**0.03**	0.33	1.0	0.8	2.0	1.27	**0.67**	ok
	0.04	0.33	1.0		2.0	1.36	**0.72**	ok

Табела 5. Контрола на јазлите, претпоставени како К јазли

3.4. Контрола на деформациите

Кај решеткастите носачи изведени со јазли со растојанија анализата со зглобно поврзување на елементите генерално ги подценува вистинските угиби а сето тоа е резултат на крутоста на јазелот. Со истражувања е докажано дека ова подценување може да биде од *12-15%*. Како конзервативен пристап при определување на вистинскиот угиб кај овие решетки може да земе угибот добиен од анализата помножен со кефициент *1.15*. На слика 7 е даден максималниот угиб на разгледуваниот носач моделиран со зглобови на краевите од сите елементи.



Слика 7. Деформации

$$\delta = 1.15 * 70.1 = 81\ mm \qquad \frac{L}{\delta} = \frac{30000}{81} = 370$$

4. ЗАКЛУЧОК

Проектирањето на решеткастите носачи според Еврокод 3 е процес во кој уште од самиот почеток на проектирањето треба да се внимава на поголем број параметри кои што избраните елементи треба да ги исполнуваат.Попречните пресеци не може да се проектираат само од условот за носивост на елементните туку во предвид треба да се земат и условите кои влијаат на формирањето на јазлите и соодветните критериуми кои истите треба да ги задоволат. Сето ова дополнително ја намалува можноста за избор на соодветните попречни пресеци. При изборот на попречните пресециза појасите се препорачува истите да бидат со што е можно помал сооднос на ширината и дебелината на ѕидот бидејќи таквиот појас доста ја зголемува локалната носивост на јаелот, исто така искористеноста на појасот не би требало да надмине 90%. Елементите од исполната треба да бидат со помала дебелина од појасите а сооднос на нивната ширина со ширината на појасот да биде во граници од *0.4* до *0.85*. Што се однесува до софтверското моделирање на носачите треба да се избере соодветен начин на моделирање со цел да се предвидат реалните угиби.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Еврокод 3: Проектирање на челични конструкции, Дел 1-1: Општи правила и правила за згради

[2] Еврокод 3: Проектирање на челични конструкции, Дел 1-8: Проектирање на врски

[3] EN 10219-1:1997 Ладно обликувани заварени конструктивни затворени пресеци од нелегирани и ситнозрни челици-Дел 2: Толеранции, димензииигеометриски карактеристики

[4] Structural stability of hollow sections (1992, reprinted 1996)

[5] Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading (1st edition 1992 and 2nd edition 2009)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 9

Doncho PARTOV [1], Radan IVANOV[2], Dobromir DINEV[3]

40 YEARS FROM THE STRUCTURAL REHABILITATION OF THE SMALL ASPARUHOV BRIDGE IN VARNA

SUMMARY

The paper presents the rehabilitation project for the stationary and movable part of the existing old bridge in Varna, completely destroyed by a ship accident in 1975. The existing old bridge and the movable part of the bridge (Schercer type) is designed and built by the "MAN" company in 1939. The reconstruction after the ship accident in 1975 included installing new superstructure in two bays, while the original structure in the third bay was kept in place. Structural solution of stationary and movable part of the bridge, loading action types, static analysis and details of the design concepts are given.

Keywords: bridge retrofit, movable bridge, orthotropic deck

Дончо ПАРТОВ[1], Радан ИВАНОВ[2], Добромир ДИНЕВ[3]

40 ГОДИНИ ОД РЕСТАВРАЦИЈАТА НА МАЛИОТ АСПАРУХОВ МОСТ ВО ВАРНА

SUMMARY

Овој труд го презентира проектот за реставрација на фиксниот и подвижен дел од постоечкиот стар мост во Варна, комплетно уништен од бродска несреќа во 1975. Постоечкиот стар мост и подвижниот негов дел (Schercer type) е проектиран и изграден од "MAN" во 1939. Реконструкцијата после бродската несреќа во 1975 вклучува монтирање нова надконструкција на два распона, додека правобитната конструкција во третиот распон беше задржана. Прикажани се: конструктивното решение на фиксниот и подвижниот дел од мостот, товарните случаи, статичката анализа и концептот на проектирање.

Клучни зборови: реставрација на мост, подвижен мост, ортотропна коловозна плоча

[1] Prof. PhD, VSU "L. Karavelov", Sofia, Bulgaria, partov@vsu.bg
[2] Assoc. Prof. PhD, VSU "L. Karavelov", Sofia, Bulgaria, r_ivanov@vsu.bg
[3] Assoc. Prof. PhD, UACEG, Sofia, Bulgaria, ddinev_fce@uacg.bg

1. INTRODUCTION

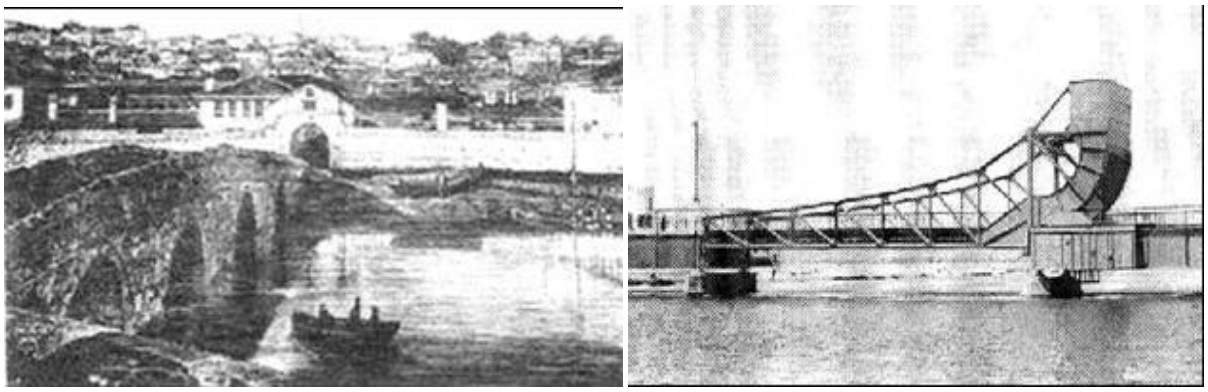
It is known that since old times, the water of the Varna Lake feeds the shallow and meandering river passing to the south of the city walls of Varna. Through the years the river had different names; Derza, Vrana, Varna, and is now called Devnja. There is a road of strategic and commercial importance passing through this area, so it could be assumed that there was a bridge over the river for many years now. However, the first conclusive evidence for existence of a bridge comes from the years of the Turkish presence in Bulgaria, and more specifically, from the middle of the 18th century. The bridge was then situated near the city walls, where the present rail cargo terminal is, and was made of stone-block masonry. The name of this bridge was "Tash Kjuprju". According to the Check Skorpil brothers, the bridge suffered a heavy flood in 1758, and was seriously damaged. The texts engraved in the remains of the stone bridge indicate that it was built on top of an older stone or wooden bridge.

In those years Varna was a key city of the Ottoman Empire, laying on the main road from Istanbul to Romania. "Tash Kjuprju", Fig. 1a, was thus situated at a bustling location and had its commercial and strategic importance. In 1872, Feliks Kanic, a Hungarian explorer, impressed by the bridge commemorated it in one of his drawings.

After gaining independence from the Ottoman Empire, changes in the urban structure of Varna occurred. The Devnja rives has been gradually dried-up, and "Tash Kjuprju" was eventually demolished in 1907. At about the same time, the digging of a new canal between the sea and the lake began, and was completed in October 1908. Due to the lack of funds for a more substantial structure, a wooden pontoon bridge was erected instead, connecting Varna and the Asparuhovo quarter.

The bridge was 50m long and 5.70m wide (traffic lanes). At the middle, there were two movable platforms each 11.5m long (Bascule type), which were lifted-up by a system of pulleys and ropes. The bridge was opened for operation on 22 October 1908.

In time, the traffic demand increased, and both a road and a railroad connection to the Southern industrial quarter became necessary. In May 1937 the construction of a modern movable combined road-and-railroad bridge began. The bridge was riveted plate girder type, and had total length of 82m including a movable middle span of 31.62m. The foundations were laid on sand cushions at 12m below surface level. The movable part of the bridge (Schercer type) was manufactured by the German company "MAN". This was the first bridge with the name "Asparuhov", and was officially opened for traffic on 28 May 1939, Fig. 1b.



(a) (b)

Figure 1. (a) The "Tash Kjuprju" bridge and (b) The Schercer type bridge

However, the passing of ships posed a significant challenge. In order to prevent a collision, RC timber lined columns were installed to better guide ships to the movable span. Even with this precaution taken, a big accident occurred on 28 January 1975. Russian ship "Pavel Postishev" lost control, and hit the lifting machinery of the movable span. As a consequence, the movable part was destroyed and fell in the canal. The two adjacent segments were also seriously damaged. To avoid traffic disruption, two military pontoon bridges were promptly constructed, and on 2 February 1975 the two banks of the canal were connected again. On 15th February 1975, two steel bridge structures taken from the

decommissioned railway stations at the villages of Strashimirovo and Trastenik were shipped to the site and installed as a temporary solution. One of the structures was lifted by a crane daily to allow ship passage to the port of Varna. It is under these circumstances that the design of a new combined road-railroad bridge with a movable middle span began.

The design was assigned to Assoc. Prof. B. Bankov, Ph.D., who after a careful survey of the damaged structure proposed that two of the three damaged segments at the Varna side be replaced by new steel structures (Bankov, B. 1958). The central span which used to be self-raising was now subject to a limitation of a self-weight of 95 t. to allow lifting by a 100 t crane every evening. The movable part was to be permanently fixed on completion of the big Asparuhov Bridge, whose construction was under way at that time. After feasibility studies on several alternative solutions, the final conceptual design included a solid-walled steel structure between the abutment at the Varna side and pier 2, and a steel truss spanning from pier 2 to pier 3 (Bankov, B. 1958). The rest of the bridge was kept in its original state, i.e., a riveted steel structure between piers 3 and 4, Fig. 3.

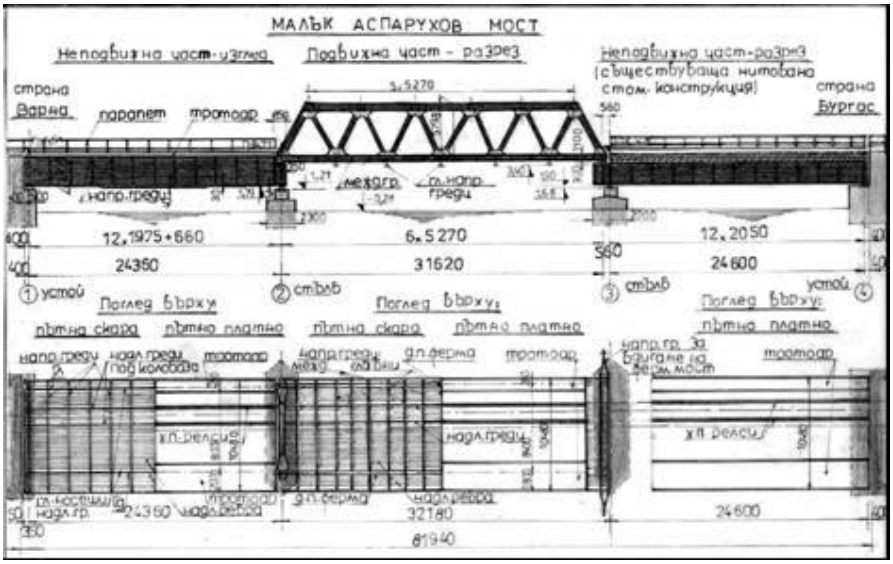
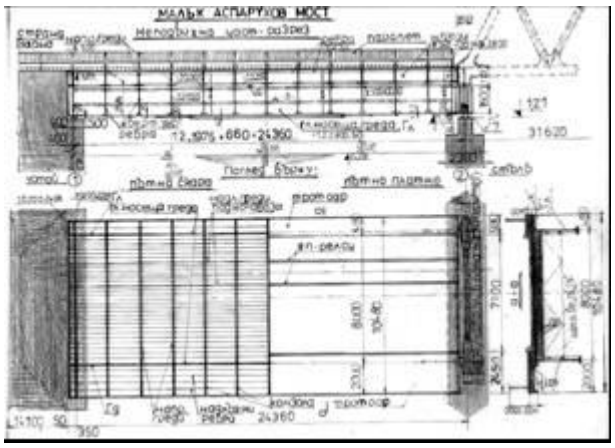


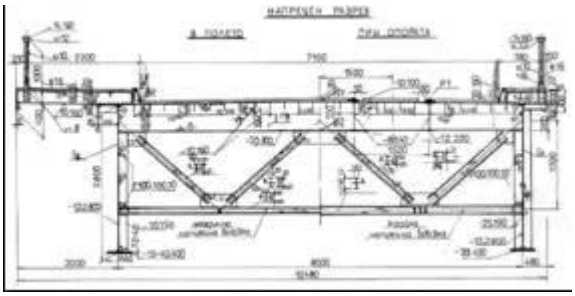
Figure 2. Proposal for the present bridge

2. STRUCTURAL SOLUTION FOR THE STATIONARY PART OF THE BRIDGE

The stationary part at the Varna side was designed as a solid-walled simple beam with span 24,360mm measured between the bearing centres, Fig 3 (a),(c). The cross section shown in Fig. 3 (b), is a classical example of a steel bridge with an orthotropic deck. The width of the bridge between the parapets is 10,480mm, with the two main girders placed at 8,000mm centres. The main girders are stiffened by cross-girders spaced at 1975mm. The main girders and a 12mm thick steel plate fastened to their top flanges form together a channel section. The 12mm steel plate is stiffened by 10x160mm longitudinal stiffeners at 300mm centres. The longitudinal stiffeners are continuous through all the length of the bridge, passing through purpose-made grooves in the webs of the cross girders, Fig. 3 (d). With this design the deck becomes an orthotropic slab with different stiffness in the two orthogonal directions. The web of the main girder has 2800mm depth and 12mm thickness. The bottom flanges of the main girder have varying thickness, from 12mm to 40mm, with constant width of 400mm, determined by the shape of the bending moment envelope curves. The web of the cross girders is 1550mm deep and 8mm thick. The bottom flange has dimensions 20x300mm. The centreline of the railroad is offset from the centreline of the bridge by 1550mm, and is supported by two longitudinal girders spaced at 1500mm, having a span of 1975mm and depth equal to the depth of the cross girders. Their web has dimensions 8x540mm, and the top and bottom flanges dimensions 10x100mm, and 12x200mm respectively. The longitudinal girders also serve as deck stiffeners, and are designed as continuous beams supported by the cross girders (at 1975mm centres). The webs of the main girder and the cross girders are connected by two 10mm fillet welds. The bottom flange is welded to the web by two 10mm fillet welds.



(a) longitudinal section and plan



(b) cross section

(c) general view

(d) details

Figure 3. Stationary part of the bridge

The pedestrian walkways are 2450mm wide at the right-hand side, and 930mm wide at the left-hand side. They are designed as orthotropic slabs and are attached to the main structure as cantilevers. The thickness of the walking surface is 6mm, stiffened by 6x60mm steel strips. The cantilevers are 200mm deep "I" beams with a bottom flange10x160mm, a web 8mm thick, and 1.5% gradient for draining. The parapets are 1100mm high. The railing is made from 120mm hot-rolled open channel section, closed by 14x140mm strips. The props of the parapet have a box section formed by two120mm hot-rolled open channel sections welded together. The props are spaced at 1606mm. The fence bars are made by 16mm reinforcing steel bars. The parapet is welded to the walkway cantilevers, and the walkway cantilevers welded to a longitudinal end girder 400mm deep. This girder also contributes to pedestrian comfort.

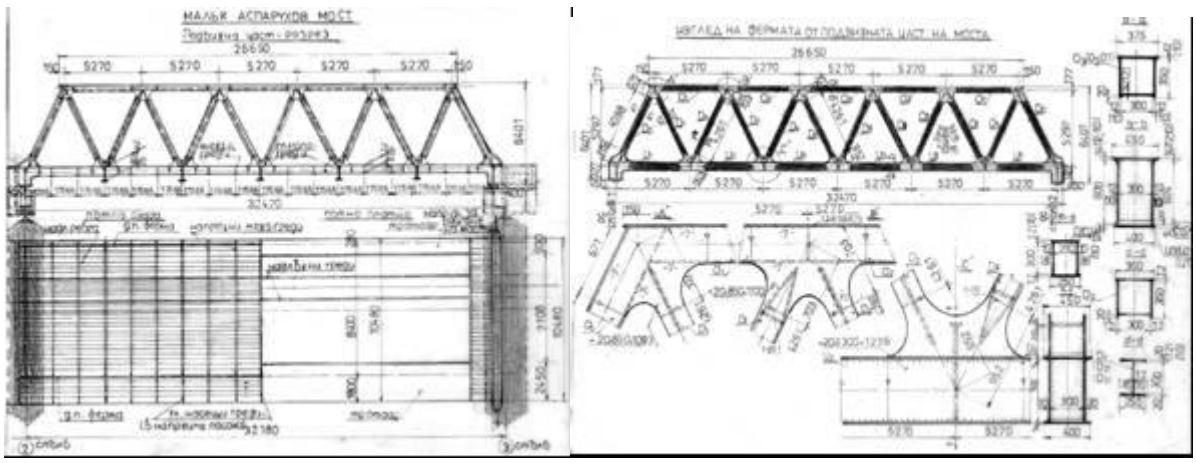
The main girders have been checked for strength and buckling to DIN 4114 (DIN 4114 1961), using the tables and graphical solutions of Prof. Kloeppel (Kloeppel, K., 1968). Buckling of the web is prevented by two longitudinal stiffeners made by 100x100x10mm equal angle sections, and 10x150mm vertical stiffeners spaced at 1975mm. Both types of stiffeners are placed at the interior side of the web only.

3. STRUCTURAL SOLUTION FOR THE MOVABLE PART OF THE BRIDGE

In order to satisfy the requirements of ship navigation, i.e. the bottom of the structure to be at the same level as that of the bridge before the accident, a truss solution with the road at the bottom chord level was proposed. Both from structural and aesthetic point of view, a simple triangular lattice without vertical members was adopted. In addition, the structure had to weight no more than 95t, since it

would be lifted by a 100 t floating crane during operation. In order to meet the weight requirement, the deck was designed as orthotropic slab, which includes parts of the bottom chord of the truss. The truss was designed as statically determinate, both internally and externally, with a span of 31,620mm. The bottom chord was divided into six members, with node-to-node distance 5270mm. The deck consists of a 12mm thick plate stiffened by 10x160mm longitudinal stiffeners at 300mm centres, main and secondary cross girders at 1757mm centres, where the main cross girders are spaced at 5270mm, and are supported by the nodes of the truss. The secondary cross girders are connected to the bottom chord of the truss, between the nodes, at equal intervals, three girders per node-to-node span. The webs of the girders are welded to the bottom chord of the truss by two vertical 7mm fillet welds. The chords are butt-welded to the node plates.

The dimensions of the longitudinal girders supporting the rail track are 8x790, 10x200 and 12x200 for the web, the top and the bottom flanges respectively. The main cross girders are designed as simply supported beams with span 8.40m, loaded according to BE, table 6.4.b. The dimensions at mid-span are 10x800mm, 12x1250 (effective width) and 20x350 for the web, the top and the bottom flanges respectively. The corresponding dimensions at the supports are 12x500mm, 12x1250mm and 20x350mm. In order to alleviate the secondary cross girders, the main cross girders have significant stiffness. In fact, they are designed to independently carry the railroad traffic loads, without resorting to the contribution from the orthotropic deck, i.e. the orthotropic action is considered for the secondary cross girders and the longitudinal stiffeners only. The internal forces are obtained for heavy-vehicle loading HK80, and train loading type A. The secondary cross girders have a constant cross section with dimensions as follows: 8x450mm, 12x1550 and 20x160 for the web, the top and the bottom flanges respectively. The cross sections of the top and the bottom chords, as well as those of the compressive diagonals are of box type. The tensile diagonals are designed as "I" sections. Various views of the movable part, as well as joint details are shown in Figs. 4 and 5.



(a) longitudinal section and plan (b) details

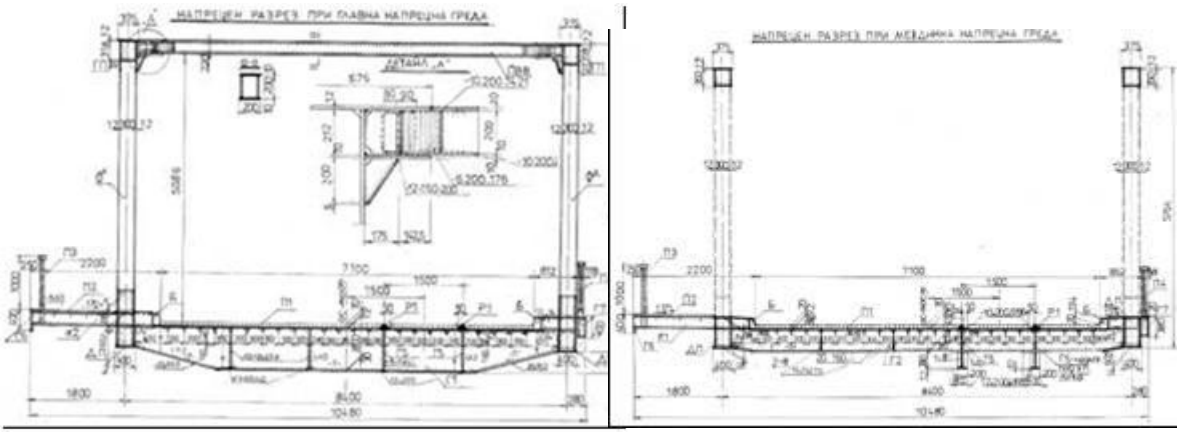
Figure 4. Movable part of the bridge

4. LOADING AND ANALYSIS

The bridge structure was analyzed for the following loading action types:

- Permanent; from self-weight
- Imposed; from traffic, HK 80 and mob 400kN/m2 for road bridge; train loading type A for railroad bridge.

The two loading conditions are applied independent from each other and the dimensioning of members was done for the more unfavorable case.



(a) cross section at a main cross girder (b) cross section at a secondary cross girder

Figure 5. Cross sections of the movable part of the bridge

The loads imposed from heavy-vehicle loading HK 80 and train loading type A on cross girders have been determined using influence lines for support reactions and moments for a continuous beam on an infinite number of rigid supports. HK 80 is represented by four forces 100kN each, at 1.20m intervals; and train loading type A is represented by five forces 125kN each, at 1.6m intervals imposed on the influence lines of interest.

Since there are not modern Bulgarian codes for the analysis and design of steel bridges, the analysis was done according the well proven in practice German Federal Railways code (DV 804, 1965, DV 848, 1955, DV 805, 1953 and DIN 4114, 1961).

The bending moments in the cross girders and the longitudinal girders under the rail track were initially determined as moments in an orthotropic plate, according to the theories of Cornelius (Cornelius, W. 1952), Pelikan and Esslinger (Pelikan, W., Esslinger, M. 1957), Giencke (Giencke, E. 1955) and Homberg (Homberg, H. 1951). Further, a comparison was made by determining the moments according to BE – table 6.4a. The maxima of the bending moments in the middle of the cross girders, and in the middle of the longitudinal stiffeners along the bridge axis were determined using influence surfaces.

The result of the comparison was that the bending moments due to BE were some 45% higher than those due to orthotropic plate theory. Bearing in mind that the train loading is transferred directly to the longitudinal and the cross girders in both the stationary and the movable parts of the bridge, as well as the large number of welds inducing considerable self-stress, it was decided to adopt the conservative BE results. In this way, a certain amount of reserved capacity was introduced, to provide for the additional forces arising from the spatial action of the structure. Indeed, after further detailed checks were made considering the spatial action of the structure, the difference in the moments determined by the two methods practically vanished, i.e. the loading capacity of the structure was fully utilized.

The stress in the deck was computed as the sum of the stress due to the direct loading on it, and the stress due to its action as a part of the respective flange or chord of a principle structural member (main girder or truss).

The axial forces in the truss lattice were determined using the appropriate influence lines. The stress in the bottom chord of the truss was determined as the sum of the stress resulting from truss action and the stress resulting from bending due to the reactions of the secondary cross girders supported on it. All members of the truss were designed to the strength and stability requirements of DIN 4114, 1961.

According to (DV 804, 1965), the design for strength was done in the following order:

1. Determination of the internal forces and support reactions due to main forces, auxiliary forces and extraordinary forces.

2. Dimensioning of the cross sections of the members, and computation of the stress resulting from the forces computed in 1.

3. Performing the following checks:

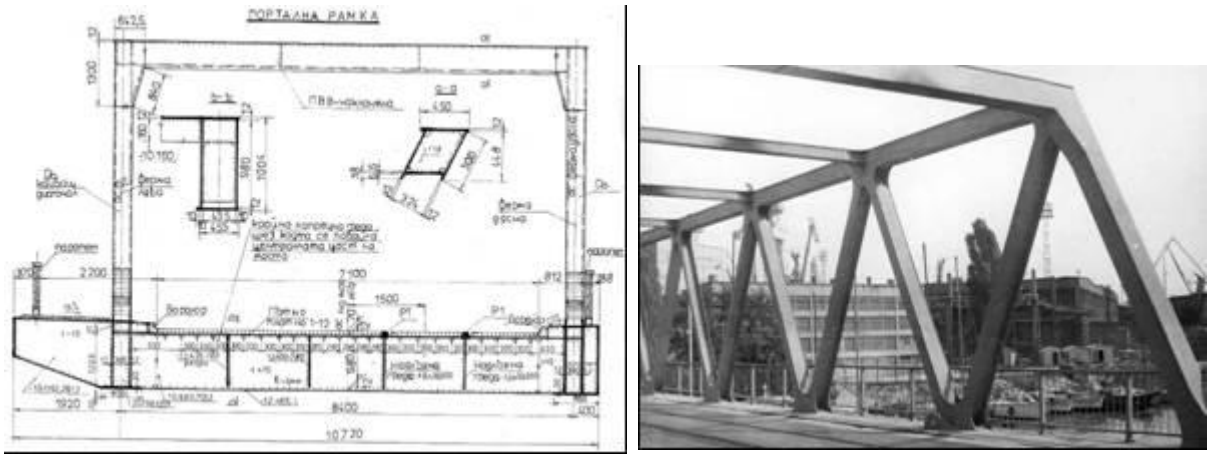
- Strength check; assuring the stress is less than the yielding or fracture limit;
- Stability check; check to assure buckling does not occur; local and global, warping;
- Fatigue check; proving the safety of a member subjected to repetitive loading and stress fluctuations;
- Overturning check;
- Deflection check; proving that excessive displacements do not occur.

The following auxiliary forces have been considered: lateral pounding, friction at the bearings, vehicle braking forces, mob on the walkways and wind. The walkway cantilever is designed to sustain a UDL 5 kN/m2. The wind loading assumed in the design is 1.50kN/m2 when acting together with imposed loads and 2.50kN/m2 when not.

5. SPATIAL BRACING SYSTEM

The purpose of the spatial bracing system is to assure that the simple 2D structural elements – solid-walled and trussed interconnected by it, resist loads in a 3D fashion as a single rigid assembly.

The bracing is resolved in the following manner: In the stationary part of the bridge, a horizontal wind bracing system of K type is installed at the bottom flange level. Its members have box cross sections. In addition, solid-walled framing was installed at both ends of the structure. Vertical wind bracing was also installed at 5925mm centres. The top chord of the vertical bracing is the cross girder of the bridge. The rest of the members are made by combining "I" sections; 8x150mm web, and 12x180mm flanges.



(a) cross section (b) general view

Figure 6. Portal frame

The trussed part of the bridge is equipped with a moment-resisting box-section frame developed at the top chord level. It assures the transverse stability of the two trusses. The stability of the compressive top chord is secured by developing two portal frames at both ends of the trusses. The pair of diagonals at each end forms the stanchions of each portal frame, Fig. 6. The asymmetric position of the rail track makes one of the main girders (or main truss) carries 2.13 times the load the other one carries under train loading. The braking forces are transferred to the foundations via the two piers. Since the old structure was supported in the same way, the piers did not require additional checks. The way of support is favourable in terms of thermal expansion, since each movable bearing caters for the expansion in its own span only.

6. MATERIALS, MANUFACTURE AND ASSEMBLY

The road slab and its longitudinal stiffeners, the walkway cantilever and its stiffeners, the longitudinal girders under the rail track, the end longitudinal girder, the bottom chords of the trusses and lattice members D2 and DII, all longitudinal and transverse stiffeners of the solid-walled girders, and all members of the wind bracing are manufactured by steel grade M16C.

The main solid-walled girders, the cross girders, the vertical stiffeners at the supporting points of the girders, the top chord of the trusses and lattice members D0, D1 and DI are made by steel grade 10G2SF.

The manufacture and assembly of the superstructure was commissioned to the ship-maintenance yard "Gocho Ivanov". All works were completed in high precision and strict compliance to the detailed working drawings submitted to the factory.

The two parts of the bridge were manufactured as independent assembly units. They were shipped to the site by a 100t Gants floating crane and then installed by the same crane, Fig. 7.

Neoprene bearings were used for the bridge, with the bearings at the Varna side abutment being movable. To avoid a complicated adjustment of the piers to accommodate new bearings, the movable part of the bridge was seated on top of the old and new solid-walled girders of the stationary part of the bridge. A general view of the completed small Asparuhov Bridge can be seen in Figs. 8 and 9.

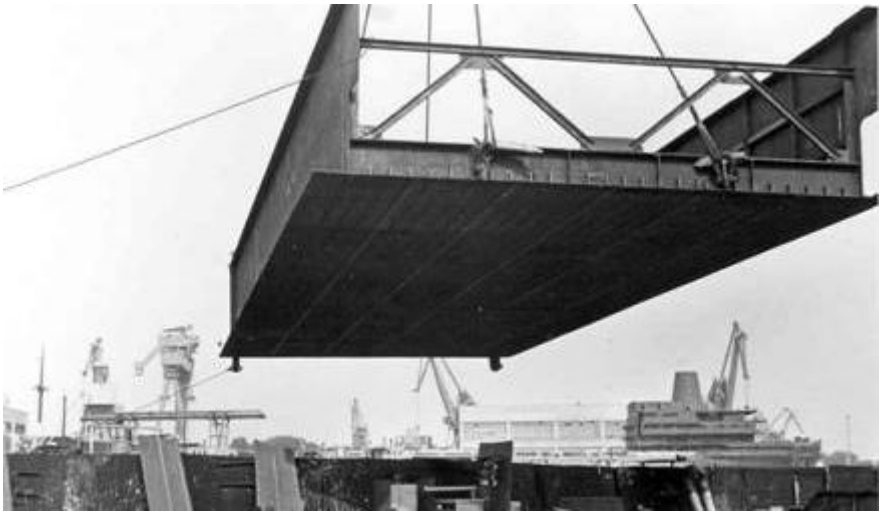


Figure 7. A glimpse of the assembly process

Figure 8. View of the completed bridge

Figure 9. View from the fixed part of the bridge

7. CONCLUSIONS

The design and construction of the small Asparuhov Bridge was executed without interruptions, due to the importance of the project to the national economy. The orthotropic structures were designed to modern standards, and were completely shop-welded at the Varna ship-maintenance yard. The design and construction were executed in parallel, which resulted in a fairly short completion period; just three months. All works and the welds in particular, were subject to strict quality control. All butt welds were X-ray inspected. A defective weld would then be removed, welded and inspected again. The bridge structures were shipped to site by a 100t Gants floating crane. The final assembly was done by simply placing the assembly units at their design locations. The assembly process went smoothly and was completed in a few days. The total weight of the structures was 81 t. for the stationary part and 113 t. for the movable part.

REFERENCES

[1] Bankov, B., (1958) New directions in the development of steel bridges, Tehnika, Sofia

[2] Cornelius, W., (1952) Die Berechnung der ebenen Flaechentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal- anisotropen Platte. Der Stahlbau 21, H2, s. 21-24, H3, s. 43-48, H4, s. 60-64

[3] DV 804, (1965), Berechnungsgrundlagen fuer staehlerne Eisenbahnbruecken

[4] DV 848, (1955) Vorschriften fuer geschweisste Eisenbahnbruecken

[5] DV 805, (1953) Grundlagen fuer bauliche Durchbildung staehlerner Eisenbahnbruecken

[6] DIN 4114 (1961), Stabilitaetsfaelle

[7] Giencke, E., (1955) Die Grundgleichungen fuer die orthotrope Platte mit exzentrischen Steifen, Der Stahlbau 24, H.6. s.128-129

[8] Homberg, H., (1951) Kreuzwerke. Statik der Traegerroste und Platten. Forschunghefte aus dem Gebiete des Stahlbaues 8, Deutschen Stahlbau-Verband, Prof. K. Kloeppel (ed). Springer-Verlag , Berlin (Goettingen) Heidelberg

[9] Kloeppel, K., (1968) Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, W. Ernst, I, II, 8

[10] Pelikan, W., Esslinger, M., (1957) Die Stahlfahrban. Berechnung und Konstruktionen. MAN-Forschungheft 7, K.G. Kieser, Asburg

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 10

Denis POPOVSKI[1], Petar CVETANOVSKI[2], Mile PARTIKOV[3]

TESTING THE BEHAVIOR OF SHEAR CONNECTORS

SUMMARY

The testing of the behavior of shear connectors is a part of complex experimental and theoretical research of the behavior of continuous composite (steel and concrete) beams. In this report the results are given form the modified testing of the shear connectors as "*P-δ*" diagrams. The modified test is carried for three samples with elements of the cross section as same as the cross section of the main researched beam, but in accordance with the rules given in EN 1994. Also a short description for the rules, preparation and evaluation of the standard test procedure is given, in accordance with EN 1994-1-1, Annex B.

Keywords: composite structures, shear connectors, studs

Денис ПОПОВСКИ[1], Петар ЦВЕТАНОВСКИ[2], Миле ПАРТИКОВ[3]

ИСПИТУВАЊЕ НА ОДНЕСУВАЊЕ НА МОЖДАНИЦИ

РЕЗИМЕ

Испитувањето на однесување на можадиците претставува дел од едно комплексно експериментално и теориско истражување на однесувањето на спрегнати континуирани греди. Во ова соопштение дадени се резултатите од модифицираното испитување на можданиците во вид на "*P-δ*" дијаграми. Модифицираното испитување е извршено на три примероци со елементи на попречниот пресек исти како и за главната греда која е крајна цел на истражувањето, во согласност со EN 1994. Исто така даден е мал осврт на правилата за стандрадно испитување на можданици во согалсност со EN 1994-1-1, Анекс B.

Клучни зборови: спрегнати конструкции, можданици, чеп можданици

[1] Assist. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk

1. STANDARD TESTING OF SHEAR CONNECTORS

The rules for the standard testing on shear connectors are given in EN1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules for buildings, Annex B.

If the design rules according to EN 1994 are not applicable, the design must be based on tests according to the needs of the real structure. The tests must provide information for the properties and the behavior of the shear connectors required for the design and in accordance with the mentioned European standard.

The testing for the behavior of the shear connectors, is also recommended for more accurate designing for composite steel and concrete structures, with real behavior of the structures and the connection of the two different materials, steel and concrete.

The geometry, the mechanical properties of the slab, the shear connectors and the reinforcements are the variables that determine the results of the testing. The resistance to loading it's determined with push tests on previously made (minimum three) testing specimens.

1.1. Testing arrangements and preparation of specimens

If the shear connectors are part of T-beam with uniform concrete slab (or with haunches), standard testing is used for determination of the behavior of the shear connectors. In other cases, with use of profiled steel sheeting decks, longitudinal or transversal to the length of the beam, a modified (specific) test can be used.

For the standard test the dimensions of the test specimen are given in Figure 1, according to the rules given in EN 1994.

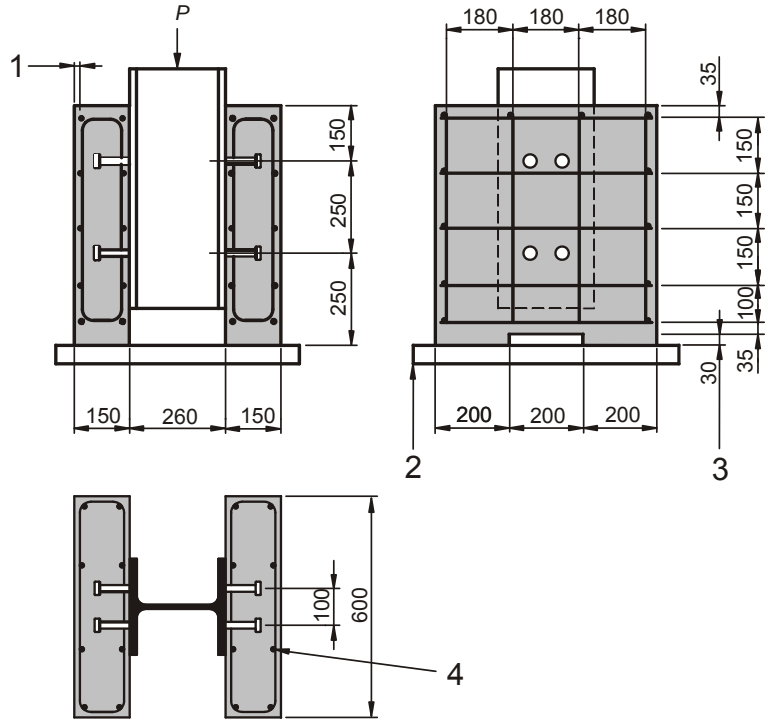


Figure 1. Test specimen for standard testing

Where:

1) cover 15mm
2) bedded in mortar or gypsum
3) recess optional
4) reinforcement ribbed bars *Ø10*, $450 \leq f_{sk} \leq 550\ N/mm^2$, steel section *HEB260* or *UC254*

For modified (specific) tests the dimensions and the arrangement of the parts that create the cross section must be as the designed, but according to the following rules:

a) the length "*l*" of each slab should be related to the longitudinal spacing of the connectors in the composite structure

b) the width "*b*" of each slab should not exceed the effective width of the slab of the beam

c) the thickness "*h*" of each slab should not exceed the minimum thickness of the slab in the beam

d) the slabs should have the same haunch and reinforcement as the beam

The casting of the concrete slabs are in horizontal position, as for the real composite beam, and the specimen should be air-cured. For each mix of concrete minimum three specimens of cylinders or cubes should be prepared for determination of the concrete strength "f_{cm}". The compressive strength "f_{cm}" at the time of testing must be 70% ± 10% of the specified strength of the concrete "f_{ck}" of the beams for which the test is designed.

The yield strength, the tensile strength and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material, steel beam and steel sheeting (if used) should be determined.

1.2. Testing procedure and evaluation

The testing procedure is the same for the standard and for the modified (specific) tests. The load is applied in increments up to 40% of the expected failure load and cycled 25 times between 5% and 40%.

After the cycled loading, subsequent load increments are imposed until failure occur in not less than 15 minutes. The longitudinal slip between the concrete and the steel section should be measured continuously until the load has dropped to 20% below the maximum load. Also, the transverse separation between the steel section and the concrete should be measured.

If the results of the three specimens does not exceed 10%, the design resistance can be determined as follows:

- the characteristic resistance "P_{Rk}" should be taken as the minimum failure load reduced by 10%
- the design resistance "P_{Rd}" should be calculated as given in (1)

$$P_{Rd} = \frac{f_u \cdot P_{Rk}}{f_{ut} \cdot \gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \tag{1}$$

Where:

f_u is the minimum specified ultimate strength of the connector material.

f_{ut} is the actual ultimate strength of the connector material in the specimen

γ_v is the partial safety factor for shear connection

If the deviation from the man exceeds 10%, three more tests should be made, and the test evaluation should be carried in accordance with EN 1990, Annex D.

The slip capacity "δ_u" is the maximum slip measured at the characteristic load level. The characteristic slip capacity "δ_{uk}" is the minimum test value of "δ_u" reduced by 10% or statistical evaluation from all the results in accordance with EN 1990, Annex D.

2. MODIFIED TESTING OF SHEAR CONNECTORS

The modified test sample is T-beam cross section with *IPE270* as main steel beam, with transversal steel sheeting deck *Bondeck 600* with stud shear connector thru deck welded with diameter *d=19mm* and height h_{sc}*=100mm*. The concrete slab thickness is 52+58=110mm, where 52mm is the height of the steel sheeting deck, and 58mm is the continuous concrete plate, reinforced with *Q273* (*Ø6/100mm*), as showed in figure 2. The concrete strength class is *C25/30* according to EN 1992-1-1, Table 3.1.

At the top of the steel beam, detail for receiving the force is constructed from steel plate *200x300x15mm* and *UNP100* profiles as stiffeners. The bottom face of the concrete slab is bedded in mortar (Exmal) with thickness approximately of 50mm.

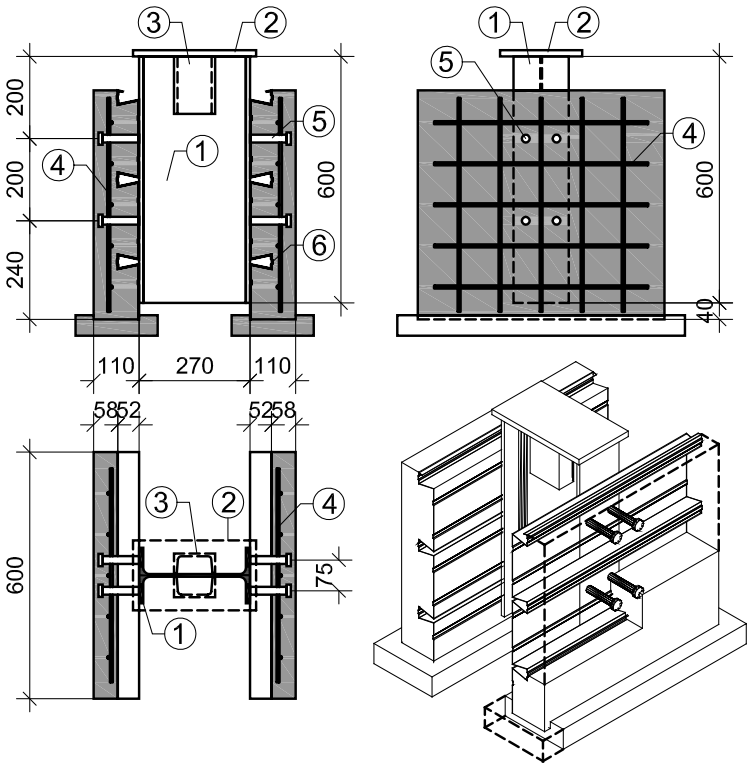


Figure 2. Test specimen for modified (specific) testing

Where:

1) steel beam *IPE200*
2) steel plate *200x300x15mm*
3) *UNP100* as stiffener
4) reinforcement *Q283* (*Ø6/100mm*)
5) headed stud (*Nelson*) *d=19mm*, h_{sc}*=100mm*
6) steel sheeting deck *Bondeck 600*

The casting of the concrete slabs was made in horizontal position, as the casting of the main continuous beam. After seven days the samples were rotated for 180 degrees and the second composite slab was casted in horizontal position with concrete of same strength class.

Figure 3. Casting of the concrete for the modified testing specimens

2.1. Testing the strength of the concrete

After every casting of the concrete a sample was taken for testing the strength of cubes with dimensions 150x150x150mm. The testing of the cubes for the strength of the concrete was carried out on the 29th day form the casting of every concrete slab. For concrete strength class C25/30, according to EN 1992, the strength of cylinder is $f_{ck}=25N/mm^2$, and the strength of cube is $f_{ck,cube}=30N/mm^2$.

Cast	Cubes	age of conc. [days]	density [kg/m^3]	force [kN]	strength [MPa]	σ [stan.dev.]	$f_{ck,cube}$ [N/mm^2]	difference [%]
Casting 1	К 1	29	2416	775.2	34.5	1.95	31.71	+5.7
	К 2	29	2405	736.4	32.7			
	К 3	29	2405	824.3	36.6			
Casting 2	К 4	29	2416	775.2	30.6	0.46	30.19	+0.6
	К 5	29	2405	736.4	30.6			
	К 6	29	2405	824.3	31.4			

Table 1. Concrete characteristics

For the time needed for the application of the measuring and loading equipment, the test specimens were tested on the 34th, 35th and 38th day from the casting of the concrete slab, or 5th, 6th and 9th day from the testing of the concrete samples.

2.2. Testing the strength of the steel

The yield strength, the tensile strength and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material, steel beam, reinforcement and steel sheeting is determined.

The reinforcement steel is class B, in accordance with EN 1992-1-1, Annex C, table C.1 and C.3N, with yield strength of $f_{yk}=597N/mm^2$, tensile strength $f_{uk}=662N/mm^2$, with $k=f_{uk}/f_{yk}=1.11$, and $\varepsilon_{uk}=9.9\%$.

The steel for the headed studs is class S235J2+C450, in accordance with EN 13918, with yield strength $f_y=502N/mm^2$, tensile strength $f_u=552N/mm^2$, with $k=f_u/f_y=1.10$ and $\delta_5=18.5\%$.

The steel for the steel sheeting deck is class S550GD Z275, in accordance with EN 10147, with yield strength $f_y=675N/mm^2$, tensile strength $f_u=770N/mm^2$, with $k=f_u/f_y=1.14$ and $\delta=24.6\%$.

The steel for the beam is S275JR, in accordance with EN 1993, with yield strength $f_y=275N/mm^2$, tensile strength $f_u=424N/mm^2$, with $k=f_u/f_y=1.54$ and $\varepsilon_u=18.9\%$.

The results from the testing of the steel (reinforcement, headed suds, steel sheeting and steel beam) meet the requirements from EN 1992 and EN 1993.

2.3. Testing process

The three samples for the modified (specific) testing of the behavior of the shear connectors are tested in the same environment, with the same testing equipment and testing conditions.

The testing is carried out according to EN 1994, with cycled loading with first step of loading from 0% to 40%, then 25 cycles of loading from 5% to 40%. After the cycled load, the samples were loaded until failure in time not less than 15 minutes.

For the need of the testing, measuring and loading equipment is used. The load is applied through 100 ton press where the force is regulated with electronic dynamometer. The longitudinal slip between the steel and the concrete is measured with 3 electronic comparators. The transverse separation between the concrete slab and the steel section is measured with 4 electronic and 4 dial comparators. The accuracy of the testing equipment is in the range of ±3%.

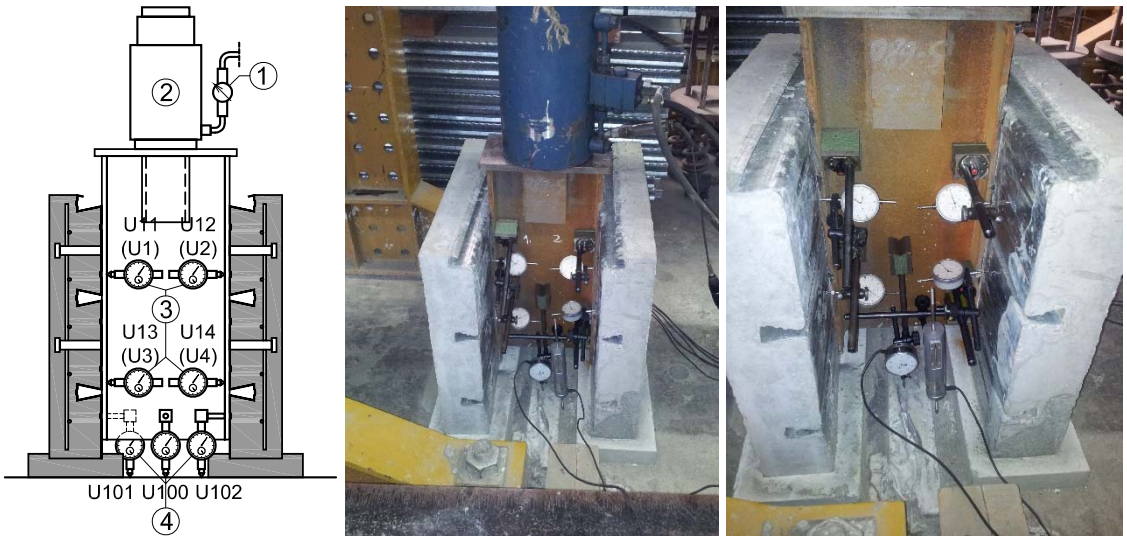


Figure 4. Disposition of the loading and measuring equipment

Where:

1) dynamometer for load measuring
2) 100 ton press for load application
3) dial (U11-U14) and electronic (U1-U4) comparators for transverse separation
4) electronic comparators (U101 left, U100 middle, U102 right) for longitudinal slip

The electronic equipment is connected to HBM Quantum data acquisition system amplifier with direct connection to computer. The measuring of the electronic equipment is carried out through the whole testing in real time.

2.4. Analysis of the design resistance and expected results

The analysis of the design resistance of the shear connectors is made in accordance with EN 1994-1-1 (6.6.3.1), for headed stud type Nelson with *d=19mm* and h_{sc}*=100mm*. The headed studs are thru deck welded to the beam. The steel sheeting is type *Bondeck 600* with thickness of *t=1.0mm*.

The design resistance of the headed stud, automatically welded thru deck in accordance with EN 14555, is determined according to EN 1994-1-1, (6.18), (6.19) and (6.21)

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = 90.68kN \tag{2}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 73.73kN \tag{3}$$

$$\text{where } \alpha = 1 \text{ for } h_{sc} / d = 5.26 > 4 \tag{4}$$

$$min\left(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}\right) = P_{Rd}^{(2)} = 73.73kN \tag{5}$$

Where:

f_u is specified ultimate tensile strength of the stud, not greater than 500N/mm^2

f_{ck} is characteristic cylinder compressive strength at the age considered

γ_v is the partial safety factor for shear connection, recommended value 1.25

h_{sc} is the overall nominal height of the stud

d is the diameter of the stud

For steel sheeting with ribs transverse to the length of the beam, reduction factor is calculated according to EN 1994-1-1, (6.23)

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 1.47 > 1 \tag{6}$$

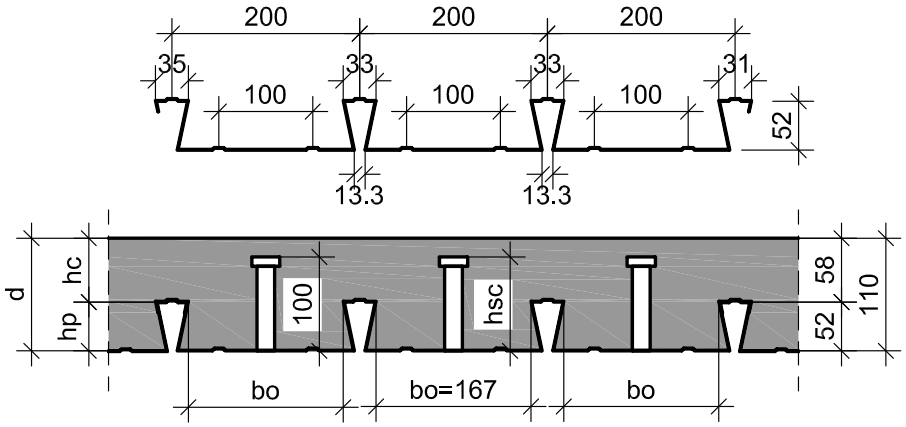


Figure 5. Sheeted steel *Bondeck 600* with thickness *t=1.0mm*, headed studs and concrete slab

For value of the reduction factor $k_t>1$, table 6.2 form EN 1994-1-1 is used, where the upper limit for the reduction factor is $k_{t,max}$= 0.70.

$$P_{Rd} = k_t \cdot P_{Rd}^{(2)} = 51.61kN \tag{7}$$

The expected results, including the partial safety factor $\gamma_v=1.25$, for 4 studs per side is:

$$P_{Rd,U,\gamma v} = 2 \cdot 4 \cdot 51.61 = 412.88kN \tag{8}$$

The expected real result of the resistance of the studs, without the partial safety factor, for 4 studs per side is:

$$P_{Rd,U} = 1.25 \cdot 412.88 = 516.10kN \tag{9}$$

2.5. Results from the testing

In table 2 the results from the testing of the three specimens are given with the measured strength of the force of failure ($P_{Rk,U}$), and the analyzed values of the strength of one headed stud.

Specimen	P_{Rd} [kN]	$P_{Rd,U}$ [kN]	age of conc [days]	$P_{Rk,U}$ [kN]	P_{Rk} [kN]	f_u/f_{ut}	$P_{Rd,(1)}$ [kN]	difference [%]	$P_{Rd,D}$ [kN]
П 1	51.61	516.10	34	602.86	542.57	0.996	54.04	+4.71	51.84
П 2			35	561.82	505.64		50.36	-2.42	
П 3			38	578.02	520.22		51.81	+0.39	

Table 2. Results from the testing

Where:

P_{Rd} is design resistance of one stud including the partial safety factor

$P_{Rd,U}$ is ultimate design resistance of eight studs, without the partial safety factor

$P_{Rk,U}$ is ultimate design resistance of eight studs from the testing

P_{Rk} is reduced ultimate design resistance of eight studs from the testing, according to EN 1994-1-1, B.2.5, $P_{Rk}=0.9 \cdot P_{Rk,U}$

$P_{Rd,(1)}$ is design resistance of one stud including the partial safety factor from the testing

$P_{Rd,D}$ is design resistance for the stud from the three specimens, statistical evaluated from all the results in accordance with EN 1990, Annex D.

The difference in negative resistance of -2.42% is in the range of the accuracy of the testing equipment of ±3%. The deviation of the results from the three specimens is not bigger than 10%, and with the design value of $P_{Rd,D}$ $=51.84kN>P_{Rd}=51.61kN$, can be concluded that the headed studs meet the requirements given in EN 1994.

In figure 6.a, 6.b and 6.c are given the "*P-δ*" diagrams from the cyclic loading of every specimen separately.

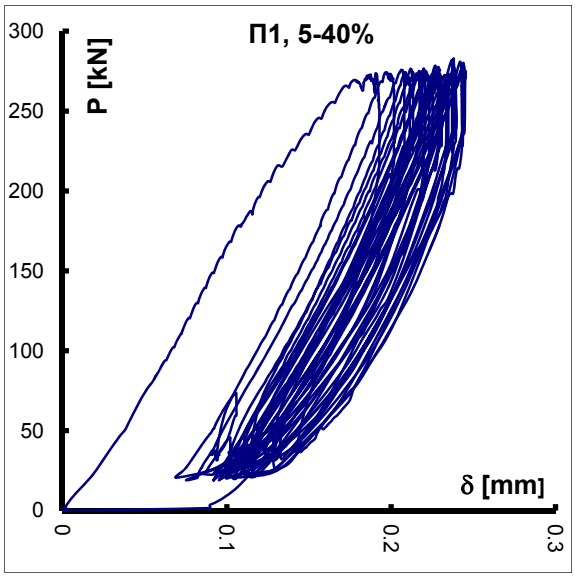


Figure 6.a. "*P-δ*" diagram, specimen П1

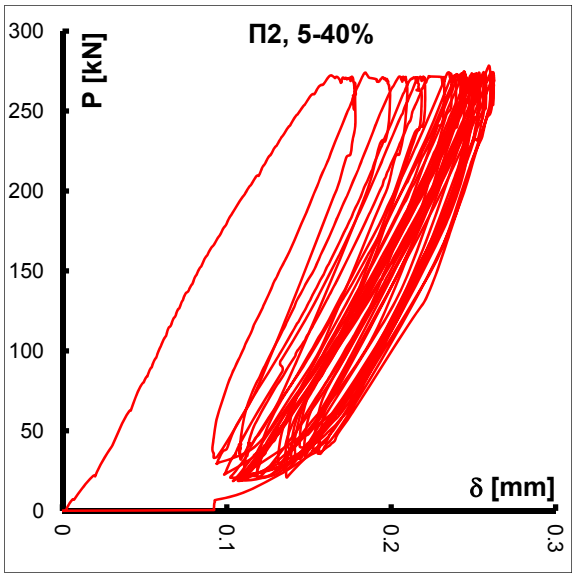


Figure 6.b. "*P-δ*" diagram, specimen П2

In figure 6.d is given the determination of the slip capacity "δ_u" in accordance with EN 1994.

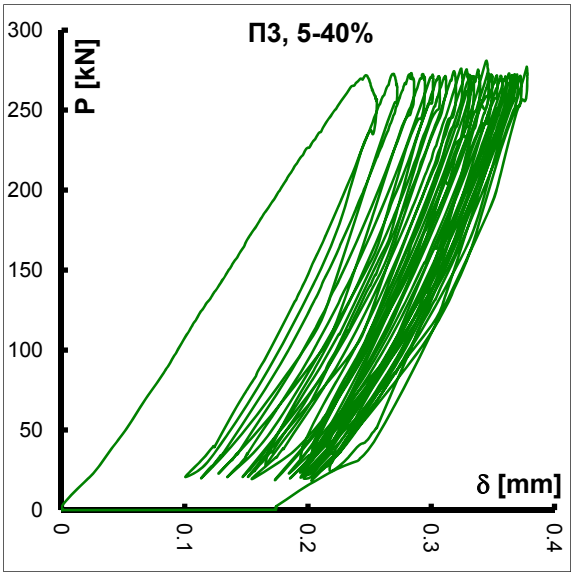


Figure 6.c. "*P-δ*" diagram, specimen П3

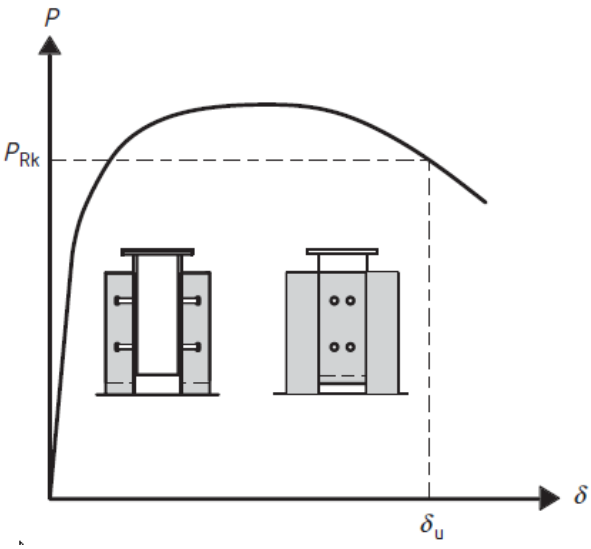


Figure 6.d. "*P-δ*" diagram, slip capacity

In figure 6.a, 6.b and 6.c. are given the determination of the slip capacity from the "*P-δ*" diagram for one headed stud, where $P_{Rk,(1)}=0.9\cdot P_{Rk,U,(1)}$ is reduced ultimate design resistance from the testing for one headed stud. From the value of $P_{Rk,(1)}$ and the "*P-δ*" diagram from the testing, the value of the slip capacity "δ_u" can be determined as given in figure 7.

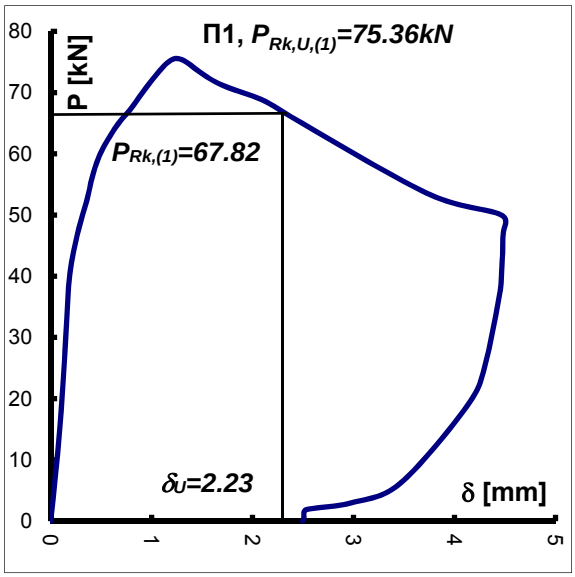


Figure 7.a. "*P-d*" diagram, specimen П1, slip capacity determination

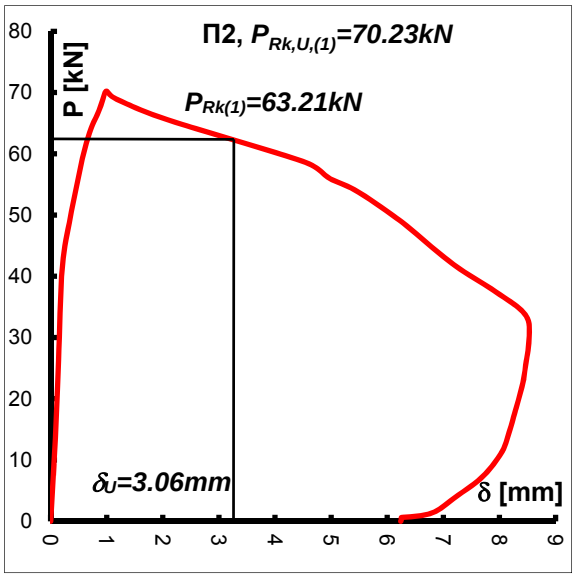


Figure 7.a. "*P-d*" diagram, specimen П2, slip capacity determination

In figure 6.d. the diagrams of all specimens are given, including the diagram for the analytical model (AM) obtained from the diagrams of the specimens but in accordance with EN 1994.

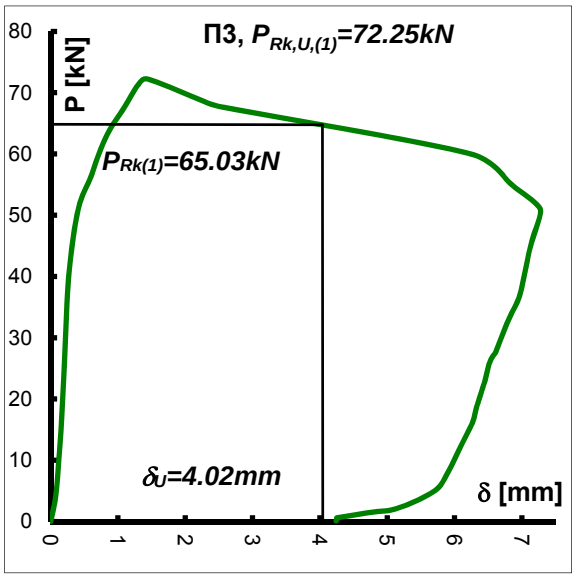


Figure 7.a. "*P-d*" diagram, specimen П3, slip capacity determination

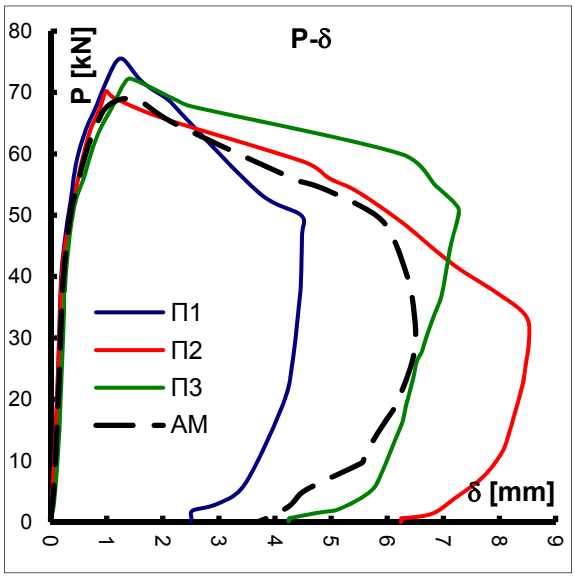


Figure 7.d. "*P-d*" diagram, all specimens

The values of the determined slip capacity for each specimen are 2.23mm for П1, 3.06mm for П2 and 4.02mm for П3, where according to EN 1994-1-1, Annex B, the value from all three specimens is:

$$\delta_{uk} = 0.9 \cdot \delta_{u,min} = 2.01mm \tag{10}$$

Or, the value of the slip capacity from all specimens can be determined with statistical evaluation from the results in accordance with EN 1990, Annex D, in which case the value is $\delta_{uk}=3.17mm$.

There are no significant measured values of transverse separation between the steel beam and the concrete slab.

Figure 8. All three specimens after the testing

3. CONCLUSION

The design resistance in dependence of the concrete slab, with all dimensions and concrete strength class, determine the main resistance of the headed stud shear connectors. If the design resistance is needed to be determined not form the concrete slab but from the headed stud, then a lower quality steel for the stud or greater concrete strength class is required.

The value of the slip capacity is $\delta_{uk}<6mm$ which means that the shear connectors for this testing case are not ductile, and that they can be applied for achievement of full plastic capacity of the designed cross section. If a more ductile behavior for the structure is needed, a smaller diameter or lesser strength quality for the headed stud shear connector is required.

REFERENCES

[1] Popovski D., Experimental and theoretical research of the effects of composite steel and concrete structures from continuous beams, doctoral dissertation, 06.2015, Faculty of civil engineering in Skopje, UKIM, Skopje, R. Macedonia.

[2] European Standard EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, +AC 04.2009, European Committee for Standardization.

[3] European Standard EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 03.2005, +AC 06.2009, European Committee for Standardization.

[4] European Standard EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, European Committee for Standardization.

[5] European Standard EN 1990, Eurocode 0: Basic of structural design, 12.2005, +AC 04.2010, European Committee for Standardization.

[6] Galjaard H.C., Walraven J.C., Static Tests on Various Types of shear Connectors for Composite Structures, RILEM Publications SARL, 2001.

[7] Lam D., El-Lobody E., Behavior of headed stud shear connections in composite beam. Journal of Structural Engineering, 2005.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 11

Denis POPOVSKI[1], Petar CVETANOVSKI[2], Mile PARTIKOV[3]

THE EFFECTS OF THE PRE-STRESSING BY CONTROLLED IMPOSED DEFORMATIONS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS

SUMMARY

The effects of pre-stressing a composite continuous beam at the middle support with imposed controlled deformations are incomparable. Testing of these effects is the main research point of interest of complex experimental and theoretical research of the behavior of continuous composite beams. In this report the methods of the testing are given for two same continuous composite beams, where one is pre-stressed. Also, the results of the testing and the theoretical research with analytical models are given, with comparison analysis of the behavior of the two beams.

Key words: composite structures, composite slabs, steel structures

Денис ПОПОВСКИ[1], Петар ЦВЕТАНОВСКИ[2], Миле ПАРТИКОВ[3]

ЕФЕКТИТЕ ОД ПРЕДНАПРЕГАЊЕ СО СПУШТАЊЕ НА ПОТПОРА КАЈ КОНТИНУИРАНИ СПРЕГНАТИ НОСАЧИ

РЕЗИМЕ

Ефектите од преднапрегањето на спрегната континуирана греда преку спуштање на средната потпора се неспоредливи. Испитувањето на овие ефекти претставува едно од главните цели на едно комплексно експериментално и теориско истражување на спрегнати континуирани носачи. Во ова соопштение дадени се методите на истражување на две исти спрегнати греди, каде на едната е извршено преднапрегање. Исто така, дадени се и резултатите од испитувањето како и од теориското истражување на аналитички модели, вклучувајќи ги и компаративната анализа на двете спрегнати греди.

Клучни зборови: спрегнати конструкци,, спрегнати плочи, челични конструкции

[1] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, popovski@gf.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetanovski@gf.ukim.edu.mk
[3] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, partikov@gf.ukim.edu.mk

1. METHOD OF TESTING

1.1. Testing model

The testing was performed on two continuous composite (steel and concrete) beams. The beams are with the same cross section composed from the same elements with the same class of material. The cross section of the beams is composed from *IPE270* as the steel main beam, with steel sheeting from *Bondeck 600 (thickness of 1.0mm)* with ribs transverse to the length of the main beam, creating T-beam. The steel sheeting is connected to the beam with headed stud shear connectors, in two columns longitudinal to the main beam. The studs are thru deck welded to the beam in accordance with EN 14555. The full thickness of the concrete beam is *52+58=110mm*, shown in figure 1. The concrete is reinforced with *Q283 (Ø6/100mm)* class B reinforcement, where above the middle support of the beam, the concrete is reinforced with two layers of the same reinforcement. The composite beam is continuous with two spans of 5750mm with total length of 11500mm.

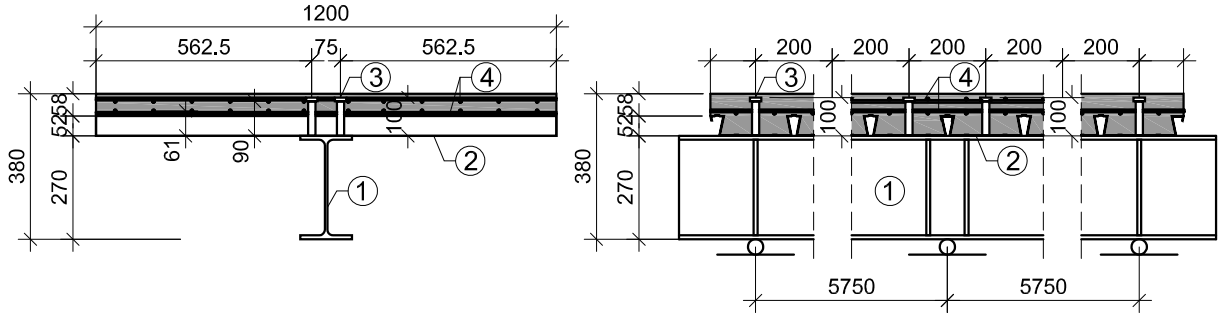


Figure 1. Testing model

Where:

1) main beam *IPE270 (S275JR)*
2) steel sheeting *Bondeck 600, t=1.0mm (S550GD Z275)*
3) Nelson headed stud, *d=19mm, hsc=100mm (S235J2+C450*)
4) reinforcement *Q273 (Ø6/100mm)* class B *(f_y/f_u=600/660)*

1.2. Measuring and loading equipment

In figure 2 the disposition of the measuring and loading equipment is shown, where *DM1* and *DM2* are dynamometers for controlling the applied force thru the 100 ton presses. Electronic comparators *U1* to *U6* are placed for measuring the deformation of the beam. *U4* and *U5* are dial comparators for measuring the slip between the steel beam and the concrete slab. *D11* to *D34* are measuring points for deformter with main base with 250mm length. *B1* to *B7* are strain gauges *Kyowa* with 120mm length for the concrete, where AC11 to AC303 are strain gauges *Kyowa* with 5mm length for the steel, and *A11* to *A24* are strain gauges with 5mm length for the reinforcement.

The load is applied thru the 100 ton presses, transferred thru the primary transmission beams *TL* and *TD*, then thru the secondary transmission beams *T1* to *T4*, where from two applied forces eight longitudinal disturbed forces are obtained.

1.3. Method of testing

The first composite (concrete and steel) beam is loaded with cycled load up to 40kN in dynamometer, then the load is applied in subsequent increments until failure occurs (up to 450kN). After every step of loading, values from the measuring equipment (deformeter and dial comparators) are obtained. From the electronic dynamometers, comparators and strain gauges the measurements are obtained in real time throughout the whole testing.

The second composite beam is same as the first one, with one difference only, the beam is pre-stressed by imposed controlled deformation with lowering the middle support by 18mm. The method of testing after the pre-stressing is the same as with the first beam.

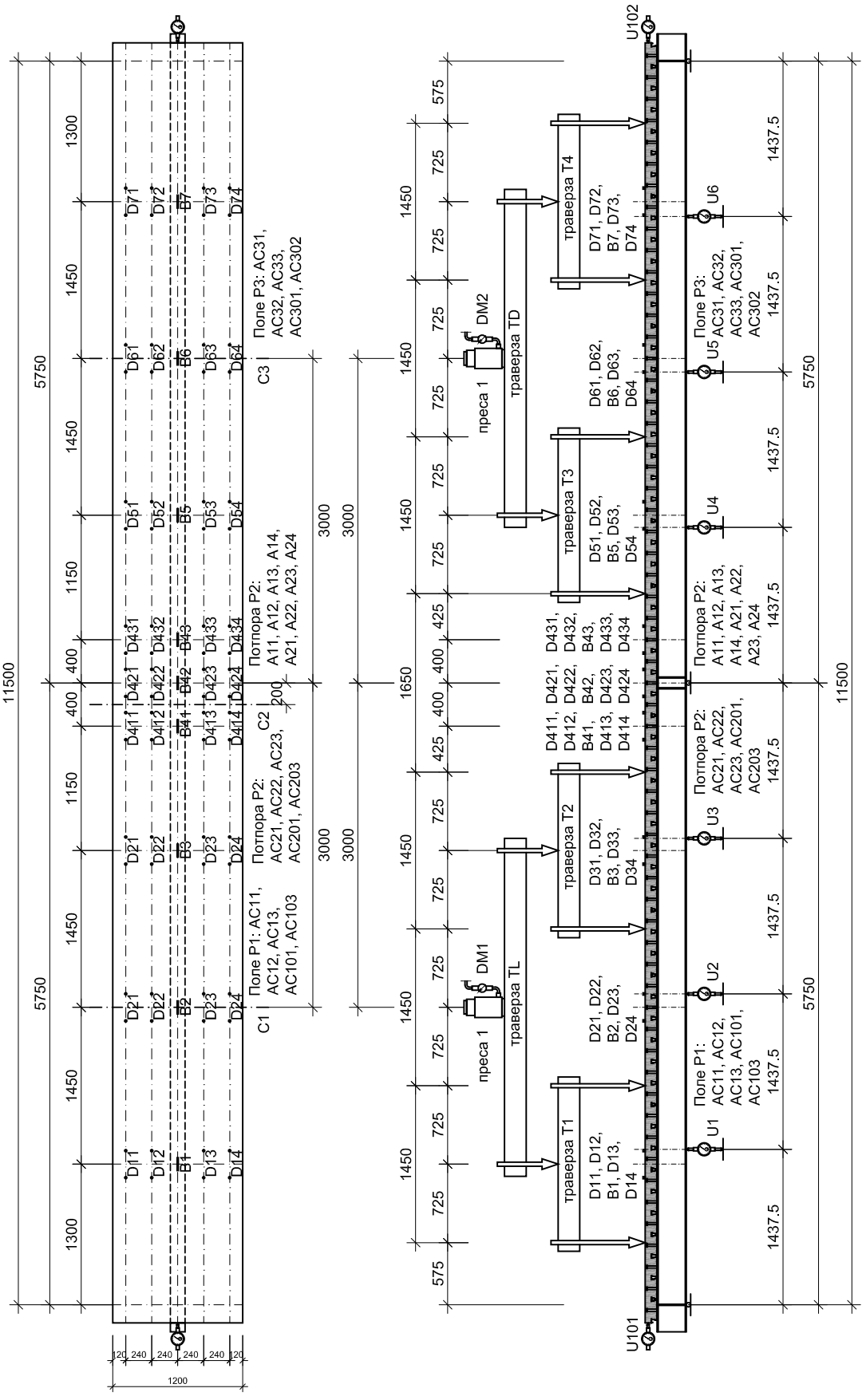


Figure 2. Disposition of the testing equipment

The second beam is placed with elevation on the middle support for 18mm, and in that position the placing of the steel sheeting, the welding of the studs and the concreting was made. After 32 days preparation and installation of the measuring and loading equipment, the beam was pre-stressed by imposed controlled deformation. After the readings from the measuring equipment at this step, the cycling load up to 40kN was imposed, and then the load is applied in subsequent increments until failure (up to 600kN).

Realistic 3D models, created with 3D solid elements and with usage of nonlinear behavior of links with defined characteristics of the used materials and elements, in SAP2000 software were used for comparative analysis of the testing. Also, a model for comparative analysis for the tested beams was used in accordance with EN 1994, using frame elements with pushover analysis for obtaining only the internal forces.

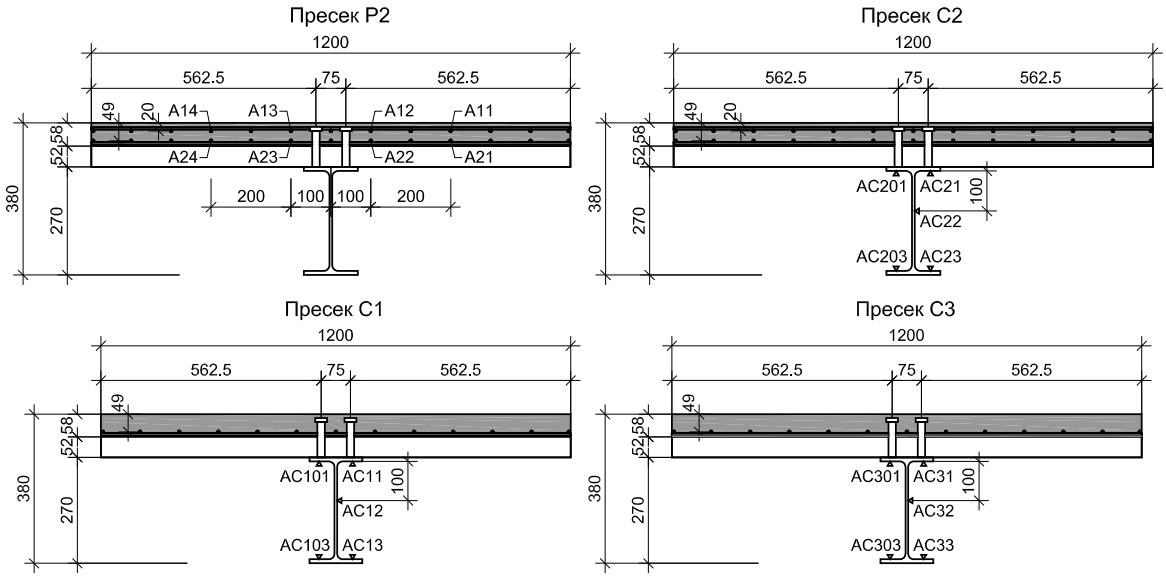


Figure 3. Strain gauges placement at characteristic cross sections

In figure 3 the placement of the strain gauges at the characteristic cross sections is shown. Also, the placement of the elements of the cross section (studs, reinforcement) are shown.

2. TESTING THE MATERIALS

The materials were tested for obtaining the real mechanical characteristics for the need of the testing of the two main beams. Previously, the behavior of the shear connectors was tested on three modified (specific) samples.

2.1. Testing the characteristics of the concrete

After every casting of the concrete a sample was taken for testing the strength of cubes with dimensions 150x150x150mm, and cylinders with dimensions 150x300mm. The modulus of elasticity was tested on three cylinders for each casting. Also, the shrinkage of each cast concrete is measured with three prisms within 175 days for the first beam, and 157 days for the second beam. The adapted strength class of concrete for the two beams is C25/30 according to EN 1992.

The testing of the compression and tensile strength of the concrete for the first beam was made on the 29th and the 32nd day from casting. The compression strength of cube is $f_{ck,cube}=36.64MPa$ (+22.1%), the strength of cylinder is $f_{ck}=29.51MPa$ (+18.0%). The tensile strength of the concrete for the first beam is $f_{cm}=2.95MPa$ (+13.5%), and the modulus of elasticity is $E_{cm}=31.97GPa$ (+3.1%). The shrinkage at the 29th day (the day for the testing of the first beam after the casting) is measured with value of 0.255‰. The calculated value of the shrinkage in accordance with EN 1992 is 0.230‰ (-10.9%).

For the second (pre-stressed) beam, the obtained values from the testing of the concrete are $f_{ck,cube}=32.03MPa$ (+6.8%, with standard deviation of σ=1.79), $f_{ck}=31.65MPa$ (+26.6%), $f_{cm}=2.97MPa$ (+14.2%) and $E_{cm}=31.65GPa$ (+2.1%). The measured shrinkage on the 34th day (the day for the testing of the second beam after the casting) is 0.241‰. The calculated value of the shrinkage in accordance with EN 1992 is 0.273‰ (+13.3%).

2.2. Testing the characteristics of the steel

The yield strength, the tensile strength and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material, steel beam, reinforcement and steel sheeting is determined.

The reinforcement steel is class B, in accordance with EN 1992-1-1, Annex C, table C.1 and C.3N, with yield strength of $f_{yk}=597N/mm^2$, tensile strength $f_{uk}=662N/mm^2$, with $k=f_{uk}/f_{yk}=1.11$, and $\varepsilon_{uk}=9.9\%$.

The steel for the headed studs is class S235J2+C450, in accordance with EN 13918, with yield strength $f_y=502N/mm^2$, tensile strength $f_u=552N/mm^2$, with $k=f_u/f_y=1.10$ and $\delta_5=18.5\%$.

The steel for the steel sheeting deck is class S550GD Z275, in accordance with EN 10147, with yield strength $f_y=675N/mm^2$, tensile strength $f_u=770N/mm^2$, with $k=f_u/f_y=1.14$ and $\delta=24.6\%$.

The steel for the beam is S275JR, in accordance with EN 1993, with yield strength $f_y=275N/mm^2$, tensile strength $f_u=424N/mm^2$, with $k=f_u/f_y=1.54$ and $\varepsilon_u=18.9\%$.

The results from the testing of the steel (reinforcement, headed suds, steel sheeting and steel beam) meet the requirements from EN 1992 and EN 1993.

The same class of the steel for reinforcement, headed studs, steel sheeting and beam is used for the two composite continuous beams.

3. RESULTS FROM THE TESTING

The results from the testing are shown for each composite beam separately, "*ГН1*" and "*ГН2*" as the pre-stressed beam, with comparison with the tridimensional analytical model "*AM*" and the analysis according to EN 1994, Eurocode 4 "*EC4*". *P1* (first span), *P2* (middle support) and *P3* (second span) are points of interest (measuring points) on characteristic placements of the tested beams, according to figure 2.

3.1. Composite, steel and concrete, continuous beam

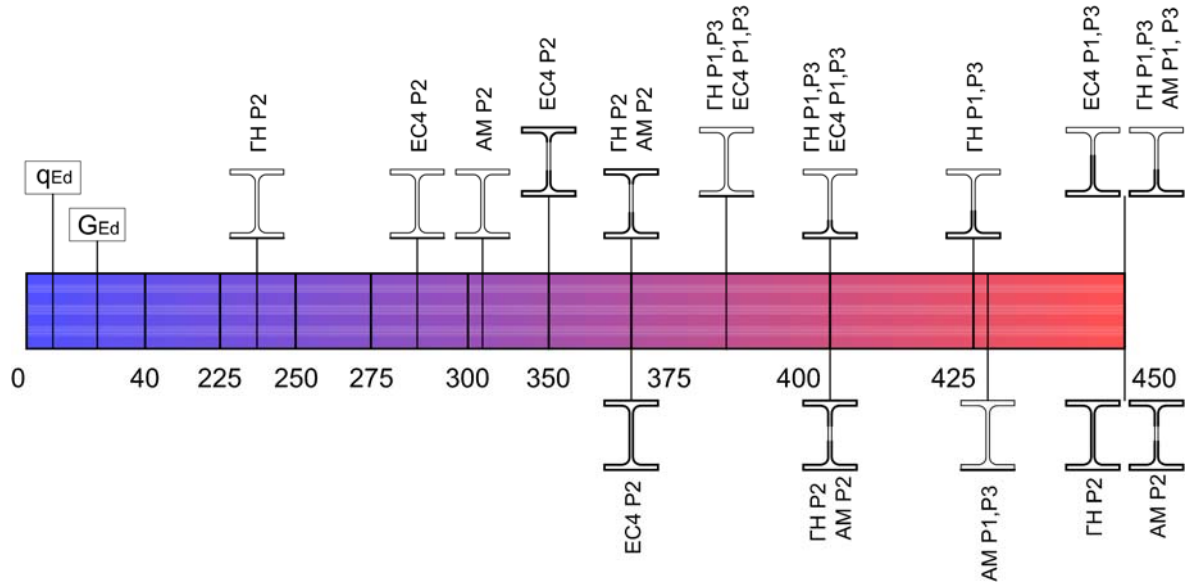


Figure 4. Display of the results from the testing of "ГН1"

In figure 4 the results from the testing and the analytical research of the first composite continuous beam is shown, where can be seen the elastic and plastic behavior of the composite beam. For instance, the first crack in the concrete is on applied load in dynamometer with value of 60kN. In loading between 225kN and 250kN the most exposed fiber (at the support) of "*ГН1*" reached the yield strength of the cross section. The same happens for the model analyzed in accordance with EN 1994 between 275kN and 300kN, and for "*АМ*" just over 300kN.

First full plastification of the steel cross section is at support for the model analyzed according to EN 1994 at step of loading of 375kN in dynamometer. Full plastification of the same cross section is at step of loading of 450kN for "*ГН1*", and for "*АМ*" just over 450kN. At the last step of loading (450kN in dynamometer) only the lower flange is plastificated for all analyzed and tested composite beams at the span (*P1* and *P3*).

The difference in the deformations between the analyzed and tested beams are given in figure 5. The smallest value of the elastic deflection is from the analyzed model according to EN 1994, $\delta_{EC4}=10.06mm$ then $\delta_{AM}=10.73mm$ (+6.7%) and $\delta_{ГН}=12.14mm$ (+20.6% from "*EC4*", +13.14% from "*АМ*"). For the deflection with plastic behavior of the beam, the measured value for "*АМ*" is $\delta_{AM}=23.20mm$ and for "*ГН1*" is $\delta_{ГН}=24.41mm$ (+5.2%).

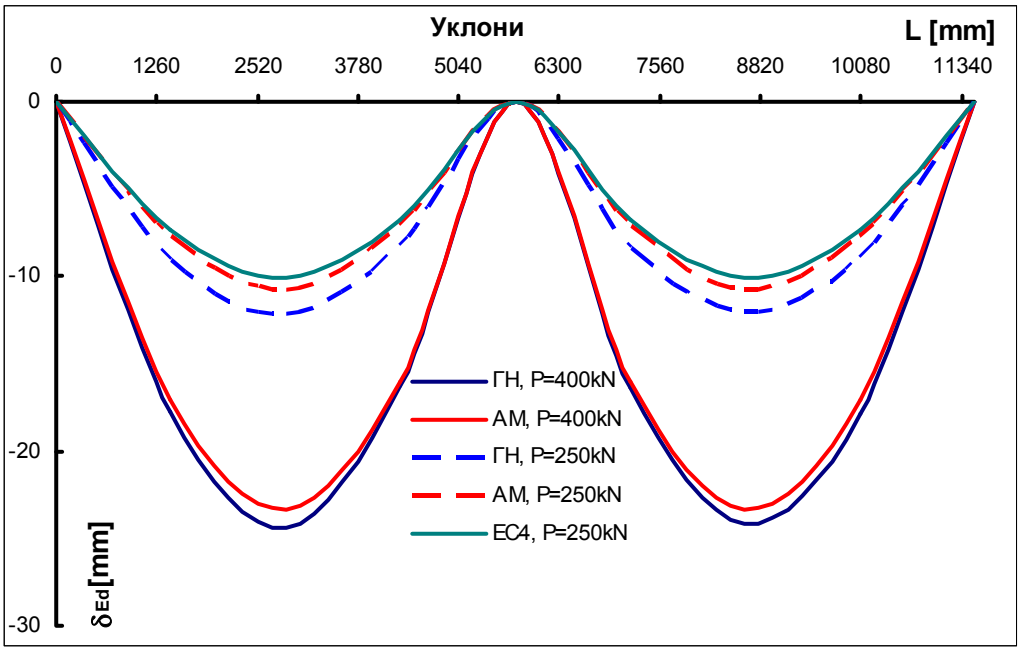


Figure 5. Deformations of "ГН1"

From the research of the composite (steel and concrete) continuous beam, the analyzed model "*EC4*" is with the smallest ultimate limit state, with moment at the support $M_{Ed,EC4}=187.06kNm$, then is the tested model "*ГН1*" with moment at the support $M_{Ed,ГН}=234.12kNm$ (+25.2%), and for "*АМ*" the moment at the support is $M_{Ed,AM}=254.50kNm$ (+36.1% from "*EC4*", +8.7% from "*ГН*").

At the final step of loading value of 450kN, the internal forces at the researched beams at spans *P1* and *P3* are $M_{Ed,EC4}=232.77kNm$ for "*EC4*", $M_{Ed,ГН}=221.19kNm$ (-5.0%) for "*ГН1*" and $M_{Ed,AM}=206.05kNm$ (-11.5% from "*EC4*", -6.8% from "*ГН1*").

The diagrams of the internal forces - moments are given in figure 6, for the tested beam and for the analyzed composite beams. For comparison purposes, additional moment diagram is displayed. The moment diagram "*МК*" is for continuous beam with constant stiffness with the same spans load as the researched beams for load value on dynamometer of 450kN.

The measured residual deflection after the unloading of the beam from the full load is $\delta_{PL}=7.93mm$ in span *P1* and $\delta_{PL}=7.87mm$ in span *P3*.

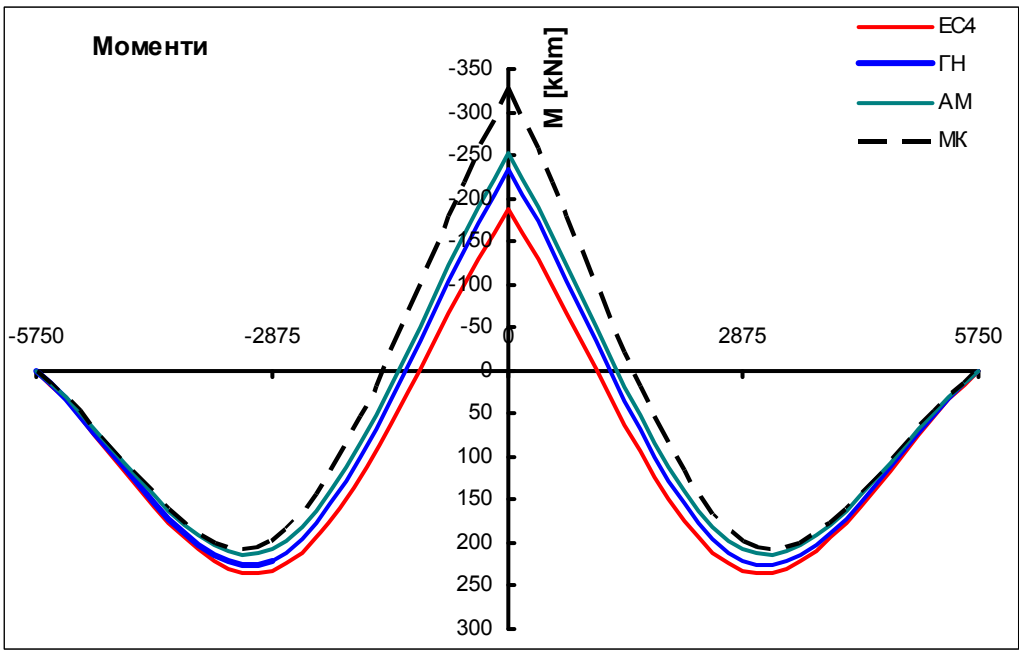


Figure 6. Internal force - moments for "*ГН1*"

3.2. Pre-stressed composite, steel and concrete, continuous beam

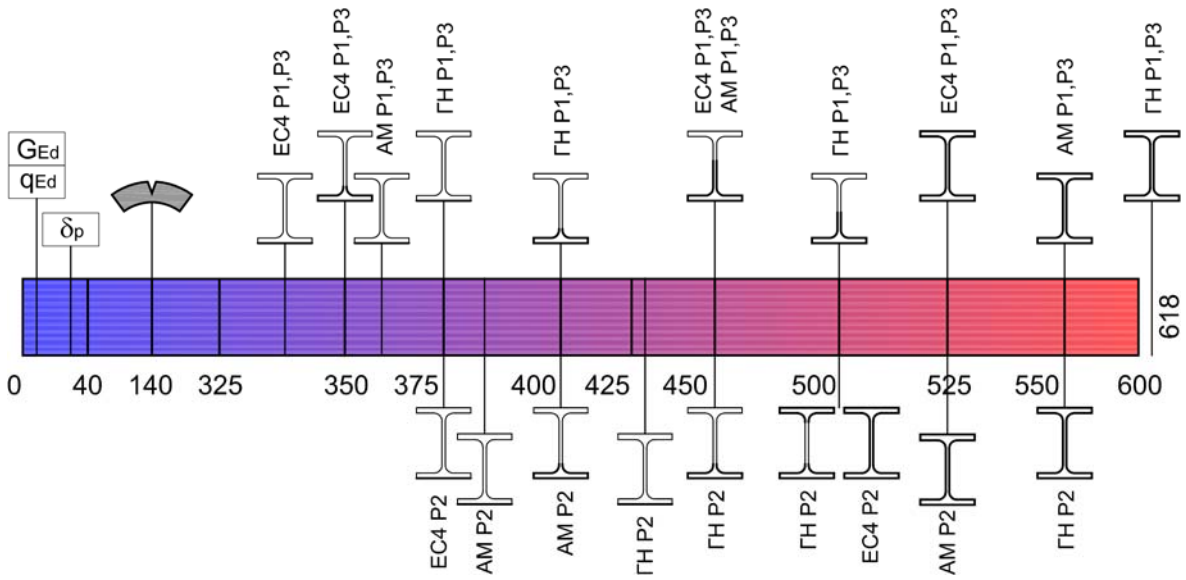


Figure 7. Display of the results from the testing of "ГН2"

Following the logic from the previous chapter, the results of the pre-stressed composite beams are given in figure 7, where the first crack in the concrete appears at the load step of 140kN on dynamometer. The emergence of the cracking of the concrete is delayed for 80kN in dynamometer.

The full plastification of the cross section at the support is for "*EC4*" at the step of loading of 500kN. The full plastification of the same cross section for "*AM*" is at the step of loading of 525kN, where at the same step the full plastification occurs for the cross sections at P1 and P3 for "*EC4*". At the step of loading of 525kN the full plastificcation occurs for "*AM*" at P1 and P3, and at the same time for "*ГН2*" at the middle support. The full plastificationat spans P1 and P3 for "*ГН2*"occurs at step of loading of 618kN in dynamometer.

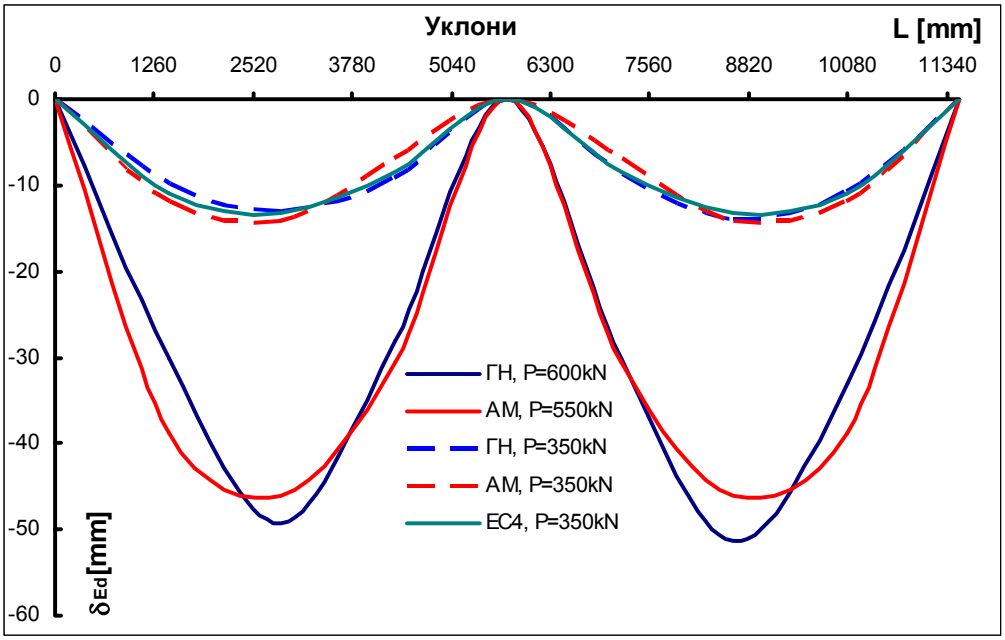


Figure 8. Deformations of "ГН2"

The difference in the deformations between the analyzed and tested beams are given in figure 8. The value of the elastic deflection from the analyzed model according to EN 1994 is $\delta_{EC4}=13.18mm$, then $\delta_{AM}=14.06mm$ (+6.7%) and measured value for "*ГН2*" is $\delta_{ГН}=13.04mm$ (-1.1% from "*EC4*", -7.3% from "*АМ*"). For the deflection with plastic behavior of the beam, the measured value for "*АМ*" is $\delta_{AM}=46.13mm$ and for "*ГН2*" is $\delta_{ГН}=51.32mm$ (+11.3%).

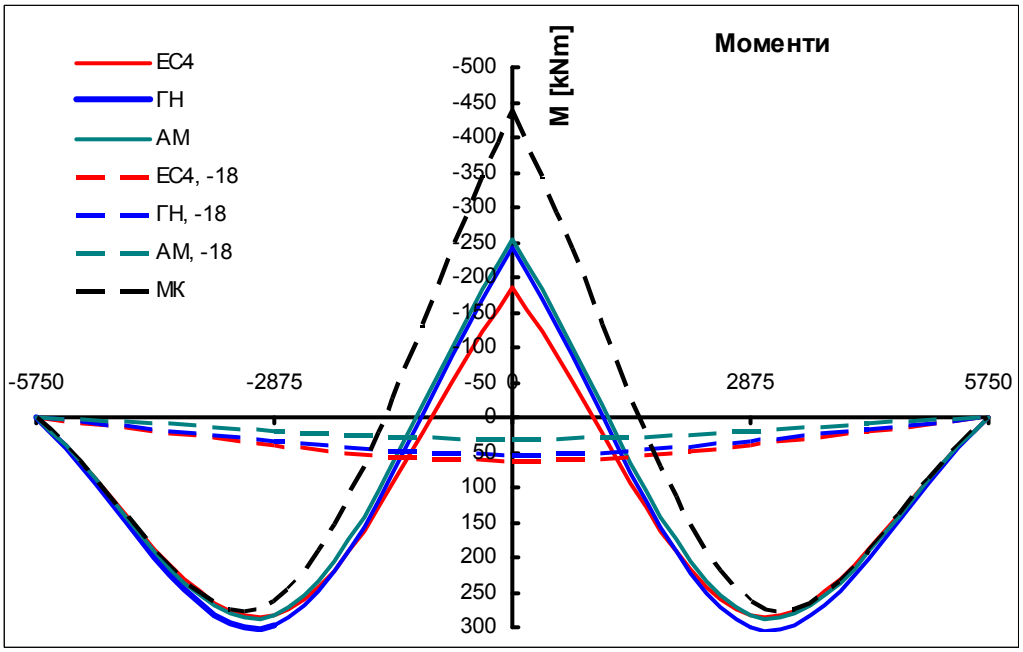


Figure 9. Internal force - moments for "*ГН1*"

The moment at the support according to EN 1994 is $M_{Ed,EC4}=187.06kNm$, for the tested model "*ГН2*" the moment is $M_{Ed,ГН}=244.13kNm$ (+30.5%), and for "*АМ*" the moment at the support is $M_{Ed,AM}=254.60kNm$ (+36.1% from "*EC4*", +4.3% from "*ГН2*").

At the final step of loading for the each researched beam, the internal forces at spans *P1* and *P3* are $M_{Ed,EC4}$=*282.78kNm* for "*EC4*", $M_{Ed,ГН}$=*297.30kNm* (+5.1%) for "*ГН2*" and $M_{Ed,AM}$=*284.60kNm* (+0.65% from "*EC4*", -4.27% from "*ГН2*").

For comparison purposes additional moment diagram is displayed, "*MK*" is for continuous beam with constant stiffness with the same spans load as the researched beams for load value on dynamometer of 600kN.

The measured residual deflection after the unloading of the beam from the full load is δ_{PL}=*25.32mm* in span *P1* and δ_{PL}=*25.55mm* in span *P3*.

4. ANALYSIS OF THE RESULTS

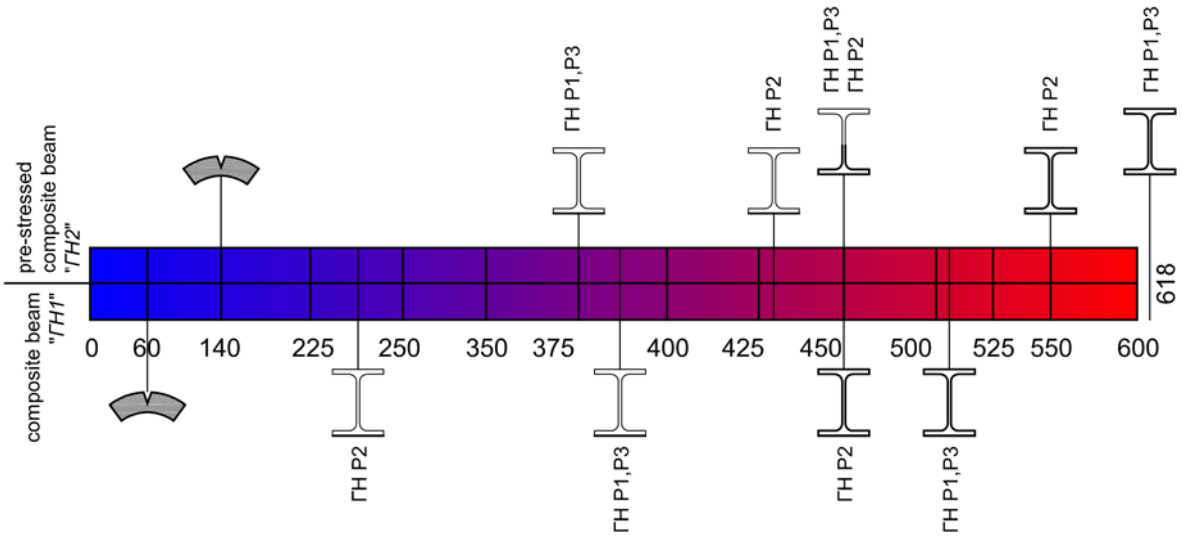


Figure 10. Comparison between the tested beams

In figure 10 the different behavior of the two composite (steel and concrete) tested beam are shown, and it can be seen that the pre-stressed composite beam "*ГН2*" has advantages compared to "*ГН1*".

At first, the cracking of the concrete is delayed for 80kN in dynamometer, which is great advantage for serviceability limit state of the structure and for the elastic behavior of the beam. According to the placement of the loading equipment shown in figure 2, the difference in the loading is about 15.4kN/m'. Also the full plastification of "*ГН1*"at the middle support is at 450kN, where for "*ГН2*" is at 550kN (+22.2%), where the difference in loading is about 19.3kN/m'. The approximate plastic capacity of the composite beam at the span (P1 and P3) is at loading step of 512kN in dynamometer, where the plastic capacity of the same cross section for the pre-stressed composite beam is at loading step of 618kN (+20.7%), with difference in loading about 20.5kN/m'.

The measured values for the last step of loading for "*ГН1*" (450kN) is 24.41mm, where for "*ГН2*" at the same step of loading is 20.12mm (-17.6%).

5. CONCLUSIONS

Having the results from the testing of the two composite (steel and concrete) continuous beam, and with the analysis of the results, some conclusions can be drawn.

There are obvious advantages of the pre-stressed composite beam. One of the advantages is the bigger serviceability limit state of "*ГН2*" compared to "*ГН1*", where the pre-stressed composite beam can be load with additional 15.4kN/m' until the first crack in the concrete at the middle support occurs.

In the elastic behavior of the beam, the advantages are 2.33 times higher bearing capacity than the composite beam "*ГН1*" until the cracking of the concrete occurs at the middle support (loading value in dynamometer from 60kN to 140kN). There is also 1.88 times higher bearing capacity after the cracks

occurs until the yield strength of the most exposed fiber is reached. The pre-stressed composite beam "*ГН2*" has 20.7% (20.5kN/m') higher ultimate limit state than the composite beam "*ГН2*", which means that the pre-stressed beam can be load with additional 20.5kN/m' until the ultimate limit state is reached. Also, the deflection of the pre-stressed composite beam is for 17.6% lesser.

It can be concluded that with pre-stressing the composite beam, by controlled imposed deformation (deflection of the middle support) by 18mm, there are many advantages of the behavior of the beam compared to (ordinary) composite beam.

Figure 11. Composite beam subjected to the testing

REFERENCES

[1] Popovski D., Experimental and theoretical research of the effects of composite steel and concrete structures from continuous beams, doctoral dissertation, 06.2015, Faculty of civil engineering in Skopje, UKIM, Skopje, R. Macedonia.

[2] European Standard EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, +AC 04.2009, European Committee for Standardization.

[3] European Standard EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 03.2005, +AC 06.2009, European Committee for Standardization.

[4] European Standard EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 12.2004, European Committee for Standardization.

[6] Dujmovic D., Androic B., Lukasevic I., Composite Structures according to Eurocode 4, Worked Examples, 2014, Ernst & Sohn.

[7] Spacone E., Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art, A.M.ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 2, February 2004.

[8] Kuhlmann U., Rolle L., Gizejowski M., Kwasniewski L., Barcewicz W., Izzuddin B. A., Pereira M., Composite structures, Robustness of Structures, Proceedings of the Final Conference of COST Action TU601, COST, 05.2011.

[9] Цветановски П., Печатени предавања по спрегнати конструкции, 2011, Скопје, Р. Македонија.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 12

Biljana ŠĆEPANOVIĆ[1], Duško LUČIĆ[2], Miloš KNEŽEVIĆ[3], Olga MIJUŠKOVIĆ[4]

COLLAPSE MODE OF STEEL I-GIRDERSUNDER ECCENTRIC PATCH LOAD

SUMMARY

Patch loading acts locally, over a small area or length of a structural element. Some eccentricity of load relative to the web plane is unavoidable in engineering practice. Experiments show that most eccentrically patch loaded steel I-girders have a collapse mode quite different from that of centrically loaded girders. Concerning engineering practice, the most important difference between collapse modes is in ultimate load. The reduction in ultimate load with an increase in load eccentricity is obvious in eccentric collapse mode. Hence, in order to estimate ultimate load, the first step is to determine collapse mode of eccentrically patch loaded I-girder. The paper presents methods for collapse mode determination – experimental based empirical criteria and ANN forecast models.

Key words: steel I-girder, patch load, load eccentricity, collapse mode, collapse load

Билјана ШЌЕПАНОВИЌ[1], Душко ЛУЌИЌ[2], Милош КНЕЖЕВИЌ[3], Олга МИЈУШКОВИЌ[4]

ОБЛИК НА ЛОМ НА ЛОКАЛНО ЕКСЦЕНТИЧНО НАТОВАРЕНИ ЧЕЛИЧНИ I-НОСАЧИ

РЕЗИМЕ

"Patch" натоварување е локално натоварување, кое дејствува на мала должина или површина на конструктивниот елемент. Одреден ексцентрицитет на натоварувањето во однос на рамнината на реброто е неизбежен во инженерската пракса. Експериментите покажуваат поголем дел од локално ексцентрично натоварените челични I-носачи имаат облик на лом потполно различен од обликот на лом на центрично натоварените носачи. Од практичен инженерски аспект, најважната разлика помеѓу облиците на лом е во граничното натоварување. Во сличај на ексцентричен лом, силата на лом се намалува со порастот на ексцентрицитетот на натоварувањето. Поради тоа, за определување на граничното натоварување, потребно е најпрво да се определи обликот на лом на локално ексцентрично натовареният I-носач. Во трудот се представени постапки за определување на обликот на лом-емпириски критериуми базирани на експериментално искуство и прогнозни модели на вештачки невронски мрежи.

Клучни зборови: челичен I-носач, "patch load", ексцентрично натоварување, облик на лом

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, biljazs@t-com.me
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, dlucic@ac.me
[3] Assoc.Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, knezevicmilos@hotmail.com
[4] Assist.Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, olja_64@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Patch load acts locally, over a small area or length of a structural element (Fig. 1). Particularly intriguing problem and quite common situation in structural engineering is the case when local compressive load affects the flange of a steel I-profile so that the web, below the loading, is locally pressed. Local stresses in the vicinity of load might cause local instability that may provoke element carrying capacity loss and, consequently, collapse of the whole structure. This is rather complex and challenging issue of extremely evident elastic-plastic stresses and deformations. Apart from that, geometrical nonlinearity is noticeable even at the lowest loading level.

Patch loaded girders (Fig. 1) are widely used in engineering practice: crane girders loaded by the crane wheels, bridge girders erected by launching etc.

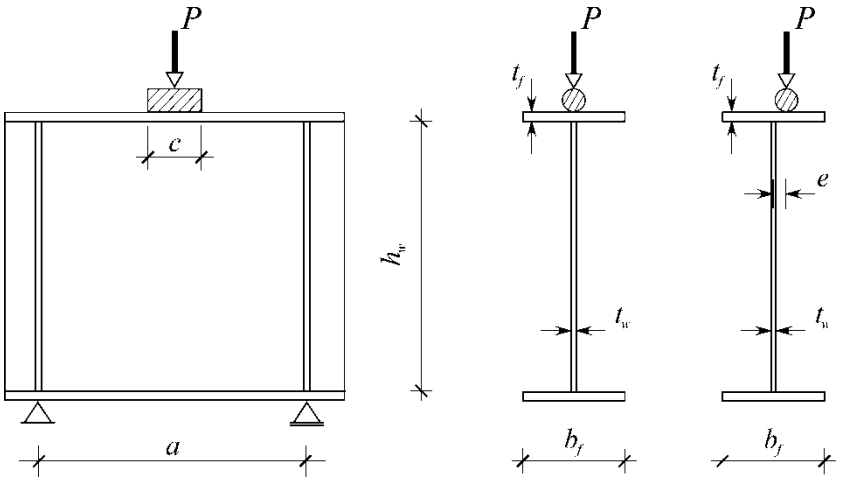


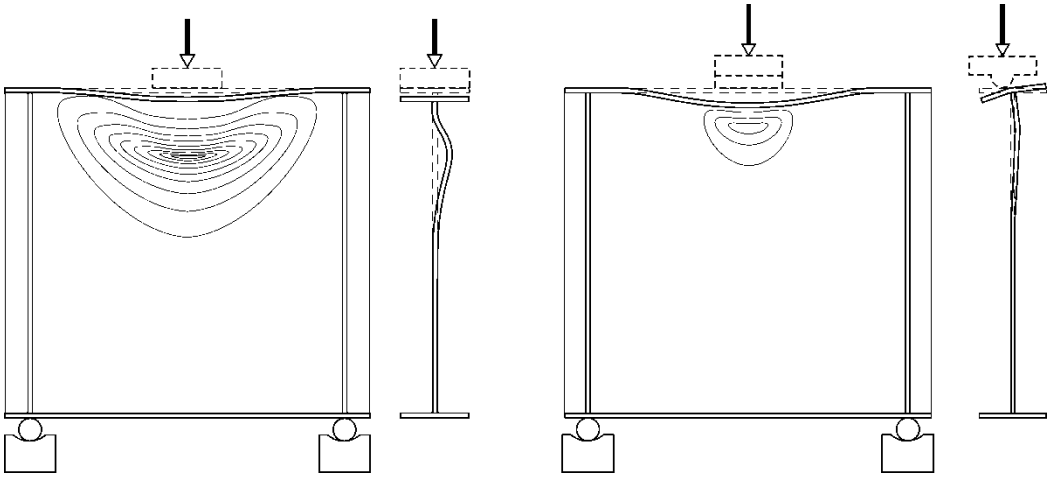
Figure 1. Patch loaded I-girder – centric and eccentric patch loading

Although some eccentricity of load relative to the web plane is unavoidable in engineering practice, rather modest amount of worldwide research work has treated this issue in comparison with the amount of worldwide research work that have treated centric patch loading. While over 35 experimental researches (with more than 750 tested samples) dealt with I-girders patch loaded in the web plane, influence of load eccentricity was analysed in only eight experimental studies (with less than 200 tested samples), summarised in (Šćepanović 2010). Experimental analysis of eccentrically patch loaded girders started at the University of Maine in late 1980s. At the same time some tests were done at the Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Czech Academy of Sciences. Ten years later a new series of experiments (1998, 2001, 2007) were initiated at the University of Montenegro (Lučić 1999; Šćepanović 2002; Šćepanović 2010). The newest testing, with only four tested girders, was done at the University of Navarra, upon the initiative of the University of Granada, in 2009(Gil-Martín et al. 2010). Experimental work was followed by finite element method (FEM) modelling, by means of various computer software (Gil-Martín et al. 2010; Šćepanović 2002; Šćepanović 2010; Šćepanović et al. 2009). While over 30 mathematical expressions (mostly based on collapse mechanism) for centric ultimate load might be found in literature, only few empirical expressions for eccentric ultimate load have been proposed (Gil-Martín et al. 2010; Šćepanović 2010; Šćepanović et al. 2009; Šćepanović et al. 2014). Artificial neural networks, being suitable for multi-parameter analysis, are also used nowadays for collapse mode and ultimate load estimation (Šćepanović 2010; Šćepanović et al. 2014).

Since the first experimental investigations, in 1980s, it has been evident that numerous parameters influence the behaviour, collapse mode and ultimate load of eccentrically patch loaded steel I-girders: geometric parameters (girder's dimensions and their dimensionless ratios), load eccentricity and its relations with girder dimensions, as well as the manner of load application (line or laterally distributed load). Dominant parameter is the load eccentricity, e, or ratio e/b_f. Apart from this parameter, the influence of girder geometry parameters should be studied. Girder dimensions, primarily web and flange thicknesses, t_w and t_f, as well as ratio t_f/t_w are of important influence. Other ratios, like b_f/t_f, a/t_w,

h_w/t_w should be considered as well. Attention should also be paid to the load length, c, or ratio c/a and to the load application manner. Hence, not only that influential parameters are numerous, but they are also mutually dependant and related and therefore should not be considered separately. Combinations of certain parameters should be carefully analysed. Dealing with such a big number of correlated influential parameters makes determination of collapse mode and calculation of collapse load difficult tasks.

Even 1980s tests shown and all later experiments confirmed that most eccentrically patch loaded steel I-girders (but not all and not always!) have a collapse mode quite different from that of centrically loaded girders (Fig. 2). Carrying capacity loss in the case of centric load is due to web buckling and local stability loss (*centric collapse mode*, Fig. 2a). In the case of eccentric load, girders lose carrying capacity mostly due to local elastic-plastic bending (*eccentric collapse mode*, Fig. 2b). Experimental tests from 2007 confirmed previous assumption regarding possibility of mixed collapse mode occurrence. *Mixed collapse mode*, having characteristics of both, centric and eccentric collapse modes, may appear in two variants: as *centric-mixed* or as *eccentric-mixed collapse mode*, depending on dominant collapse mode characteristics.



a/ centric collapse mode b/ eccentric collapse mode

Figure 2. Collapse modes typical for centric and eccentric patch loading

Concerning engineering practice, the most important difference between collapse modes is in ultimate load. The reduction in ultimate load with an increase in load eccentricity is obvious in girders with eccentric collapse mode. For a certain girder geometry, even the smallest load eccentricity (e = 5 *mm*, i.e. e/b_f = 1/30) reduced ultimate load over 40%. In case of centric collapse mode in eccentrically loaded girders, ultimate load does not change significantly with an increase in load eccentricity. Even for highest load eccentricity (e = 25 *mm*, i.e. e/b_f = 1/6), girders of certain geometry behaved as if there was no load eccentricity.

Hence, in order to estimate ultimate load, the first step is to determine collapse mode of eccentrically patch loaded I-girder. Some conclusions were made through the analysis of experimental data and summarised in the form of criteria for collapse mode determination based on relations of geometrical parameters. Another approach that was analysed is application of artificial neural networks (ANN) as a highly suitable tool for dealing with numerous and mutually related influential parameters.

2. EXPERIMENTAL RESEARCHES AT THE UNIVERSITY OF MONTENEGRO

A series of experimental researches analysing patch loading problems was organised at the University of Montenegro, since 1998 (Lučić 1999; Šćepanović 2002; Šćepanović 2010). Among the other issues, particular attention was paid to the problem of eccentric patch loading. Fig. 3 shows tested girder with characteristic dimensions. Girder span, a, and web depth, h_w, as well as flange width, b_f, are same in all tested girders ($a = h_w$ = 700 *mm*, b_f = 150 *mm*). Web thickness, t_w, flange thickness, t_f, as well as load eccentricity, e, are variables (t_w = 3 ÷ 10 *mm*, t_f = 3 ÷ 15 *mm*, e = 0 ÷ 30 *mm*), making also variable influential parameters as e/b_f, b_f/t_f, t_f/t_w, h_w/t_w.

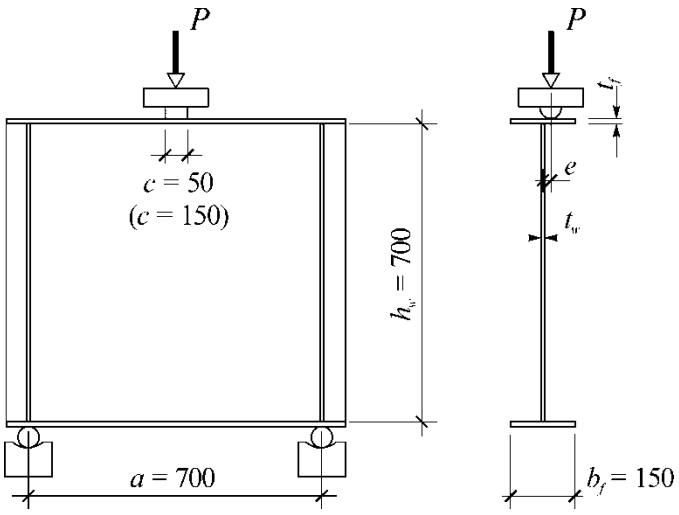


Figure 3. Experimentally tested I-girder under eccentric patch loading

For the analysis of eccentric patch loading, 144 tests were done in experiments from 1998 (Lučić 1999), 2001 (Gil-Martín et al. 2010; Lučić and Šćepanović 2004; Šćepanović 2002; Šćepanović et al. 2009; Šćepanović et al. 2014) and 2007 (Gil-Martín et al. 2010; Šćepanović 2010; Šćepanović et al. 2009; Šćepanović et al. 2014). Girders are grouped in series, by the dimensions. Six girders of same geometry make one series where load eccentricity varies in range from $e = 0$ to $e = b_f/6 = 25$ *mm* with an increment of 5 *mm*. A few girders were also tested with load eccentricity $e = 30$ *mm*. Most girders were loaded over the length $c = 50$ *mm*, while several samples had load length $c = 150$ *mm*.

2.1. Collapse modes

Three different collapse modes are observed in experimentally tested eccentrically patch loaded steel I-girders: eccentric, centric and mixed collapse mode.

During the process of load increase, the most evident deformation in case of *eccentric collapse mode* (Fig. 4) is the flange warping accompanied by gentle web bending which follows the flange deformation, due to flange-web constraining. The web thickness and the flange stiffness influence the extent of flange warping. The larger the eccentricity, the more pronounced the deformation is, especially in flange. Flange warping and web bending grow until the final collapse of girder. A yielding line appears in the flange and surrounds the load, forming an arch. This line is not quite clearly visible, i.e. it is not completely developed in girders with rather thick flange. In addition, there is a horizontal yielding line in the web. In cases of girders with thicker web, i.e. in cases with $t_w = t_f$, this yielding line is far less evident, almost invisible. The most important characteristic of eccentric collapse mode is significant reduction of ultimate load due to load eccentricity.

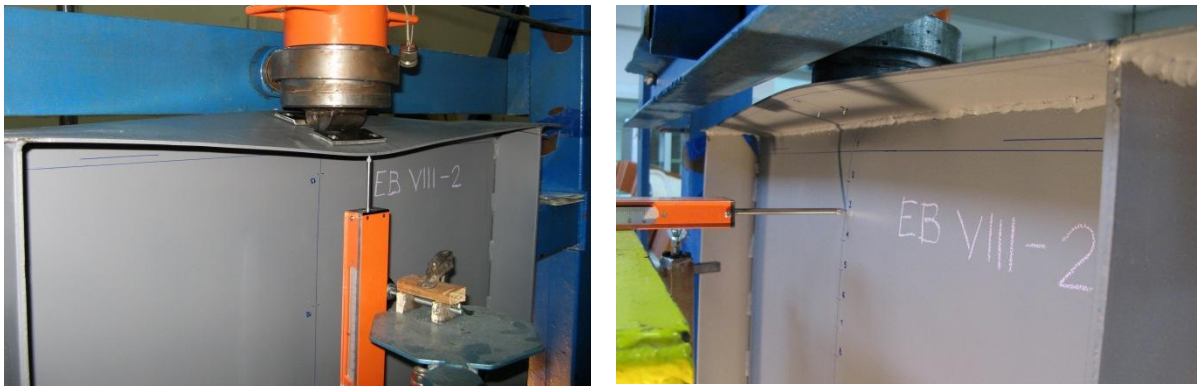


Figure 4. Eccentric collapse mode (test sample with $t_w = 3$ *mm*, $t_f = 3$ *mm*, $e = 5$ *mm*)

Although typical for centrically loaded girders, *centric collapse mode* (Fig. 5 and 6) often happens in case of eccentric patch load. During the process of load increase, both flange and web deformations are insignificant until the collapse, which happens suddenly. The loaded flange remains almost completely horizontal until the moment of collapse, when it moves downwards (below the loading), due to web crippling and/or buckling. Flange simply sinks, as it follows collapse deformation of web. The noticeable web buckle is usually contoured by two yielding lines (Fig. 5). Several eccentrically loaded girders have slightly different centric collapse mode with three plastification lines in web (Fig. 6).The third line contours one more, smooth, secondary buckle in the web. There is almost no change in ultimate load with an increase in load eccentricity in case of centric collapse mode.

Figure 5. Centric collapse mode with two yielding lines in web (t_w = 4 *mm*, t_f = 8 *mm*, e = 0 *mm*)

Figure 6. Centric collapse mode with three yielding lines in web (t_w = 5 *mm*, t_f = 12 *mm*, e = 5 *mm*)

Mixed collapse mode (Fig. 7 and 8) occurs in two varieties – as *centric-mixed* or*eccentric-mixed collapse mode*. Mixed collapse modes have characteristics of both, centric and eccentric collapse modes, with one of them as dominant. The dominance determines type and full name of mixed collapse mode. In both types of mixed collapse mode, ultimate load reduces somewhat with the increase in load eccentricity. The ultimate load reduction is less manifest in mixed collapse mode than in eccentric collapse mode.

In the case of *centric-mixed collapse mode* (Fig. 7), collapse happens due to web buckling in basic centric collapse mechanism, with two yielding lines contouring the buckle in web. However, gentle but growing torsion of flange is noticeable during the load application. It is caused by load eccentricity or by initial geometrical imperfection. The flange torsion is not emphasised too much, but it is obvious in residual deformation, even though both sides of flange, the loaded side, as well as the one on the opposite side of the web, are moved downwards. Although torsionally deformed almost all the time, in the moment of collapse flange follows the web buckling deformation and it sinks into the buckled web.

In the case of *eccentric-mixed collapse mode* (Fig. 8), collapse mechanism is not precisely defined. It might not be said surely if it is centric collapse of web, due to buckling, or eccentric collapse mode, due to bending. One (upper) plastification line in web is visible. The other one (lower) is not clearly visible. The question is if the lower yielding line occurs in the primary collapse mechanism, or in the secondary mechanism, immediately after the primary collapse of girder. In addition, it might not be said if plastification really happens along the lower line and at which length. Buckle in the web is noticeable in some girders, but it is smooth and much less evident than in case of centric collapse mode. The flange is in torsion, due to load eccentricity and/or initial imperfection. The torsion propagates during the loading process and remains obvious in the residual deformation, with loaded side of flange moved downwards and the back side (part of the flange on the opposite side of the web, regarding the load eccentricity) moved upwards.

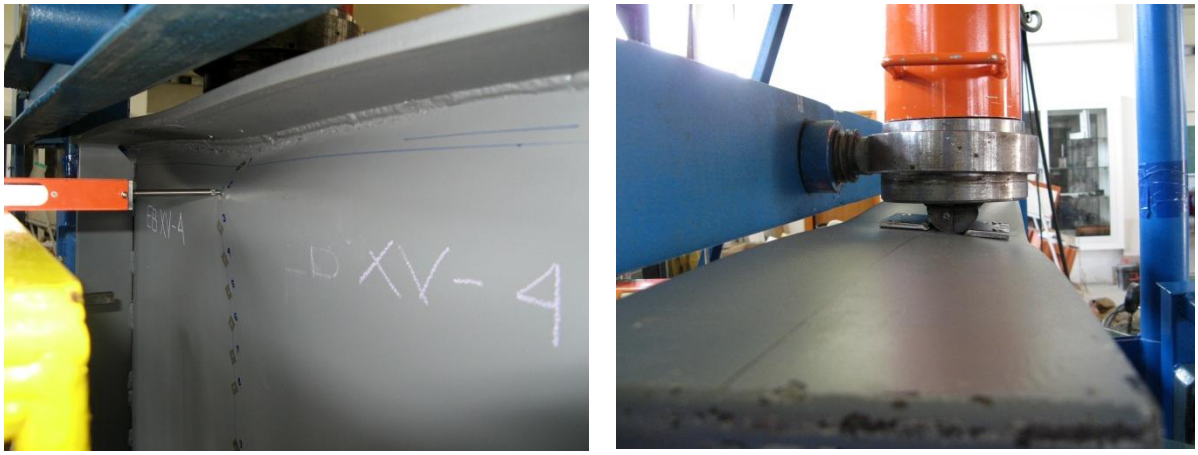


Figure 7. Centric-mixed collapse mode (test sample with t_w = 4 *mm*, t_f = 10 *mm*, e = 15 *mm*)

Figure 8. Eccentric-mixed collapse mode (test sample with t_w = 4 *mm*, t_f = 10 *mm*, e = 20 *mm*)

2.2. Collapse mode determination

Based on the experimental data from Montenegrin tests [i.e. girder dimensions in range: (0) 5 *mm* ≤ e ≤ 30 *mm*, 3 *mm* ≤ t_w ≤ 10 *mm*, 3 *mm* ≤ t_f ≤ 15 *mm*, $a = h_w$ = 700 *mm*, b_f = 150 *mm*, c = 50 or 150 *mm*; and dimensionless parameters in range: (0) 1/30 ≤ e/b_f ≤ 1/5, (0) 0.33 ≤ e/t_f ≤ 8.33, (0) 0.50 ≤ e/t_w ≤ 8.33, 1 ≤ t_f/t_w ≤ 5, 10 ≤ b_f/t_f ≤ 50, 70 ≤ $a/t_w = h_w/t_w$ ≤ 233, a/h_w = 1, c/a = 0.071 or 0.214], collapse mode determination criteria summarised in Table 1 have been established. Girders fulfilling criteria in dark grey fields have eccentric collapse mode, with the reduced ultimate load. Girders fulfilling criteria in light grey fields might have any collapse mode and these criteria imply that such girders should be carefully analysed each separately, with its specific characteristics, considering several influential parameters and their combinations, as well as paying particular attention to the initial deformation.

Collapse mode determination criteria from Table 1 correlate dimensionless parameters t_f/t_w and $a/t_w = h_w/t_w$ with dimensionless eccentricity e/b_f, e/t_f or e/t_w. It is found out that primary influential parameter t_f/t_w enables quality identification of collapse mode in correlation with each one of the three dimensionless eccentricities. On the other side, web slenderness $a/t_w = h_w/t_w$ correlated with any of the three dimensionless eccentricities does not enable complete and fully reliable collapse mode determination.Correlations of dimensionless parameters from Table 1 provide high level of reliability in collapse mode determination. Combining (checking) several of these criteria increases the reliability level.

Some girder dimensions or dimensionless parameters, analysed separately, without making relation(s) with the other parameter(s), may be used as a rough identifiers of collapse mode. Girders having thin flange (t_f ≤ 6 mm) or thick web (t_w ≥ 8 mm) or low web slenderness (h_w/t_w < 100) or ratio t_f/t_w < 2 are affected even with the lowest eccentricity. On the other side, girders with the ratio t_f/t_w > 3 have centric collapse mode even at the highest eccentricity. Obviously, parameter t_f/t_w has the key-role nevertheless if analysed in correlation with the other parameters or separately, only by itself.

dimensionless eccentricity	correlated dimensionless parameter	criterion	collapse mode
e/b_f	h_w/t_w	$h_w/t_w < 1050 \cdot e/b_f + 35$	E
		$h_w/t_w \geq 1050 \cdot e/b_f + 35$	E, C, M
	t_f/t_w	$t_f/t_w < 15 \cdot e/b_f + 0.5$	E
		$15 \cdot e/b_f + 0.5 \leq t_f/t_w \leq 15 \cdot e/b_f + 1.5$	E, C, M
		$t_f/t_w > 15 \cdot e/b_f + 1.5$	C
e/t_f	h_w/t_w	$h_w/t_w \leq 85 \cdot e/t_f + 60$	E
		$h_w/t_w \geq 85 \cdot e/t_f + 70$	C
		$85 \cdot e/t_f + 25 \leq h_w/t_w \leq 85 \cdot e/t_f + 105$	M
	t_f/t_w	$t_f/t_w < e/t_f + 0.5$	E
		$e/t_f + 0.5 \leq t_f/t_w \leq e/t_f + 1.7$	E, C, M
		$t_f/t_w > e/t_f + 1.7$	C
e/t_w	t_f/t_w	$t_f/t_w < 0.3 \cdot e/t_w + 0.8$	E
		$0.3 \cdot e/t_w + 0.8 \leq t_f/t_w \leq 0.3 \cdot e/t_w + 1.8$	E, C, M
		$t_f/t_w > 0.3 \cdot e/t_w + 1.8$	C

Table 1. Dimensionless parameter correlation criteria for collapse mode determination

3. ANN FORECAST MODELS FOR COLLAPSE MODE

Although the problems of collapse mode determination and collapse load calculation are mutually connected, collapse mode quantifying the level of collapse load, at the initial phase of ANN modelling these two issues are considered independently from each other. At first, artificial neural network modelling was implemented in estimation of collapse load, without considering collapse mode. Later on, the same networks, that gave good results in estimation of collapse load, were slightly modified,

adapted and used to forecast collapse mode. The only one computer software (Knežević 2004; Šćepanović 2010) was used for training of all created artificial neural networks.

The basic idea is to estimate the collapse load and/or collapse mode as the only output parameter, depending on numerous input parameters (material characteristics, girder geometry and load eccentricity), as well as to asses applicability of ANN modelling method for collapse load/mode determination in engineering practice.

ANN models were made separately for girders with different load lengths (c = 50 or 150 *mm*). Herein only load length of c = 50 *mm* and models with five dimensional inputs (e,t_w, t_f, $\sigma_{0.2,\,w}$ – web yielding stress, $\sigma_{0.2,\,f}$ – flange yielding stress) and one output (collapse mode) are considered. In order to use available software (Knežević 2004; Šćepanović 2010) for network training, it was necessary

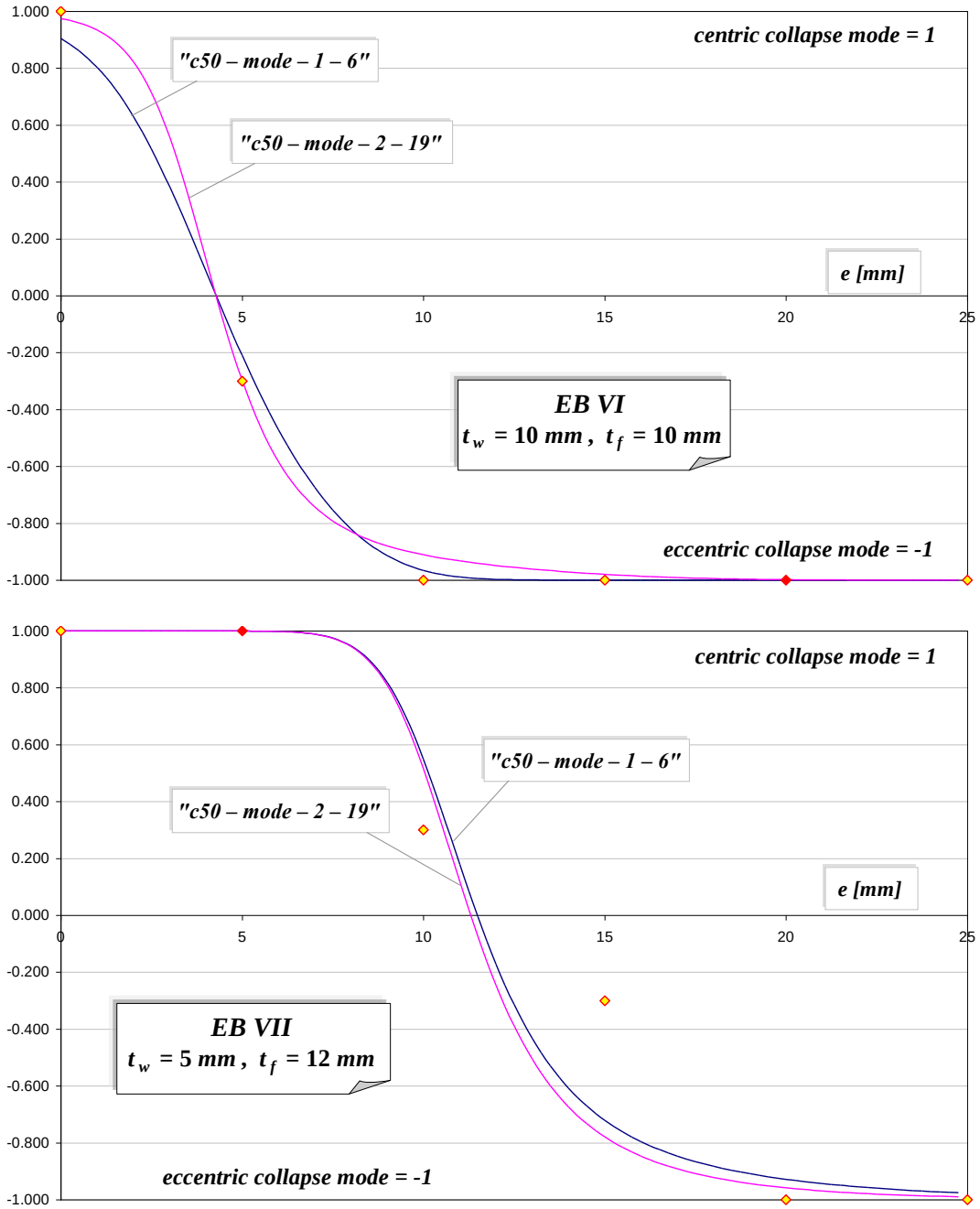


Figure 9a/9b. Examples of collapse mode forecast models – experimental series EB VI and EB VII

To transform collapse mode, being alpha-numerical, descriptive parameter, in the form of numerical parameter. Each type of collapse mode was assigned a numerical value from the interval [-1, 1]: centric collapse mode = 1; centric-mixed collapse mode = 0.3; eccentric-mixed collapse mode = -0.3; eccentric collapse mode = -1.

The complete experimental data set for girders with load length $c = 50\ mm$ consists of 120 tested girders. 19 testes were exempted from the network training process and used as a comparison data set, i.e. as data for the evaluation of forecast models. The rest of 101 tests were divided in training data set (71 tests) and validation data set (30 tests).

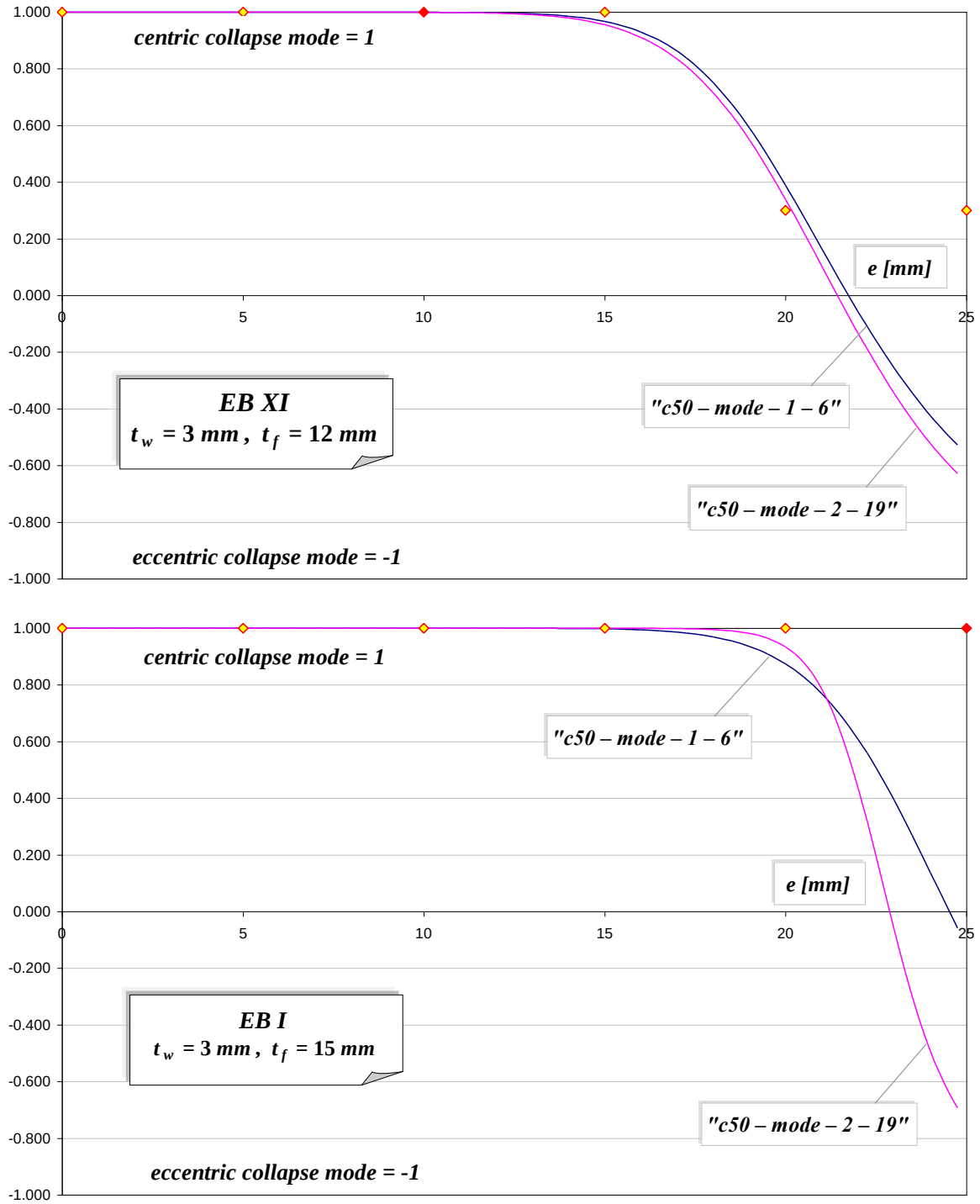


Figure 9c/9d. Examples of collapse mode forecast models – experimental series EB XI and EB I

Among created networks, the best results are obtained from network with one hidden level, with six neurons ("*c50-mode-1-6*"), and from network with two hidden levels, each with 19 neurons("*c50-mode-2-19*"). Examples of collapse mode forecast models of these two networks are presented in Fig. 9. Four characteristic girder geometry types, i.e. four experimental series having representative sample in comparison data set were chosen for this presentation and comparison of ANN modelling of collapse mode with experimental results. In Fig. 9, lines present ANN forecast models for collapse mode, while dots present experimental results. Red dot is sample from comparison data set. Yellow dots are samples of same geometry, but with different load eccentricity. Each of four diagrams presents one complete experimental series.

Generally speaking, presented ANN forecast models match experimental data well, what makes them applicable in practice. Noticeable discrepancy is observed only in case of centric collapse at high eccentricity of load, Fig. 9c and 9d. It happens in girders with high ratio t_f/t_w. Only collapse mode for highest eccentricity ($e = 25\ mm$) is not well forecasted, while ANN models provide good forecast of collapse mode for other eccentricities ($e \leq 20\ mm$) even in these girders.

4. CONCLUSIONS

Existing experimental database, significantly enriched by Montenegrin tests from 1998, 2001 and 2007, enabled formulation of empirical criteria for collapse mode determination. Proposed criteria are valid for the domain of experimental data. The question is: what about girders with the dimensions out of experimental data domain? Graphical presentation of ANN forecast models (Fig. 9) might help answering this question. Diagrams in Fig. 9 imply separation of collapse mode types in girder of certain geometry, depending on load eccentricity. Zones of centric, mixed and eccentric collapse modes might be identified. By means of such diagrams, adequate ANN forecast models (although also connected with and resulted from the experimental database) might help in establishing new, general criteria for collapse mode identification, as well as their validation out of the experimental domain.

Both presented methods already in the existing form prove possibility of successful and useful application in engineering practice for the purpose of determination of collapse mode type in eccentrically patch loaded steel I-girders. Their parallel application may provide even more reliable results. However, further development of ANN forecast models should be welcomed, not only because of improvement of this method for itself, but also for its comprehensive benefit to the subject issue.

REFERENCES

[1] Gil-Martín, L. M., Šćepanović, B., Hernández-Montes, E., Aschheim, M., and Lučić, D. (2010). "Eccentrically Patch Loaded Steel I-Girders: Influence of Patch Length on Ultimate Strength."Journal of Constructional Steel Research, 66(5), 716-722

[2] Knežević, M. (2004). Risk management during realisation of the civil engineering projects. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

[3] Lučić, D. (1999). A contribution to the analysis of thin-walled girders. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

[4] Lučić, D., and Šćepanović, B. (2004). "Experimental Investigation on Locally Pressed I-beams Subjected to Eccentric Patch Loading."Journal of Constructional Steel Research, 60(3-5), 525-534

[5] Šćepanović, B. (2002). I-girders under eccentric local loading – experimental-theoretical analysis. MSc thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

[6] Šćepanović, B. (2010). Analysis of eccentrically locally loaded steel I-girders. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro and E.T.S.I. de C.C. y P, University of Granada

[7] Šćepanović, B., Gil-Martín, L. M., Hernández-Montes, E., Aschheim, M., and Lučić, D. (2009). "Ultimate Strength of I-Girders under Eccentric Patch Load: Derivation of a New Strength Reduction Coefficient."Engineering Structures, 31, 1403-1413

[8] Šćepanović, B., Knežević, M., and Lučić, D. (2014). "Methods for Determination of Ultimate Load of Eccentrically Patch Loaded Steel I-Girders."Informes de la Construcción, Vol. 66, EXTRA 1, m018

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SS - 13

Milos STOKUCA[1],

THE ROLE OF CLADDING AND ROOFING PANELS IN THE LOAD BEARING CAPABILITIES AND DEFORMATIBILITY OF CONSTRUCTIONS

SUMMARY

Polyurethane panels are used for façade cladding and roofing, mainly, of industrial objects. They allow for a quick installation, and with that a reduction of the building cost. According to the current regulations in Macedonia, panels are only used as secondary load bearing elements (elements that should transfer the outside loads on the rest of the construction), and not as elements that are in direct interaction with the rest of the load bearing construction.

This work makes an analysis of the choice of the type of panel for a specific construction, the load bearing capabilities of the panels, as well as the approach of the stressed skin design method which analyses the panels as part of the primary load bearing construction.

Based on the things listed above, a static design has been done on an object where the method of the modeling of the panels and the benefits of this type of analysis are displayed

Keywords: panels, steel construction, stressed skin design

Милош СТОКУЌА[1]

УЛОГА НА ПАНЕЛИТЕ ЗА ПОКРИВАЊЕ И ФАСАДНО ОБЛАГАЊЕ ВО НОСИВОСТА И ДЕФОРМАБИЛНОСТА КАЈ ЧЕЛИЧНИТЕ КОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

Полиуретанските панели се користат за фасадно облагање и покривање, во главно, на индустриски објекти. Со нив се овозможува брза монтажа, а со тоа и намалување на трошоците за градба. Според денешните важечки прописи во Македонија, панелите се користат само како секундарни носечки елементи (елементи кои треба надворешните товари да ги пренесат на останатата конструкција), а не и како елементи кои се во директна интеракција со останатата носечка конструкција.

Овој труд прави анализа на избор на тип на панел за одредена конструкција, носечките можности на панелите, како и пристапот за проектирање stressed skin design кој ги зема панелите како дел од примарната носечка конструкција.

Клучни зборови: панели, челична конструкција, stressed skin design

[1] MSc, STOKUCA DOOEL – Skopje, Republic of Macedonia, milos.stokuca@stokuca.com.mk

1. ВОВЕД

Зголемената употреба на сендвич панелите во проектирањето на индустриски (и поретко станбени) објекти бара развој на по соодветни методи за анализа на истите, како и нивното влијание врз самата носечка конструкција.

Лесните сендвич панели кои се користат за облагање и покривање на модерни индустриски објекти се производ на модерна технологија која се изведува во строго контролирани услови. Типичните сендвич панели се состојат од два метални лима за покривање (изведени како рамни или трапезно профилирани), и лесно термоизолационо јадро; и воедно претставуваат мошне економично решение за вкрутување на една кровна рамнина. Особено, кога кровната дијафрагма се користи во содејство и со фасадни спрегови (или фасадна дијафрагма) добиеното решение е најекономично. Поедноставено: тенкосидната дијафрагма е аналогна на ребро од I носач и нејзина главна улога е да спречи извивање од смолкнување, при што дијафрагмата игра улога на вертикално ребро, а ободните елементи на дијафрагмата, т.е. столбовите се 'фланшите' од I носачот.

Факт е дека носечката конструкција секогаш ќе биде во интеракција со елементите за облагање и покривање (во овој случај – панелите) и како резултат на тоа ќе играат значајна улога во севкупното однесување на објектот. Поради тоа, пресметките за напрегања и деформации во носечката конструкција, пресметани само по основа на носечката конструкција, се мошне нереални, и најчесто значително различни од вистинските вредности. Кога ќе се земе предвид и фасадното облагање и покривање на објектот, може да се предвиди вистинското однесување на објектот, и може значително да се заштеди на материјал за носечката конструкција.

2. ПРИМЕНА НА ПАНЕЛИ ПРИ ПРОЕКТИРАЊЕ НА ЧЕЛИЧНИ КОНСТРУКЦИИ – КАРАКТЕРИСТИКИ И ПРИНЦИПИ ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ

2.1. Избор на тип на панели

Изборот на тип на покривање и облагање зависи од статичките, термичките и акустичните барања на самиот објект. Согласно барањата, се користат или едноструки лимови или сендвич панели изработени од два челични или алуминиумски лима, помеѓу кои е поставена изолација од камена волна или полиуретан.

Вообичаено, се користат лимови со дебелина од: 0,35mm до 1,0mm, во зависност од распоните кои треба панелот да ги премости. Стандардни должини на панелите се 6,0m до максимални 12,0m (максималната должина на панелот е дефинирана од транспортните можности на стандардни камиони, како не би се користел вон-габаритен транспорт, кој значително ја зголемува цената за транспорт), додека минимални должини на панели се 2,0m.

Дебелината на термичката изолација се дефинира со соодветна пресметка, така што се усвојува или минерална волна, или полиуретанска исполна, која во некои случаи се избегнува поради лошата отпорност на пожар. Сепак, во минатите неколку години, со нови истражувања на полето на цикличните јаглеводороди, откриени се нови соединенија, кои како основа го имаат полиуретанот но се незапаливи, со што се овозможува употреба на полиуретански панели за средини каде што е потребна пожарна отпорност.

Предност на полиуретанот пак пред минералната волна, е тоа што полиуретанот има ногу поголеми термоизолациони способности од минералната волна. Односно доколку се споредат два типични панели со дебелина од 10cm, со исполна од полиуретан или камена волна, гледано низ призмата на коефициентот за топлинска спроводливост U (W/m^2K), типичен полиуретански панел со дебелина од 10cm со $U=0,226W/m^2K$ е 1,86 пати подобар топлински изолатор од типичен панел со исполна од 10 cm минерална волна, кој има вредност од $U=0,422W/m^2K$. За да се постигне истата термичка изолација, наместо панел со исполна од 10cm полиуретан, потребно е да се користи панел со исполна од 18cm ($U=0,227W/m^2K$).

Горенаведената ситуација, доколку е пресудна термичката изолација, доведува до проблем на тежината на самиот панел, каде што панелот со 10cm исполна од полиуретан има тежина од

12,77kg/m^2; панелот со исполна од 10cm минерална волна има тежина од 23,43kg/m^2; додека пак за да се постигне термозилациона моќ на 10cm полиуретанскиот панел преку минерална волна, тежината е 36,08kg/m^2. Секако, поголема тежина на панелите, ќе доведе и до поголеми пресеци на носивата конструкција, правејќи ја не конкурентна.

Додатно, проблем со исполната од минерална волна е и тоа што, доколку не се соодветно изведени опшивките и заптивките на споевите на панелите, и минералната волна дојде во контакт со вода, истата ќе ја апсорбира. Во таква ситуација, не само што минералната волна комплетно ги губи своите термоизолациони способности, туку и со тоа што ја апсорбира водата, доведува и до зголемување на товарот врз носечката конструкција. Ваков проблем не е возможно да се јави кај панелите со полиуретанска исполна, а со тоа може да се обезбеди сигурност во товарите кои се дефинираат како влезни параметри во проектирањето на објектите.

2.2. Прицврстување и трајност на панелите

Откако ќе се дефинираат потребите за и типот на термоизолација, носивоста на панелите може или да се провери по пат на пресметка, што поретко се случува; или, почесто, преку техничките проспекти од производителите.

Сепак, овие проспекти не ги дефинираат сите аспекти на инсталацијата на панелите, односно врзните средства со кои панелите се врзуваат за основната конструкција или помеѓу себе. Инаку, за оваа цел, се користат саморезни завртки, завртки за лим, и разни типови на заковки и нитни. Вообичаено, самиот производител дава насоки за одредени типови на покривни системи и спојни средства за микро локација и распоред на истите. Овој пристап е доволен доколку панелите се третираат како секундарни елементи, кои се изложени само на флексиони товари. Сепак, доколку сакаме да ги третираме панелите како примарни носиви елементи (барем во својата рамнина). Типот, дуктилноста и параметрите на носивост, вклучувајќи ги и параметрите на гранична носивост, мора да бидат предмет на анализа на носивост на врзните средства. Кога е во прашање носивоста на врзните средства, таа секогаш мора да биде поголема од капацитетот на панелите чие врзување тие обезбедуваат.

Критериумот пак, за заштита и трајност на лимовите кои се дел од покривачкиот систем, трајно се обезбедува на најразлични начини за антикорозивна заштита како што се фарбање, поцинкување, пластифицирање итн. Оваа заштита е многу значајна за покривните системи, бидејќи малата дебелина на лимовите (која и горе беше наведена) е исклучително брзо подложна на дејство од корозија. Оваа антикорозивна заштита може лесно да биде загрозена со лошо заптивање или со појава на електролитска корозија доколку дојде до ситуација каде што директно ќе се спојува челик со алуминиум. Исто така, трајноста може да биде загрозена со локални оштетувања на заштитниот слој, или на самиот лим во фаза на транспорт, монтажа и експлоатација.

2.3. Носивост на панелите и нивна улога во носивоста на главната носечка конструкција

Самоносивоста на панелите од профилирани лимови генерално се третира во поглед на директни оптоварувања, нормални на нивната главна рамнина (снег, ветер итн). Во овие анализи, како што е и горе наведено, панелите се третираат како секундарни елементи кои треба да ги пренесат дејствата од товарот кој дејствува директно врз нив, на главната носечка конструкција, а при тоа нивните деформации да останат во дозволени граници.

Според тоа, класичниот пристап за пресметка на челични конструкции е насочен кон анализа на главната носечка конструкција и вкрутувањата кои се поставуваат со цел да се намалат нејзините поместувања во хоризонтален, подолжен и попречен правец. Пред да се појават персоналните сметачи и софистицирани програми за статичка и динамичка пресметка на конструкциите, пресметката на овие вкрутувања се базирала на полуемпириски формули кои го одредуваат активниот товар што секое од нив го пренесува. На ова се надоврзувала и нејасната слика за дистрибуција на товарите во одредени рамнини, што пак е поврзано со искуственото поставување на вкрутувањата, а кои поради функционални аспекти на објектите се

преместуваат, или комплетно се елиминираат. Исто така, бил спорен и пристапот на пресметката на главната носечка конструкција, каде што товарите сукцесивно се пренесувале од еден на друг елемент на принцип на припадна површина (ова особено се однесува на нанесувањето на товарите од ветер врз фасадната подконструкција, а потоа на главните носечки столбови). Имено, потполно се игнорирала носивоста која панелите од профилирани лимови ја имале во својата рамнина, а која несомнено е голема, односно дури и при еден површен поглед врз една хала изведена од челична носива конструкција, може да се заклучи дека кровното покривање и фасадно облагање на истата имаат многу поголема улога во вкрутувањето на халата (а со тоа и намалувањето на поместувањата / деформациите) отколку некои спорадично поставени линиски елементи за вкрутување. Следствено, доколку нема деформации, нема да има и напрегања во елементите, а со тоа и ќе се зголеми нивната носивост, т.е. ќе се намалат пресеците на носечките профили.

Според наведеното во претходниот пасус, клучна рационализација на челичните конструкции се состои во тоа да се опфатат и панелите од кровот и фасадата во носивоста на севкупната конструкција, односно – панелите да бидат третирани како примарни носечки елементи. Денес, со можностите кои ни ги нудат современите програми за компјутерско моделирање ова е возможно, а конечна цел е да се редуцираат класичните системи за вкрутување (спрегови) или комплетно да се исфрлат од конструктивниот систем, со што се намалува масата на конструкцијата и се поедноставува монтажата на истата, а се тоа резултира со поекономична конструкција. Нормално, за да се осмелиме да пристапиме кон ваков тип на анализа, потребно е да пресметковните модели бидат соодветни како би се добиле вистинските поместувања, а за тоа е потребно коректно да се измоделира панелот со својата носивост и торзиона крутост, со тоа што особено внимание треба да се обрне начинот на прифаќање на панелот за носивата конструкција – односно врзните средства споменати погоре.

2.4. Прописи за проектирање со панели како примарни носечки елементи

Моментално, според важечките Македонски прописи за проектирање, не е дозволено користење на кровните и фасадните панели како примарни носечки елементи на една конструкција. Овој тип на пресметка е дозволен со EUROCODE 3, како stressed skin design. На светско ниво, овој принцип за проектирање е поставен од E.R.Bryan, и како резултат на неговите истражувања издадени се европските препораки за stressed skin design проектирање; за се конечно да се сублимира во EUROCODE 3. Сепак, и со EUROCODE 3 не е прецизно дефинирана процедурата која би имала обврзувачки карактер, туку е оставено на проектантот да одлучи дали ќе ја користи носивоста на панелите како носивост на примарни носечки елементи. Сепак, во Appendix A.7, дефинирани се следните услови кои мораат ад бидат исполнети доколку еден инженер сака профилираните лимови да ги третира како интегрален дел од конструкцијата:

a) Употреба на профилирани лимови, како додаток на основната функција, се ограничува на дијафрагми кои работат на смолкнување и ги намалуваат поместувањата на конструкцијата во рамнината на поставената облога;
b) Силите кои се јавуваат во кровни или ѕидни рамнини мора да бидат пренесени во темелите преку портални вкрутувања или спрегови, односно дијафрагми;
c) Дијафрагмите мораат да бидат поврзани со крајните стапови кои ќе ги превземат силите од нив;
d) Соодветни спојни средства мораат да ја превземаат силата од дијафрагмите и да ја пренесат на главната носечка конструкција и да обезбедат взаемно дејство на носачите со облогата;
e) Дијафрагмите доминантно го превземаат товарот од ветер, снег и други директни влијанија. Исто така може да служат за преземање на на краткотрајни товари – нпр. лесни обесени кранови или влијанија од монорej дигалки, но не и за постојани надворешни товари – нпр. товари од опрема;
f) “Stressed skin design” доминантно се користи кај пониски објекти;
g) Елементите за покривање и фасадно облагање мора да се третираат како елови од конструкцијата и не може да се отстрануваат без претходно разгледување;

h) Пресметките и цртежите мора да имаат ознака дека објектот е проектиран со “stressed skin design” метода.

Исто така, дефинирани се и услови кои мора да ги исполни и дијафрагмата од профилиран лим:

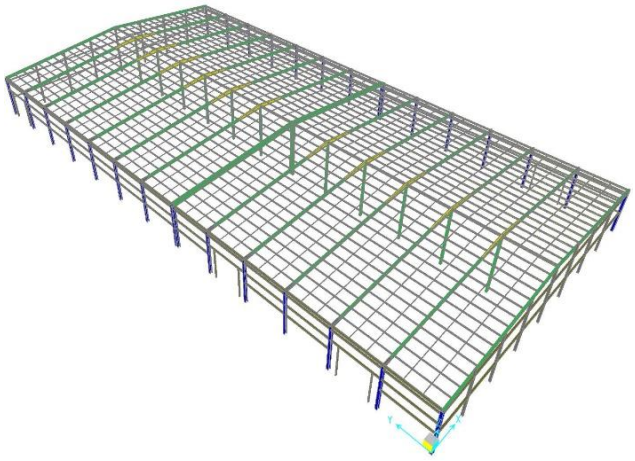
a) Двата краја на панелот мораат да бидат врзан за елементи на кои се ослонуваат преку саморезни завртки, шајки кои се вградуваат со помош на пиштол, заварување, заковки или други спојни средства кои нема да ја изгубат својата функција, да испаднат или да бидат пресечени пред лимот да биде искинат. Сите спојни средства од тој вид ќе бидат поставени директно низ лимот во носечките елементи;
b) Спојот на панелите помеѓу себе се остварува со саморезни завртки кои исто така нема да ја изгубат својата функција пред лимот да биде искинат. Растојанието помеѓу овие сврзни средства не треба да биде поголемо од 500mm;
c) Растојанието на спојните средства од рабовите на панелот треба да е такво да спречи предвремено кинење на лимот;
d) Мали, произволно распоредени отвори, до вкупна вредност од 3% од разгледуваната површина се дозволени без било какви проверки, доколку вкупниот број на врзни средства не е редуциран. Отвори до 15% од разгледуваната површина се дозволени, доколку се обезбеди пресметковен доказ за носивоста;
e) Сите панели примарно се проектираат на свиткување. Потоа се проверува дали напрегањата во дијафрагмата не преоѓаат 25% од соодветните напрегања на свиткување;
f) Капацитетот на смолкнување на дијафрагмата се одредува на основа на гранична носивост н смолкнување на спојните средства на рабовите и тоа на рабовите паралелни или нормални на профилот. Капацитетот на спојните средства за било каква друга гранична носивост мора да биде најмалку 25% од вредностите утврдени на овој начин;
g) Поместувања во рамнина на дијафрагмата треба да се пресметаат со некои од познатите методи, при што вкупните поместувања на конструкцијата мораат да бидат в границите кои ги пропишува стандардот.

3. УЛОГА НА ПАНЕЛИТЕ ЗА КРОВНО ПОКРИВАЊЕ И ФАСАДНО ОБЛАГАЊЕ ВО ВКУПНАТА ДЕФОРМАБИЛНОСТ И НОСИВОСТ НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Од претходно дадените општи напомени, очигледно е дека недостатоците на вообичаените пристапи при пресметка на челични конструкции, се следните:

- изоставување на улогата на вкрутување на облогата
- поголеми поместувања, а со тоа и поголеми сили

Како резултат на овие недостатоци се добиваат поголеми пресеци од тие кои се навистина потребни.



Слика 1. Изометриски приказ на конструкцијата на халата

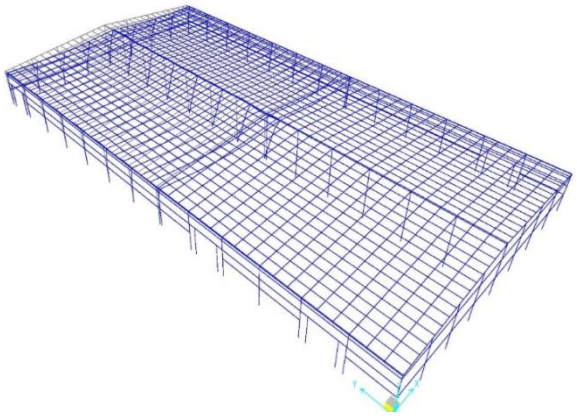
За да се прикажат овие разлики во однесувањето на конструкциите проектирани на класичен начин, во споредба со конструкции каде што панелите ќе бидат третирани како примарни носечки елементи, направена е анализа на поместувањата на двобродна хала изработена од челична конструкција во два различни модела. Во оваа анализа ќе се разгледуваат само поместувањата на конструкцијата од товар од ветер во Y правец, на два модела – еден без моделирани панели и еден со моделирани кровни панели во статичкиот систем.

Објектот, во X-правец се состои од 2 модули од 20,00m, во Y-правец се состои од 6 модули од 6,00m; осовинска дилатација од 0,40m; 7 модули од 6,00m, сочинувајќи целина од 40.00m x 78,40m, односно 3136m^2. Слемето на објектот се наоѓа од страната која е широка 40,00m и формира симетричен двоводен кров.

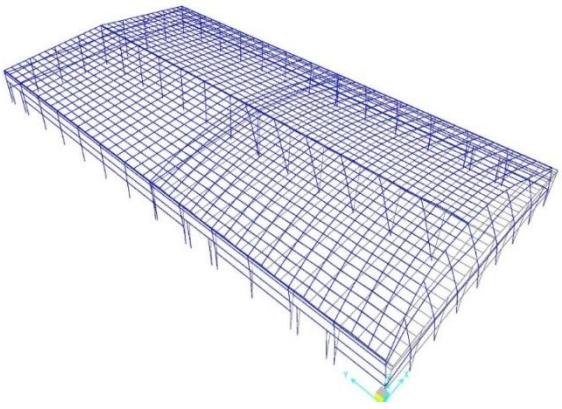
3.1. Модел 1 – класично моделирана хала

Математичкиот модел на конструкциите е моделиран како просторен систем составен од линиски „frame“ елементи и површински „area“ елементи, во програмаскиот пакет SAP2000.12. Во програмот е извршена статичка и динамичка анализа на конструкцијата. Во поглед на влезните податоци, потребни за соодветната анализа, конструкциите се товарени во согласност важечките правилници за товари на ваков тип објекти. Во согласност со ова конструкцијата е товарена со:

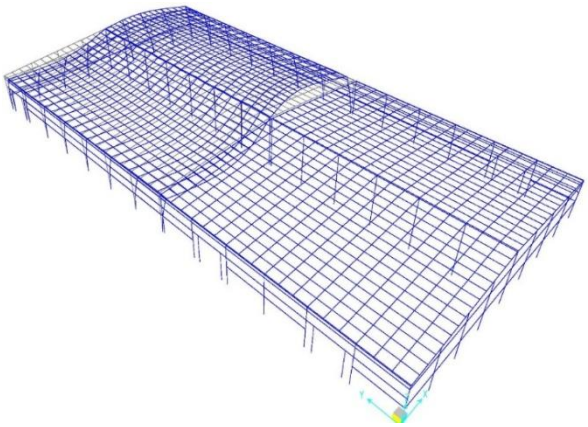
- Сопствена тежина која што е директно калкулирана со самиот програм
- Останати постојани товари G+ = 0,50kN/m^2 (товар од панел, инсталации)
- Товари од снег S = 0,75 kN/m^2
- Товари од ветер W_0=0,7kN/m^2 (II зона, изложен објект, H<10m).
- Влијание од сеизмички сили зададени преку соодветен спектар.
- Температура максимална T = +15°C
- Температура минимална T = -15°C



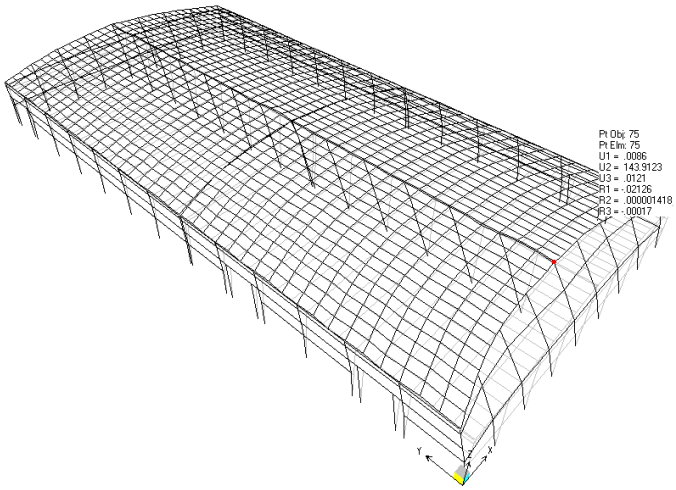
Слика 2. Прва периода на Модел 1 (без кровни и фасадни панели)



Слика 3. Втора периода на Модел 1 (без кровни и фасадни панели)



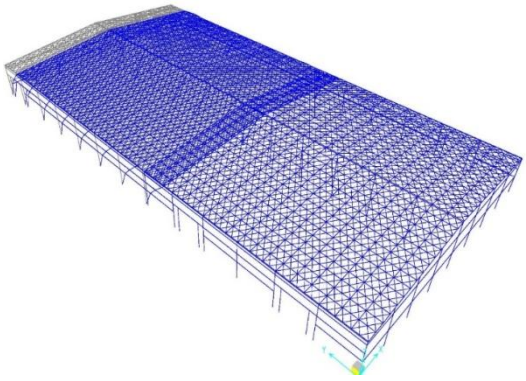
Слика 4. Трета периода на Модел 1 (без кровни и фасадни панели)



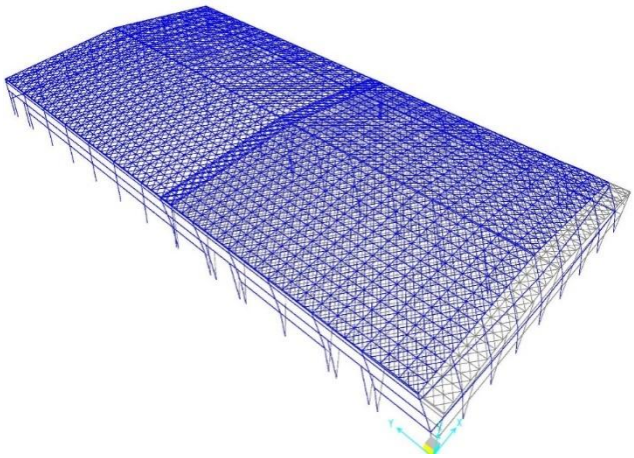
Слика 5. Поместувања во Y правец од товар одветер, на модел без моделирани кровни панели

3.2. Модел 2 – пресметковен модел на хала со кровни панели

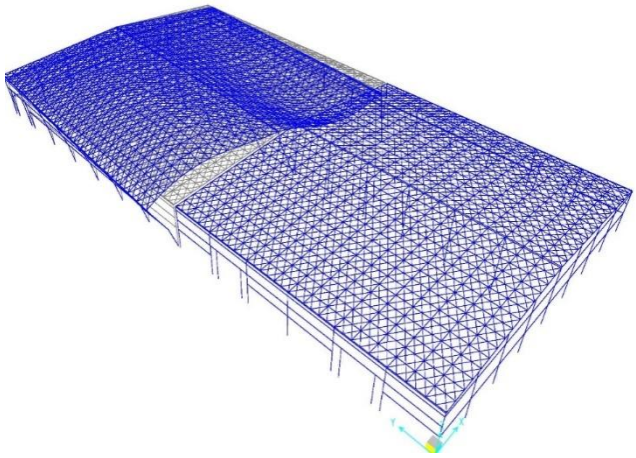
Модел 2 всушност претставува Модел 1 надграден со моделирани на кровни панели. Панелите во статичкиот систем се моделираат со фиктивни елементи со кружен пресек од 1mm, со што моделот се наоѓа на страна на сигурност (бидејќи се занемарува крутоста на панелите, и ги анализираме како да носат само сили на затегнување). Самите елементи се врзани за останатата конструкција токму на начин на кој и реално ќе бидат прикачени со саморезни завртки – на секој рожник на растојание од по 1000mm (колку што е и ширината на панелот). Идеализирано е дека кровните панели се со должина од 20m (што е нереално во вистинска ситуација поради големата цена за вон-габаритен транспорт), како не би се моделирале споевите помеѓу панелите со елементи кои би биле поставени на меѓусебно растојание од 500mm.



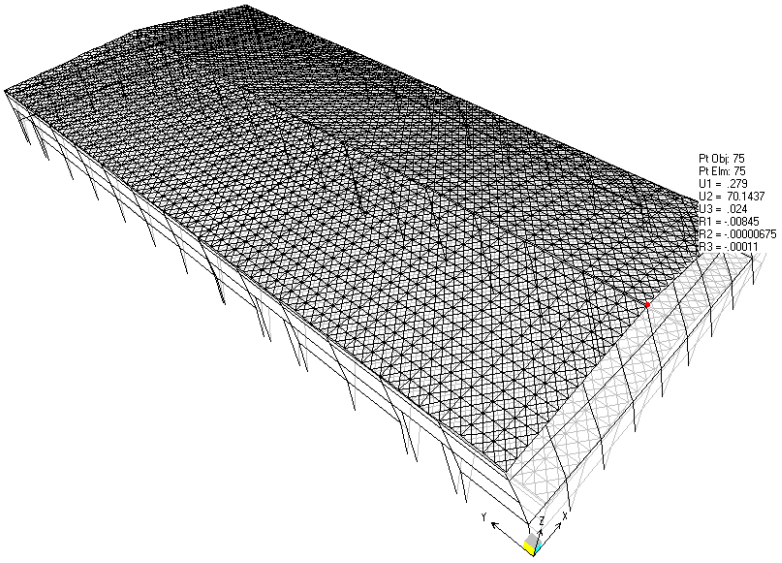
Слика 6. Прва периода на Модел 2 (само со кровни панели)



Слика 7. Втора периода на Модел 2 (само со кровни панели)



Слика 8. Трета периода на Модел 2 (само со кровни панели)



Слика 9. Поместувања во Y правец од товар од ветер, на модел со моделирани кровни панели

4. ЗАКЛУЧОК

Од горенаведените вредности за поместувања на двата модела (140mm за Модел 1, и 70mm за Модел 2), може да се заклучи дека со вметнувањето на кровниот панел во статичката анализа на моделот, хоризонталните поместувања на моделот со моделирани кровни панели се намалени за 50% во однос на моделот без моделирани кровни панели. Многу е значајно да се напомене дека во овие модели, не само што не е прикажана некоја идеализирана ситуација, туку дека дури се редуцирани и многу аспекти на реалната носивост на панелите. Доколку би се вметнала вистинската крутост на панелот преку елементи со соодветен отпорен момент на панел составен од два лима поврзани помеѓу себе со круто јадро од полиуретан –поместувањата додатно би се намалиле. А кога панелите (и кровните и фасадните) со својата вистинска крутост би биле вметнати во димензионирањето на главната носечка челична конструкција – пресеците значително би се намалиле.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Baehre R. andLadwein T. (1994) "Diaphragm Action of Sandwich Panels." Journal of Construct. Steel Research, Vol. 31, London, pp. 305 – 316

[2] Bruneau M, Chia-Ming U, Sabelli R: Ductile Design of Steel Structures. New York: McGraw-Hill Education, 2011

[3] Čepička D., Macháček J., May I.M.: "Shear diaphragm sinpurlin roofs."Eurosteel Coimbra 2002, p. 235-242, Akadémiaikiadó, Budapest, 2002

[4] Davies J.M.: "Light gauge steel cassette wall construction."Nordic steel construction conference 98, p. 427-440

[5] Ellobody E: Finite Element Analysis and Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges. Amsterdam: Elsevier, 2014

[6] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 2005

[7] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules –Supplementary rules for cold formed members and sheeting, European Committee for Standardization, Brussels, 2005

[8] L. T. Phan, J. L. Gross, and T. P. Mc Allister: "Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings" NIST Technical Note 1681, 2010

[9] Lam D, Ang CT, Ang P, Chiew SP: Structural Steelwork: Design to Limit State Theory. Abingdon: Taylor & Francis, 2004

[10] Mac Laughlin D, Estrada H: Structural Steel Drafting and Design. Boston: Cengage Learning, 2009

[11] Mazzolani, F. M., Matteis, G. D. And Landolfo, R. (1994) "Shear test on sandwich panel connections, in Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections."ed. Wald F., Workshop COST C1, Prague, pp. 481 - 491

[12] Nyberg G.: "Diaphragm action of assembled C-shaped panles, "Swedish council for buildings research, Document D9

[13] Pétrusson E.H: "Column buckling with restraint from sandwich wall elements" 9th Nordic steel construction conference, p. 291-298, Helsinki, 2001

[14] Pétursson E.H.: "Column buckling with restraint from wall elements." Nordic steel construction conference 98, Volume 1, p. 157-166, Bergen

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 1

Sead ABAZI[1], Bojan SUSINOV[2], Spasen GJORGEVSKI[3]

RETAINING WALL REMEDIATION ON HIGHLY URBANIZED AND POTENTIALLY INSTABLE TERRAIN

SUMMARY

This paper describes the condition of retaining wall in highly urbanized area on potentially instable terrain after a deformation on the ground and wall occur. The reasons for this are defined by the geotechnical investigations. The solution for remediation itself is directly dependent on the shape of the existing wall. A new pile retaining wall was designed which meets all the necessary stability requirements from the geostatic analysis performed in Plaxis and Tower. A complex analysis during the design is performed which address not only the permanent loads, but also the ground – construction interaction. Engineers need to think broadly taking into account the possibility of the initial ground stress condition distortion in the close environment, because nowadays the phenomenon of building on instable location becoming more and more present.

Keywords: retaining wall, remediation, interaction, overall stability

Сеад АБАЗИ[1], Бојан СУСИНОВ[2], Спасен ЃОРЃЕВСКИ[3]

САНАЦИЈА НА ПОТПОРЕН ЅИД НА ГУСТО ИЗГРАДЕН И ПОТЕНЦИЈАЛНО НЕСТАБИЛЕН ТЕРЕН

РЕЗИМЕ

Во овој труд се опишува состојбата на потпорна конструкција во густо изградена средина на потенцијално нестабилен терен по настанати деформации на подлогата и самата конструкција. Причините за ваквата појава се дефинирани со геотехничките истражувања. Самото санационо решение е во директна зависност од формата на ѕидот. Проектирана е нова потпорна колова конструкција која ги задоволува сите услови за стабилност согласно спроведените геостатички анализи во Plaxis и Tower. При проектирањето е спроведена сложена анализа која ги опфатќа не само постојаните товари, туку и интеракцијата конструкцијата - подлога. Инженерите треба да размислуваат пошироко и да ги земаат во предвид евентуалните нарушувања на иницијална состојба на напрегања во подлогата во блиската околина, бидејќи во денешно време феноменот на градење на неадекватни локации станува се поприсутен.

Клучни зборови: потпорен ѕид, санација, интаракција, глобална стабилност

[1] MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, sead@gf.ukim.edu.mk
[2] MSc, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, susinov@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, gjorgjevski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Со интензивното градење на објекти на потенцијално нестабилните локации во градот Скопје, започнаа и се почестите интервенции на веќе изградени објекти од типот на потпорни конструкции. Бидејќи се наоѓаат на стрмни косини, нивната првична цел е да обезбедат стабилност на хоризонталната платформа на која се градат идните објекти. Многу често истите не ги исполнуваат проектно – експлоатационите барања од причина што се изведуваат со измени и не соодветствуваат на основните проекти, а и не се земаат во предвид евентуалните идни објекти во близина и нивната интеракција, поради што се јавува потреба од дополнителни интервенции.

Во овој труд е анализа на стабилноста на постоечки потпорен ѕид на падините на Водно, кој во тек на експлоатација доживеал значителни деформации како резултат на дополнителни надворешни товари од објекти и хидростатички притисок од подземна вода. За таа цел даден е предлог за негова санација - стабилизација.

Потпорната конструкција е проектирана во 2005 година како резултат на претходна анализа на неколку варијантни решенија. Усвоено е решение кое претставува интегриран систем од АБ платно со променлива дебелина фундиран на 15 кружни темели – АБ колови поврзани со надколова греда со должина од L=36.4 m. Неговата висина варира во зависност од конфигурацијата на теренот од 2.7 до 4.2 m (слика 1).

Слика 1. Потпорна конструкција непосредно по изведбата

Анализите на стабилноста покажуваат задоволителни фактори на сигурност, меѓутоа не се земени во предвид евентуалните хидростатички притисоци кои би се јавиле при нефункционирање на барбаканите и дополнителните надворешни тоаври од објекти од типот на базени, што може да ја загрози стабилноста на превртување и лизгање. Не е предвидена дренажа позади ѕидот што значи водозаситување на почвата од насипот и зголемување на тежината. Имајќи во предвид дека не е предвидено зајакнување со арматура на споевите со страничните ѕидови, при евентуална нестабилност, за очекување е во тие делови да се јават деформации во бетонскиот пресек.

Во текот на 2013 година, а значително во првата половина на 2014 година, забележани се пукнатини во бетонскиот пресек на потпорниот ѕид, за што е изработено стручно мислење во кое, по претходно извршени мерења и геотехнички истражувања се констатира дека ѕидот е изведен со поголема висина (5.7 m) од првично проектираната (4.2 m), а фундирањето е изведено поплитко во слој од насипан материјал, а не во матичниот материјал, со помала висина на коловите (2-3 m).

2. СОСТОЈБА ПРЕД САНАЦИЈА НА ЅИДОТ

Од детална проспекција на локацијата околу постоечкиот потпорен ѕид, како и со спроведените геотехнички истражувања, забележана е денивелација (слегање) на теренот

позади ѕидот (во дворот на станбениот објект) од 45 cm со формирање на челна пукнатина на контактот со постоечките базени (исполнети со материјал) на растојание од 2.2 m од ѕидот (слика 2).

Слика 2. Пукнатина и слегање на теренот позади ѕидот

Местоположбата на пукнатината и денивелација на теренот е предефинирана од местоположбата на базените, бидејќи тие се крути конструкции и триењето помеѓу нив и почвата е минимално.

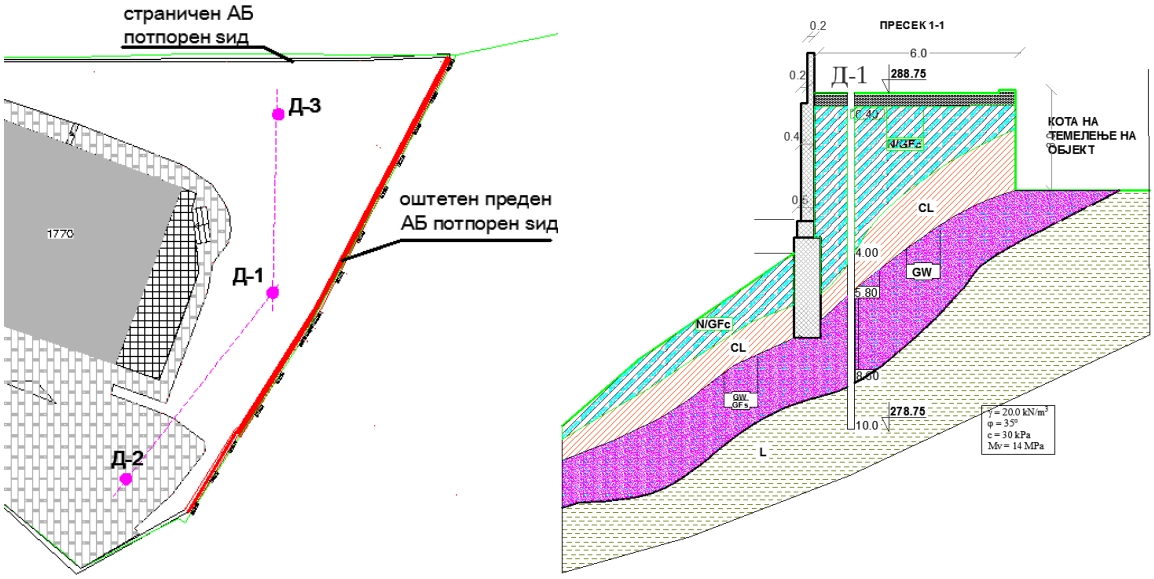
Под дејство на земјаните притисоци, на кои се додава и влијанието на водата преку хидростатичкиот притисок, заради нефункционалноста на барбаканите и недостатокот на дренажа, се јавуваат подолжни деформации на потпорниот ѕид. Исто така, констатирани се деформации од 15-20 cm на контактот помеѓу предниот (деформиран) и страничниот ѕид на западната страна (слика 3).

Слика 3. Деформација и појава на пукнатини на контактот на предниот со страничниот ѕид

Не е изведена арматурна врска помеѓу двата ѕида поради што се јавува нивно оддвојување, а во меѓувреме се достигнати и граничните критични дилатации во бетонот. Забележани се деформации во вид на прснатини во критичните пресеци по целата должина на ѕидот и пукнатини на надколовата плоча (слика 4) кои се резултат на поместувањата на почвеното тло и појава на сили на затегање и смолкнување по клизната површина.

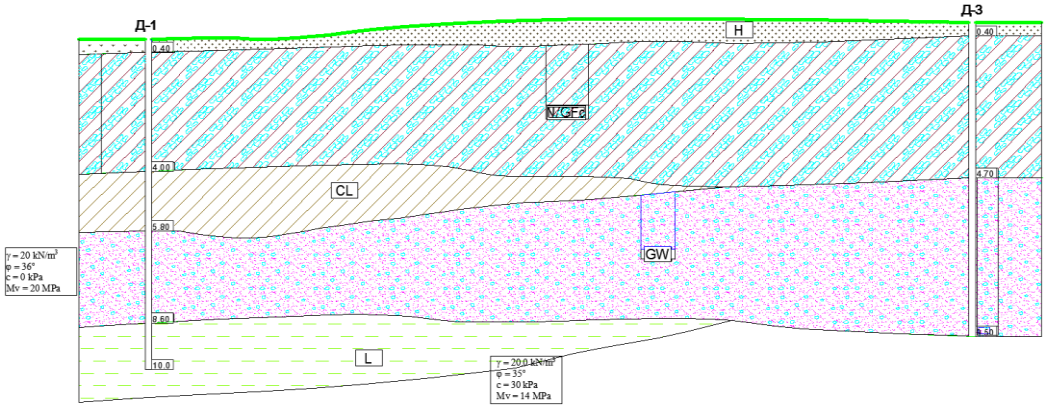
За да се утврдат причините за евентуално свлекување на теренот и лизгање на потпорната конструкција на котата на фундирање, извршени се дополнителни геотехнички истражувања и испитувања на делот позади ѕидот преку истражни дупнатини со вкупна длабина од 33.0 m’ кои послужија за дефинирање на геотехничкиот профил и при изборот на санационо решение на потпорниот ѕид. На слика 5 е даден нивен распоред и поединечен геотехнички профил.

Слика 4. Појава на пукнатини по ѕидот и надколовата плоча



Слика 5. Распоред на истражни дупнатини позади ѕидот

Од сликата 5, а и надолжниот геотехнички профил на слика 6 се гледа распоредот на литолошките членови. До длабина од 4.5m застапен е насипан заглинето чакалест материјал GFc. Под овој слој, се наоѓа слој со мала моќност од нископластична глина CL. Следува слој од доброгранулиран и доброзбиен чакал GW, по што следува слој од лапор.



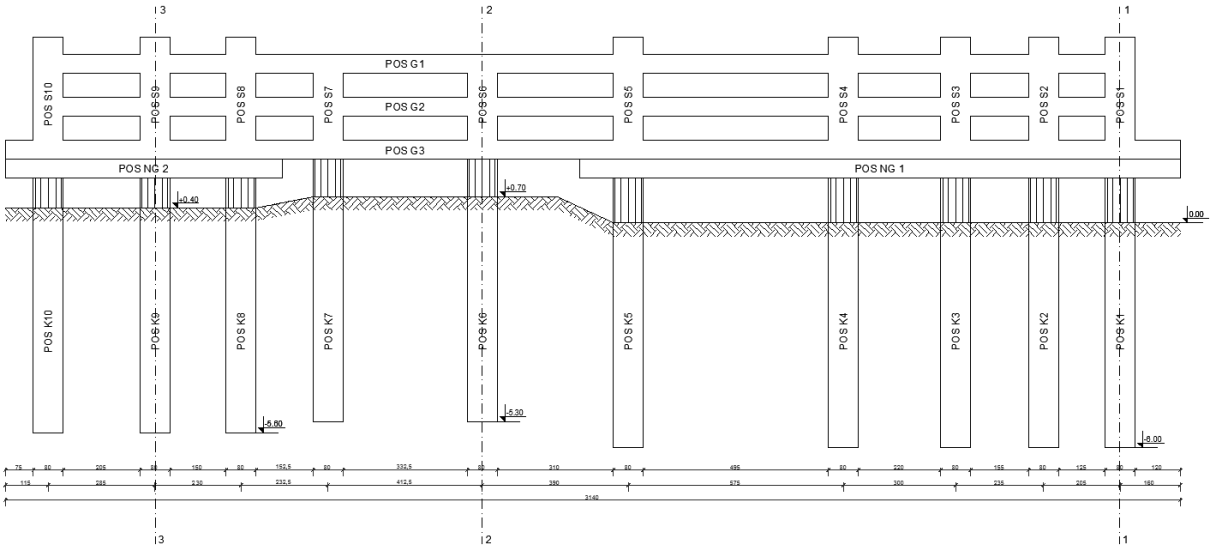
Слика 6. Надолжен геотехнички профил

На слика 7 се прикажани карактеристични попречни геотехнички профили кои се производ на актуелните и претходните истражувања. Исто така, прикажан е и постоечкиот ѕид кој е фундиран во слојот од доброзбиен чакал. Не е констатирана појава и ново на подземна вода.

Носивоста е пресметана за длабоки темели – колови со кои е планирана санацијата. Единечната носивост на кол со дијаметар d=80cm фундиран во слојот од чакал изнесува 3965.0 kN, додека во слојот од лапор 7819.0 kN. Модулот на стисливост на чакалот е добиен преку корелација со резултатите од стандардната динамичка пенетрација и изнесуваат околу 20000.0 kPa. Модулот на стисливост на лапорот добиен од едометарскиот опит (на водозаситен примерок) изнесува 14000.0 kPa. Очекуваните слегања на кол фундирани во чакал се 0.24 cm, а во слојот од лапор 0.13 cm.

3. ОПИС НА ПРОЕКТИРАНОТО РЕШЕНИЕ

Примарните фактори според кои се врши избор на техничко решение за санација се местоположбата на доброносивите слоеви, видот на материјалот и интензитетот и местоположбата на надворешните товари. Имајќи ја во предвид геолошката градба на теренот, како основна причина за појавата на нестабилност на теренот заедно со потпорната конструкција, па и појавата на лом во конструкцијата, се проценува влијанието на хидростатичкиот притисок кој е зголемен со инфилтрација на вода во насипаниот материјал позади ѕидот (атмосферска и вода од системот за наводнување во дворот) која не може да се дренира во подлоните водопропустни слоеви од чакал поради присуството на слој од глина со мала водопропусност со моќност од околу 2.0 m. Од таа причина, а и за спречување на понатамошни деформации на ѕидот, во прва фаза се предвидува негово растеретување со ископ на делот позади ѕидот со што се намалуваат активните притисоци. По изведбата на конструктивниот дел од санационото решение, се предвидува формирање на дренажа позади ѕидот по целата негова висина со дренажан материјал – кршен камен сепариран со геотекстил, кој ќе има функција да ја собира водата и да ја носи во перфорираната дренажна цевка поставена во ножицата на ѕидот. На предниот дел од ѕидот т.е. на косината е предвидено изведба на нова потпорна конструкција која е фундирана на вкупно 10 колови Ø800 распоредени во еден ред и кои навлегуваат во слојот од лапор на делот каде тој се појавува, а онаму каде не се јавува, коловите се фундирани во слојот од доброзбиен чакал.

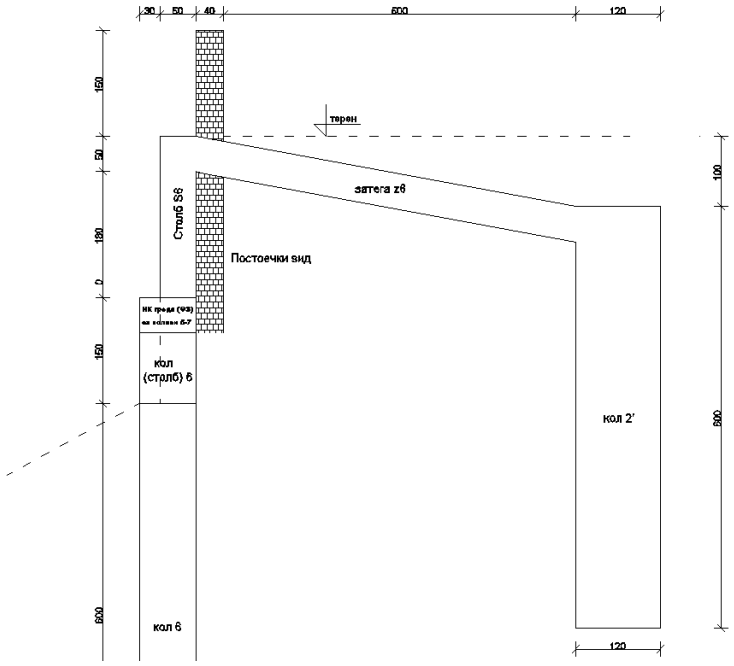


Слика 7. Надолжен профил на потпорната колова конструкција

Коловите се поврзани со надколови греди со димензии B/H=80/50 cm кои имаат функција да го укрутат системот. Виснинската кота на надколовите греди е диктирана од местоположбата на надколовата греда на постоечките колови. На тој начин, се јавува потреба од продолжување на висината на коловите и над котата на терен за 100 cm (формирање на помошни столбови) (слика 7). Првите 5 колови (гледано од десно кон лево) каде ѕидот има најголема висина се поврзани со надколова греда 1. Коловите 6 и 7 се наоѓаат на дел каде на кота на надколовата греда 1 има надколова греда од постоечките колови, па овде изведба на надколова греда не е можна. Обезбедувањето на нивната заедничка работа ќе се постигне преку гредата 3 од

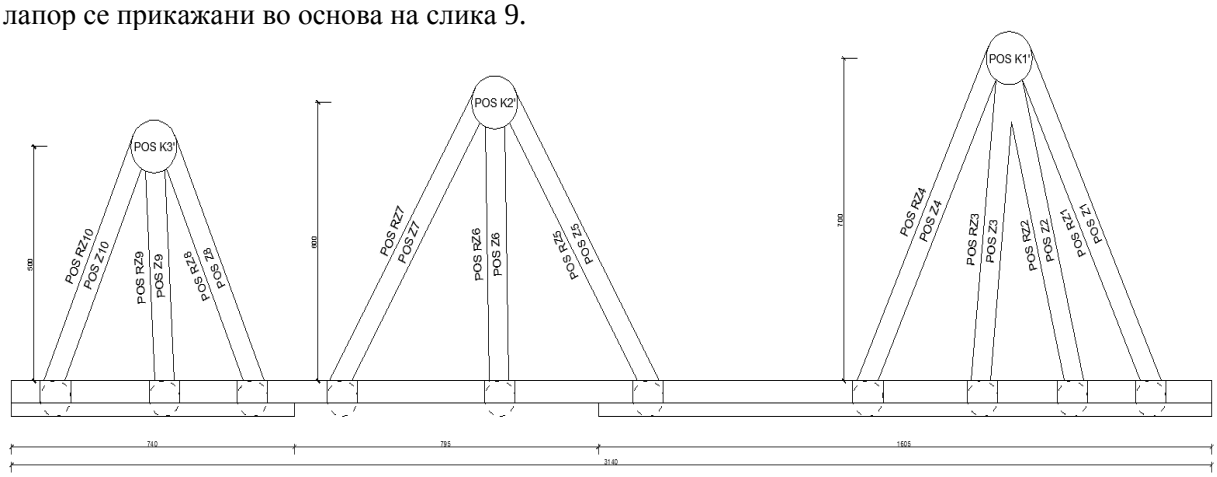
потпорната конструкција која го потпира постоечкиот ѕид. Коловите 8-10 се поврзани со надколова греда 2.

Сите колови, преку помошните столбови, продолжуваат во столбови, приближно до над котата на терен позади постоечкиот ѕид. Столбовите од 1-5 и 8-10 имаат висина од h=3.25 m, а столбовите 6 и 7 имаат висина од h=2.80 m. Тие столбови по подолжен правец се поврзуваат со вкупно 3 греди со кои формираат ситем поторна конструкција т.н. скара. Со формирањето на овој систем со длабоки темели, на тој дел се мобилизира пасивен земјан притисок кој обезбедува доволна статичка стабилност на ѕидот и се спротиставува на хоризонталните активни притисоци од почвата и од постоечките објекти. Во попречен пресек, конструкцијата е прикажана на слика 8.



Слика 8. Попречен профил на потпорната колова конструкција

За обезбедување на дополнителна стабилност, столбовите продолжуваат низ стариот ѕид во вид на затезни греди 50/50 cm кои се анкеруваат во колови со Ø 1200 mm. Распоредот и местоположбата на затезните греди и коловите на задната страна кои навлегуваат во слојот од лапор се прикажани во основа на слика 9.



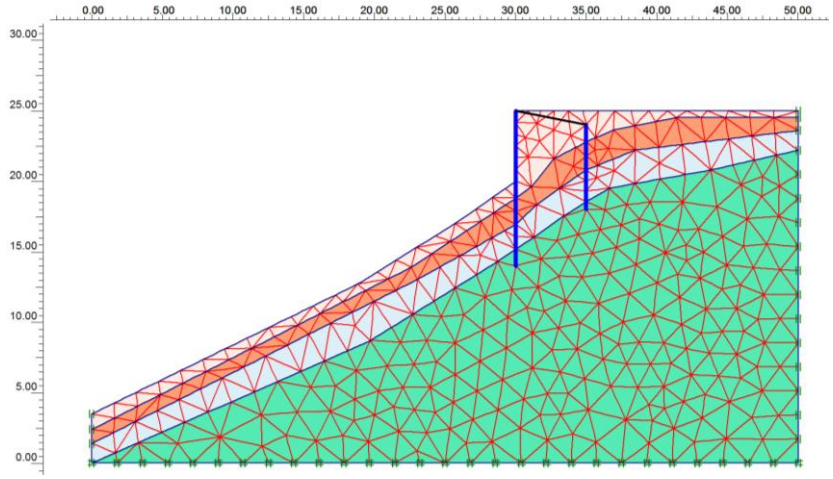
Слика 9. Попречен профил на потпорната колова конструкција

Растојанието од ѕидот до коловите кои ги поврзуваат затезните греди е условено од местоположбата на постоечкиот станбен објект.

4. ГЕОСТАТИЧКА ПРЕСМЕТКА

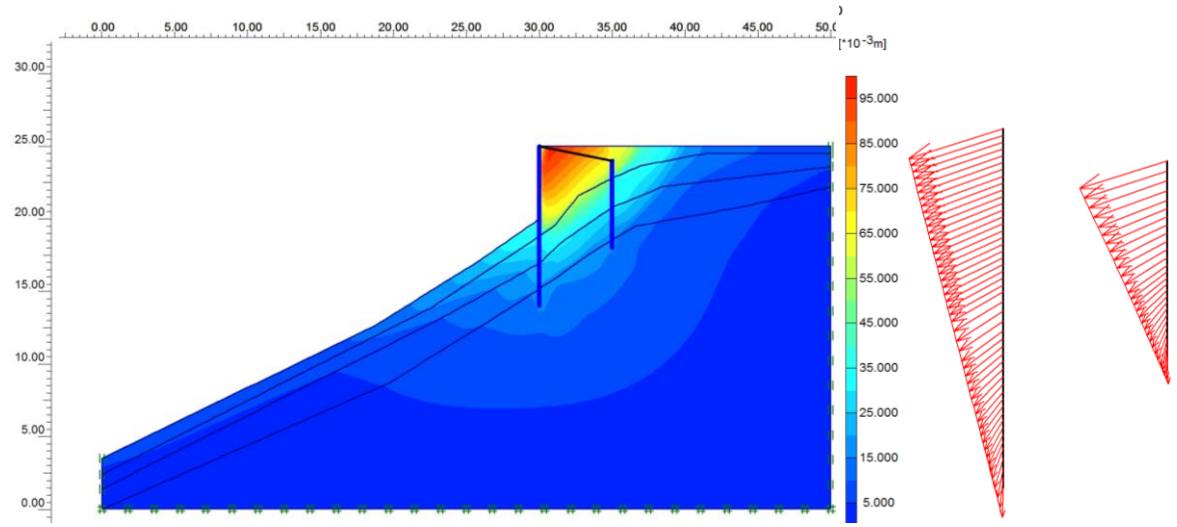
Проектирањето на потпорната колова конструкција од аспект на стабилност е извршено во програмскиот пакет Plaxis 2D кој работи на методот на конечни елементи и е наменет за двo-димензионални анализи на деформациите, напрегањата и стабилноста во геотехничкото инженерство.

Анализиран е еден карактеристичен попречен пресек со максимална висина на ѕидот. Пресметката е извршена за рамнинска состојба на напрегања и деформации со континуирана подграда со еквивалентна ширина. Геомеханичките параметри на застапените материјали се усвоени од геотехничкиот елаборат изработен за потребите на овој проект. Со оваа пресметка е утврдена минималната длабина на коловите како и глобалната стабилност на теренот. Влијанието од постоечкиот објект не е земено во предвид со оглед на значајната оддалеченост од потпорната конструкција и постоењето на подрумски простории чии товари не влијаат битно на стабилноста на ѕидот. На слика 10 е прикажана дискретизацијата на моделот со конечни елементи.



Слика 10. Дискретизација на моделот со конечни елемнти

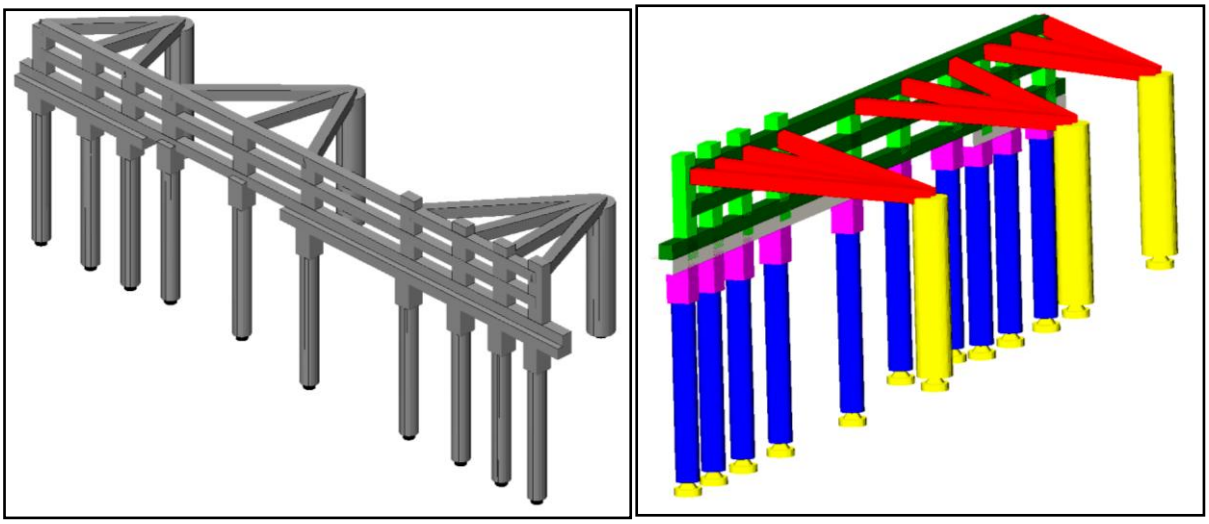
Добиена е и усвоена висина на коловите од 6.0 m со што се навлегува во слојот од лапор. На слика 11 се прикажани резултатите од анализата во Plaxis: деформации во почвата, деформации на потпорната конструкција и сили во затезни греди.



Слика 11. Деформации во почвата и проектираните елменти на конструкцијата

Максималните деформации во почвата се јавуваат во горниот дел и се резултат на деформациите на конструкцијата на тој дел кои се прикажани на слика 11. Силата која се јавува во затезната греда е 56.0 kN/m’.

За прецизно моделирање на конструкцијата, имајќи ја во предвид комплексната геометрија во 3D изглед, користен е програмскиот пакет Tower кој врши анализа и димензионирање на бетонски, челични и дрвени елементи. На слика 12 е прикажан 3D моделот за димензионирање на елементите од конструкцијата.



Слика 12. 3D модел во Tower (поглед од СЗ и ЈЗ)

Во програмот се нуди можност за автоматско димензионирање на сите пресеци во зависност од статичките големини во секој поединечно, па од таа причина овде не се даваат статичките големини и се преминува на димензионирање на пресеците.

5. ЗАКЛУЧОК

Од спроведените истражувања и анализи за дефинирање на состојбата на потпорна конструкција изградена во густо изградена средина на стрмен терен, може да се заклучи дека проектирањето на вакви конструкции треба да спроведе сложена анализа која ќе ги опфати сите можни товарни случаи. Не треба да се земаат само директните – постојани товари кои ја оптоваруваат конструкцијата, туку и интеракционите врски со подлогата во која се фундираат. Несоодветниот начин на фундирање доведува и до глобална нестабилност на конструкцијата заедно со околниот терен, по што се јавува и лом во конструкцијата како резултат на зголемени деформации и напрегања. Изборот на решение за санација во разгледуваниот случај е во директна зависност од реализираните деформации. Затоа, беше проектирана сосема нова потпорна колова конструкција која со системот скара го потпира оштетеното платно од постоечкиот ѕид, а се поврзува со затеги фундирани на колови позади ѕидот. На тој начин стабилизираат почвените маси, а самиот потпорен ѕид и објектите зад него стануваат функционални. При проектирањето на потпорни конструкции во вакви густо изградени средини треба да се размислува пошироко и да се земаат во предвид евентуалните интервенции во конфигурацијата на теренот (нарушувања на иницијална состојба на напрегања во подлогата) во блиската околина, бидејќи во денешно време феноменот на градење на објекти на нестабилни и неадекватни локации станува се поприсутен.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Елаборат од извршените геотехнички истражувања и испитувања за санација на потпорен ѕид во Скопје. Геохидроконсалтинг. 2014

[2] Основен проект за санација на потпорна конструкција Скопје. Градежен факултет - Скопје. 2014

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 2

Želimir BODIROGA[1], Predrag PRESEČKI[2]

THE BIGGEST BBR PROJECTS IN 2014 IN CROATIA

SUMMARY

In this article we will present two examples of Post-tensioned constructions. The first one is VMD Towers in Zagreb, Croatia, where we have achieved savings with construction speed and simplicity of construction. The second is International Airport Zagreb New Passenger Terminal where Investors wanted to avoid prefabricated construction for such representative building. Post-tension technology was the only solution for span dimensions 14.4x14.4 m. This Project is still under construction and it is going according to the plan.

Keywords: post-tension, savings, construction, spans, BBR

Желимир БОДИРОГА[1], Предраг ПРЕСЕЧКИ[2]

НАЈГОЛЕМИТЕ BBR ПРОЕКТИ ВО ХРВАТСКА ВО 2014 ГОДИНА

РЕЗИМЕ

Во овој труд ќе бидат прикажани два примери на преднапрегнати конструкции. Првиот пример се VMD кулите во Загреб, Република Хрватска, каде што со брзината и поедноставувањето на изградбата е постигната заштеда. Вториот пример е меѓународниот аеродром во Загреб, новиот терминал, каде што инвеститорите сакаа да избегнат употреба на монтажна конструкција за таков репрезентативен објект. Единственото решение за распон со димензии 14,4x14,4 метри беше изведба на објектот со метода на преднапрегање. Овој проект е се уште во изведба и се одвива според планот.

Клучни зборови: преднапрегање, заштеда, конструкција, распон, BBR

[1] BSC, BBR Adria, Zagreb, Croatia
[2] BSC, BBR Adria, Zagreb, Croatia, predrag.presecki@bbr-adria.com

1. VMD TOWERS, SYMBOLS OF EUROPEAN CROATIA

1.1. Team & Technology

Owner/Investor:	VMD PROMET d.o.o.
Main contractor:	TEAM d.d., Mursko Središće, Croatia
Designers:	Josip Galić, Croatia
	Predrag Presečki, Croatia – for Post-tensioned (PT) slabs
Technology:	BBR VT CONA CMM 0106
BBR Network Member:	BBR Adria d.o.o., Zagreb, Croatia

1.2. General building characteristics

Figure 1. A view on the smaller tower which is finished and on bigger under construction

Attractive location near the city center has many advantages one of which is good transport connection, and especially closeness to the infrastructure of urban and suburban traffic, which makes customers everyday communication easier. In the near vicinity there are bus and railway station.

One of the most important elements of green building that was used in this project is a system for collecting rainwater from the roofs and the environment which is stored in a separate tank, and is then used for irrigation of green areas and for the car wash.

When designing and building special attention was paid to details in order to ensure durability and reliability over a long lifetime of the building. For this purpose material of best quality and long lasting were used, together with PT system, which also contributes to the quality.

The complex consists of an underground garage and 6 overhead structure (2 residential and 4 commercial).

- 83,000 BRP total (51 000m2 overhead and 22000 underground m2)
  - 60,000 BRP's business section
  - 23,000 BRP residential section
- The underground part of the 4 floors consisting of 839 parking spaces and garages
- Overhead part consists of:

- 4 commercial buildings (one of 25 stories is the tallest building in Zagreb (after the Cathedral) with approximately 30 000 net sales office space

- 2 residential buildings (110 apartments)

- The project shall be in function from January 2015.
- 40 different companies worked as subcontractors at this site with 500 to 1000 employees throughout the past period of 2 years.
- The project value is approximately 100 million EUR.
- High technology solutions including energy efficiency category A for office space allowed the sale and rental for very demanding companies (foreign and domestic).

Figure 2. View of the taller tower during construction and the finished phase

Two skyscrapers, as a part of commercial buildings, were built with BBR VT CONA CMM - Unbonded Post-tensioning System.

Skyscrapers are 14 floors and 25 floors high with area around 850 m2 per floor.

Tower A has a trapezoidal shape footprint with dimensions 35.6 x 39.15 meters (longer side) and 32.2 x 15.9 meters (short sides). Post-tensioned slab has a thickness of 18 cm, with a capital above the central pillar. Along the edges there are peripheral beams with the cross section 100/45 cm. For Tower B, due to the smaller spans, slab thickness is 16 cm, and the beams are 100/50 cm.

Construction speed of each floor was the key for wining this job. We worked following the system „each week – one floor“. That was at least 3 days faster then the speed of the classic reinforcement floor.

Also the constant slab thickness was one of advantages of PT technology instead of 3 different heights as it was in design with classic reinforcement slab.

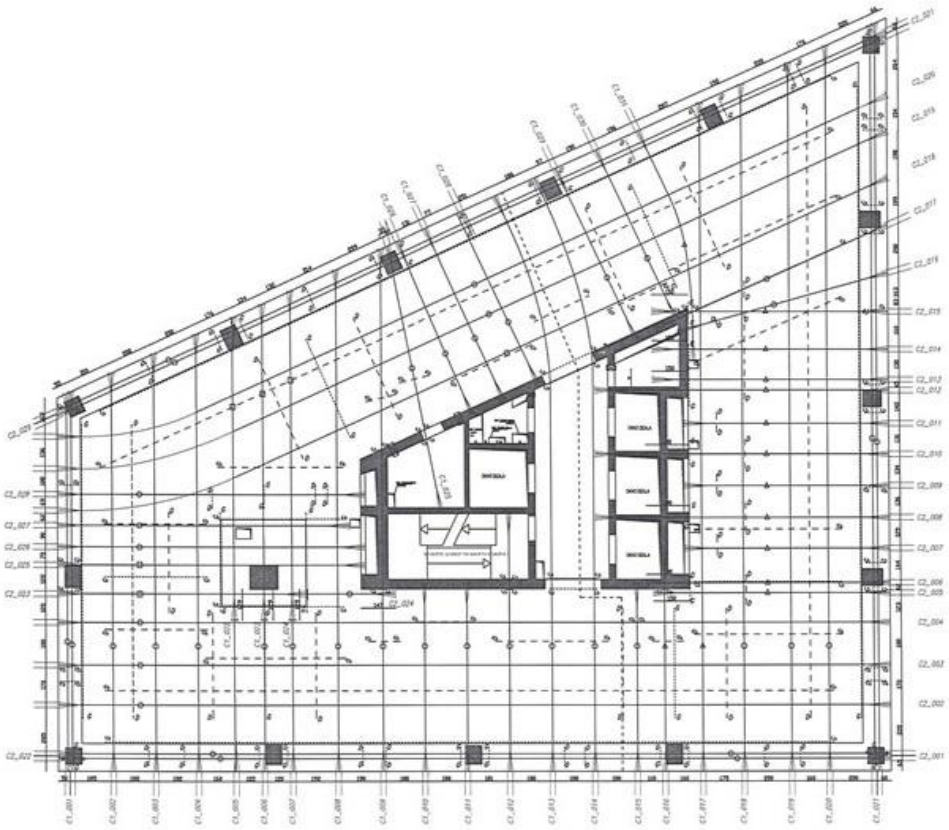


Figure 3. Structural drawing, with PT tendons, of typical floor layout

Figure 4. Reinforcement and unbounded tendons (smaller tower)

Figure 5. View on a slab after removing of the formwork (smaller tower)

The tendons in the slabs and beams are placed following the rule „Free tendon layout“. Modeling Post-tensioned slab was done by the software program called GRAFeM using kinematic connections for nodes. The concept of the main structure with a core located in the central part of the plan (zero zone displacement of elastic shortening of the slab), so the afterward monolitic connection between slab and core walls is not necessary. 130 tons of tendons were embedded in Project Strojarska.

This project is one of the most significant projects of BBR Adria in the last 10 years.

2. INTERNATIONAL AIRPORT ZAGREB, NEW PASSENGER TERMINAL, CROATIA

2.1. Team & Technology

Investor:	International Airport Zagreb, Pleso bb, 10150 Zagreb
Main contractor:	KAMGRAD d.o.o., Zagreb, Croatia
Designers:	Jure Radić, Croatia
	Milan Crnogorac, Croatia
	Predrag Presečki, Croatia – for Post-tensioned (PT) slabs
Technology:	BBR VT CONA CMM 0106

BBR Network Member: BBR Adria d.o.o., Zagreb, Croatia

1.3. General building characteristics

The new airport terminal is being designed and carried out in accordance with the international tender's winning design (authors Kincl, Neithard, Radic). The funds are provided by the French concessionaire (concessions for the period of 30 years), and project documentation holder is IGH Zagreb. Start of construction was planned for the summer of 2014. Concrete construction should be completed in January 2015, and the opening of the new airport is planned for late 2016.

The total area of the corrugated steel roof is 65,000 m2, while three concrete floors have an area of about 45,000 m2. The central unit of the terminal building footprint is 130 x 136 meters, without dilatation, due to an unfavourable distribution of seismic walls located near the very ends of the ground plan.

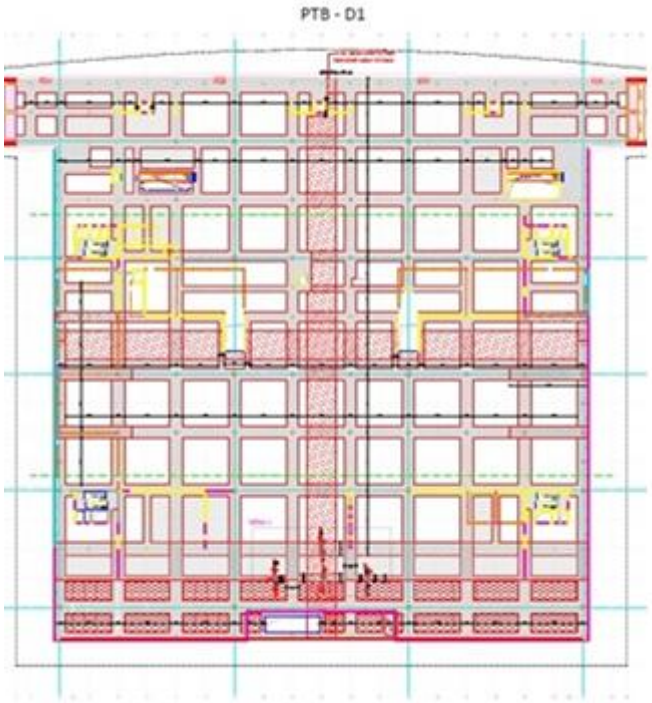


Figure 6. Plan of the first floor slab, usual span is 14.4x14.4 m, horizontal and vertical pouring strip will be closed after

Figure 7. Tendons on parterre slab

The structure was initially designed as prefabricated concrete construction, and at the proposal of the contractor in a very short period was redesigned to the monolithic post tensioned concrete construction.

Horizontal ceiling structure solved as post tensioned concrete construction. All three levels of ceiling panels have longitudinal a3nd transverse work interruption ("fly"). These interruptions reduce the surface area of the first phase of construction on the sections of maximum length of 60-70 meters. The predominant ranges plates are 7.2 x 14.4 m at ground floor slab (Item 200) and 14.4 x 14.4 m slabs of first and second floors (item 300 and 400).

PT slabs are designed as reinforced shallow wide beams. At the 1st floor slab (Item 200), beams are extending in the direction of larger, 14.4 meter range. These beams are in dimension 160/55 cm, between which is a slab thickness of 18 cm. Beams of the upper plate of the ranges 14.4 x 14.4 meters (item 300 and 400) are provided in both directions with the strips in dimensions 300/55 cm. The slab between beams (11.4 x 11.4 m) has a thickness of 25 cm.

Larger openings that interrupt the continuity of these beams are solved with reinforcements by the edge of openings so that the loads are transferred to the adjacent beems. A special case is the situation when the pillars of the top floor (item 300) are offset from the line of the major axis and their forces are taken by reinforced beams. These beams therefore have a greater thickness (300/85 cm).

Prestressing is made by cables BBR VT CONA CMM 0106 (single), area Ap = 1.5 cm2, characteristic tensile strength FPK = 1860 MPa. The rope is in a plastic tube with a protective grease (called unbonded tendons). This technology gives positive effects due to the factory solved corrosion protection, speed and ease of laying, larger arrows, and small losses of friction allow prestressing on large sections (60-70 meters).

Figure 8. View of the building site form one of six cranes

Figure 9. A view on the first floor slab with span 14.4x14.4 m, middle zone, columns height 10meters thru two levels

A large number of cables are grouped in a reinforced straps, while passing through the slab at equal distances. Guidance line in beams in the range 14.4 m is divided into thirds so that towards supports makes parabola 2", while in the middle third of the guiding is in a direction. Radius of curvature of the cable above the columns is R = 4 m, which gives the optimal reduction of the breaking force component. Line keeping of the cables out of the beams zone to the slabs which are 18 and 25 cm thick is free (the free tendon layout) which significantly simplifies and accelerates their installation. According to the agreement with the investor cable grouping is done in such way that in beams

300/55 in the zone of columns provide a zone (4 places footprint 40/40 cm) in which later could cut openings without the risk of interruption of cable. Modeling Post-tensioned slab and beams was done by the software program called GRAFeM using kinematic connections for nodes of finite elements.

Analysis, according to EC2, contains control of vertical oscillations, deflections, stresses and design of reinforcement. The final deflections of rheology generally not exceed L / 500. The compressive stresses, as is common in the plate PT, are far below the permissible compressive stress. Some seismic walls due to the high stiffness will be subsequently monolithed with the slab, and until then will rely on temporary short columns.

Figure 10. Pouring strip zone before monolithization

Figure 11. View of the roof structure

REFERENCES

[1] OBREIN, E.J., KEOGH, D.L., Upstand finite element analysis of slab bridges, Computers and Structures, 69, pp. 671-683., 1998

[2] BATHE, K.J., WILSON, E.L., Numerical methods in finite element analysis, Prentice-Hall, Inc, New Jersey, 1980

[3] PRESEČKI, P., KOVAČ, M. Implementation of kinematic restrictions in analyses of complex spatial models, International conference on bridges, Dubrovnik 2006

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 3

Tanya CHARDAKOVA[1], Marina TRAYKOVA[2]

COMPARISON OF THE SUSTAINABILITY OF DIFFERENT TECHNIQUES FOR THE STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

SUMMARY

The comparison of the sustainability of different techniques for the strengthening of reinforced concrete beams is made first qualitatively by discussing the pros and cons of the different techniques, and then quantitatively by a numerical example. A simply supported beam is considered in the example. The considered strengthening techniques are by reinforced concrete and by FRP. The environmental impact is evaluated by: green house gasses, water consumption, energy consumption and self-weight of the strengthening. The improvement of the occupational comfort is evaluated by the the deformation of the beam, the architectural impact of the strengthening and the disruption of the comfort of occupation at adjacent operational parts of the building during construction. Based on the comparison of the results, some general conclusions are made.

Keywords: retrofitting, environmental impact, occupational comfort

Тања ЧАРДАКОВА[1], Марина ТРАЈКОВА[2]

СПОРЕДБА НА ОДРЖЛИВОСТА НА РАЗЛИЧНИ ТЕХНИКИ ЗА ЗАЈАКНУВАЊЕ НА АРМИРАНО БЕТОНСКИ ГРЕДИ

РЕЗИМЕ

Во овј труд е направена споредба на одржливоста на различни техники за зајакнување на армирано бетонски греди и тоа прво квалитативно, со разгледување на добрите и лошите страни на различни техники, а потоа квантитативно со нумерички примери. Како пример во трудот се разгледува проста греда. Се разгледуваат техники на зајакнување со дополнителни армирано бетонски слоеви и со FRP. Влијанието врз животната средина е оценето според: стаклениčките гасови, потрошувачката на вода, потрошувачката на енергија и сопствената тежина на зајакнувањето. Подобрување на функционалната удобност е оценета според деформацијата на гредата, архитектонското влијанието на зајакнувањето и нарушувањето на функционалната удобност на соседните оперативни делови од објектот за време на изведбата. Врз основа на направентана споредба на резултатите, донесени се некои општи заклучоци.

Клучни зборови: надградување, влијание врз животната средина, функционална удобност

[1] PhD, Department of reinforced concrete structures, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, tanq_chardakova@abv.bg
[2] Prof. PhD, Department of reinforced concrete structures, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, marina5261@abv.bg

1. INTRODUCTION

Slabs and their supports – the beams, are subjected directly to different loads during the life of the structure and usually they are more vulnerable to damages than the other structural elements. The paper is a continuation of a previous research on slabs [1] but the analysed elements in this case are the beams.

Strengthening of reinforced concrete (RC) structures is required due to inadequate maintenance, excessive loading, change in use or in code of practice, and/or exposure to adverse environmental conditions. The structural preservation is related to the sustainable management of the existing buildings and it is an important step towards ensuring sustainable environment. The retrofitting of an existing structure increases the possibility for extending the service life of the building, improving the occupational comfort and reducing the environmental impact.

Usually the strengthening of the beams is necessary in the following cases: 1) insufficient bearing capacity for Ultimate Limit States – insufficient capacity for bending and/or shear; 2) insufficient capacity for Service Limit States – inadmissible cracks and deflections, inadmissible stresses, vibrations etc.

The techniques, used for strengthening of slabs and beams as main structural elements, must be sustainable, in order to achieve the total sustainability of the retrofitting process.

2. QUALITATIVE COMPARISON OF DIFFERENT TECHNIQUES FOR THE STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

The choice of correct technical approach for the retrofit is the main purpose of the design of the program for rehabilitation and strengthening.

Two of the most popular techniques for strengthening of RC beams are considered in this paper: by reinforced concrete and by fiber reinforced polymer. The strengthening by reinforced concrete usually is with RC jacket on three sides of the beam, but additional concrete layer at the top of the beam may sometimes be more appropriate for technological reasons. The selection of the most appropriate method depends on the amount of strengthening required, the location where strengthening is required, architectural requirements, simplicity and speed of application, sustainability of the design solution and total cost of the interventions. This paper is focused on the sustainability of the three described above strengthening techniques.

Pros of strengthening by adding concrete layer at the upper side of the beam:

- the capacity of the beam for bending moments and shear forces increase significantly;
- no design reinforcement is required, as this is usually the compression zone; t
- the old-new concrete connection can be ensured only by appropriate treatment of the contact surface; the lower reinforcement ratio would usually mean lower environmental impact;
- the stiffness of the beam increases significantly, thus its deflection and also the deflection of the slab it is supporting decreases; this leads to improvement of the occupational comfort of the building;
- if strengthening of the slabs is also needed, the whole system can be strengthened at the same time, thus providing better connection of the slabs with their supporting beams without the need of excessive drilling for dowels.

Cons of strengthening by adding concrete layer at the upper side of the beam:

- the added layer is usually quite thick and large quantity of concrete is needed for the strengthening;
- in most cases this technique is only possible if it is hidden in infill wall;
- if there is an infill wall over the beam, it should be removed before the strengthening and replaced after it;
- the self weight of the strengthening material cannot be neglected, so there is an increase of the load of the substructure;
- formworks are necessary for the construction process; also if the capacity of the existing beam is poor, some temporary supports may be needed;

- the construction includes wet processes.

Pros of strengthening by shotcreting at three sides of the beam:

- the capacity of the beam for bending moments and shear forces increase significantly;
- the existing cracks are partially filled, the concrete cover of the existing reinforcement is increased several times, thus the durability of the beam is increased;
- the architectural impact is minimal;
- if strengthening of the slabs is also needed, the whole system can be strengthened at the same time, thus providing better connection of the slabs with their supporting beams.

Cons of strengthening by shotcreting at the three sides of the beam:

- application of either mechanical or chemical dowels is required to ensure the old-new concrete connection; this increases the quantity of the used materials, as well as the energy needed for the interventions;
- if there is an infill wall below the beam, it should be partly removed before the interventions and rebuild after that;
- the shotcreting technique is quite energy consuming one.
- if adjacent parts of the building are operational during the interventions, the shotcreting process may cause the occupants considerable discomfort.

Pros of strengthening by FRP jacket:

- as the material is very effective, very small quantities are sufficient for the strengthening;
- the self-weight of the strengthening material is insignificant, so there is no additional load for the substructure;
- there is practically no architectural impact;

Cons of strengthening by FRP jacket:

- the green houses emissions and the embodied energy of a unit of the material are much larger than those of concrete or steel;
- the increase of the beam stiffness after strengthening is insignificant;
- when applied on low-strength concrete, the FRP is not very effective
- if there is an infill wall below the beam, it should be partly removed before the interventions and rebuild after that, unless the strengthening is designed only on the sides of the beam (this is possible for small required quantities of strengthening material for bending and is not as effective as the application of the FRP laminates at the bottom side of the beam).

3. QUANTITATIVE COMPARISON OF DIFFERENT TECHNIQUES FOR THE STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

3.1. Description of the examined beam before and after strengthening

For the quantitatively comparison a simply supported beam is considered. The clear length of the beam is 590cm (Figure 1). Its section 50/25cm is shown at Figure 2. The concrete is equal to class C12/15. The longitudinal reinforcement is 4Φ20 with characteristic yielding stress 420MPa. The transversal reinforcement is Φ8/20cm with characteristic yielding stress 235MPa. The concrete cover is 15mm. The beam is supporting two-way spanning slabs on both its sides. The slabs' height is 12cm and clear dimensions in plan 590/425cm (Figure 1). The characteristic permanent load of the slabs is 5,4kN/m^2 and the characteristic variable load is 3kN/m^2.

The capacity of the beam for bending and the quantity of the transverse reinforcement are insufficient, so strengthening is needed. For the design of the strengthening initial loading equal to the self-weight of the structure is considered. The strengthening materials are: concrete C20/25; reinforcement B500; FRP for bending – plates of carbon fiber in epoxy matrix (in 0,68:0,32 ratio) with elastic modulus 170GPa, tensile strength 3100MPa and density 1,61g/cm^3; FRP for shear – unidirectional carbon fiber

fabric with elastic modulus 230GPa, tensile strength 4830MPa and weight 300g/m^2 in 640g/m^2 corresponding epoxy resin.

The design of the strengthening of the beam by additional concrete layer is shown at Figure 3, by shotcreting – at Figure 4, and by FRP – at Figure 5.

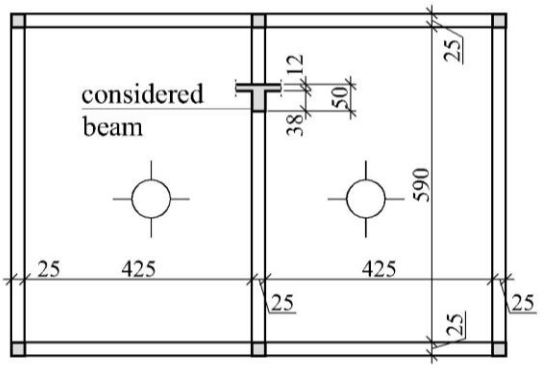


Figure 1. Plan of the floor structure

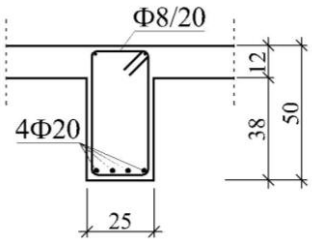


Figure 2. Cross-section of the beam

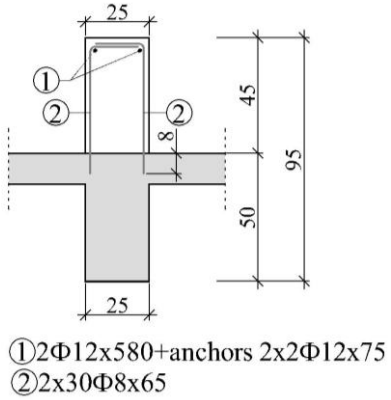


Figure 3. Cross-section of the beam strengthened by additional concrete layer

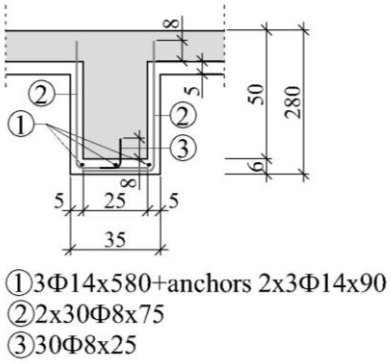


Figure 4. Cross-section of the beam strengthened by shotcreting

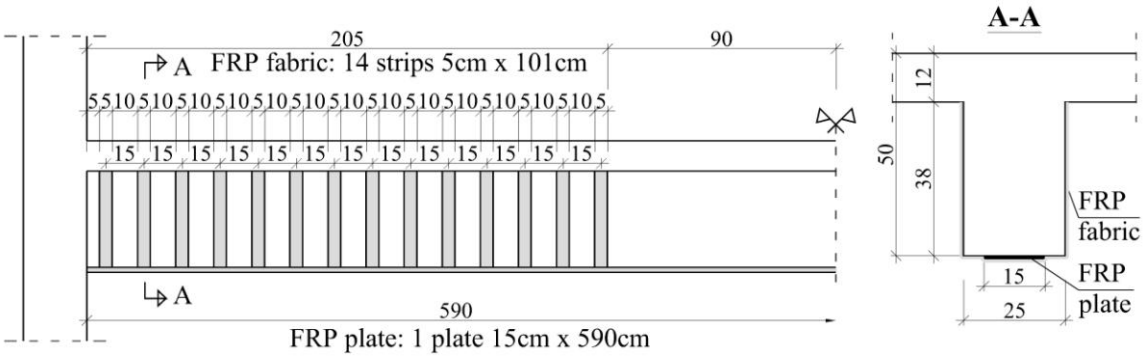


Figure 5. Side view and cross-section of the beam strengthened by FRP

According to the design of the strengthening, the following quantities of the materials are needed:

- for the shotcreting: concrete 0,348m^3 (5cm on the sides, 6cm at the bottom), reinforcement 48,26kg, corresponding to: 3Φ14x580cm longitudinal reinforcement, anchored in the column with 3Φ14x90cm at each side (position 1 at Figure 2); 30Φ8/20cm stirrups, designed with two lapping L bars with 75cm length each (position 2 at Figure 2); 30Φ8/20 dowels with 25cm length (position 3 at Figure 2);
- for the added concrete layer: concrete 0,664m^3 (the added layer is 25/45cm), reinforcement 28,35kg, corresponding to: 2Φ12x580cm longitudinal reinforcement, anchored in the column with 2Φ12x75cm at each side (position 1 at Figure1); 30Φ8/20cm stirrups, designed with two lapping L bars with 65cm length each (position 2 at Figure 2);
- for the FRP strengthening: FRP 3,323kg, corresponding to: 1 plate with width 15cm and length 590cm; 2x14 strips of fabric in epoxy resin with width 5cm and length 101cm.

The quantities of the materials for a unit of the beam are shown at Table 1.

3.2. Ecological footprint factor

For the comparison of the ecological footprint of the techniques the following parameters are considered (the unit values for the embodied energy and the CO_2 emissions are according to [2], [3], [4]):

- embodied energy of the materials (*EE*) - 1,11MJ/kg concrete, 24,6MJ/kg reinforcement steel, 218,8MJ/kg FRP;
- CO_2 emissions - 0,159kgCO_2/kg concrete, 1,71kgCO_2/kg reinforcement steel, 5kgCO_2/kg FRP;
- water (*W*), directly consumed for the interventions (water, needed for the production of the material components is not considered) - 200l/m^3 concrete;
- the added weight of the strengthening (*M*).

The ecological footprint factor $K_{EF,i}$ of the i^{th} technique, introduced in [1], adopting equal importance of the considered parameters, is used for quantification of this parameter - Eq. (1):

$$K_{EF,i} = \frac{EE_i}{\sum EE_i} + \frac{CO_{2,i}}{\sum CO_{2,i}} + \frac{W_i}{\sum W_i} + \frac{M_i}{\sum M_i} \quad (1)$$

The calculations of the ecological footprint factor of each technique are shown at Table 1.

Strengthening technique	concrete	reinf. steel	FRP	embodied energy	CO_2	water consumption	self-weight of strengthening	**ecological footprint factor**
	m^3/m	kg/m	kg/m	MJ/m	kgCO_2/m	l/m	kg/m	
additional concrete layer	0,113	4,81		406	49,4	23	264	**0,581**
shotcrete	0,059	8,18		352	35,6	12	144	**0,375**
FRP			0,563	123	2,8	0	0,6	**0,043**

Table 1. Quantities of the strengthening materials for 1m of the beam and ecological footprint factor for the different strengthening techniques.

3.3. Occupational comfort factor

For the comparison of the occupational comfort of the techniques the following parameters are considered:

- deformation of the beam D_i, evaluated indirectly by the effective length l_{eff} to reduced height of the strengthened beam $h_{red,i}$ ratio;
- architectural impact of the strengthening AI_i, evaluated by subjective factor $k_{AI,i}$ (assuming larger values for larger impact);

- disruption of the comfort of occupation DC_i at adjacent operational parts of the building during construction evaluated by subjective factor $k_{DC,i}$ (assuming larger values for larger impact).

An occupational comfort factor $K_{OC,i}$ of the i^{th} technique is used, accounting for the importance of the considered parameters - Eq. (2):

$$K_{OC,i} = \frac{3}{6}.\frac{D_i}{\sum D_i} + \frac{2}{6}.\frac{AI_i}{\sum AI_i} + \frac{1}{6}.\frac{DC_i}{\sum DC_i} \tag{2}$$

where:

$$D_i = \frac{l_{eff,i}}{h_{red,i}}.\frac{1}{\sum \frac{l_{eff,i}}{h_{red,i}}} \tag{3}$$

$$AI_i = \frac{k_{AI,i}}{\sum k_{AI,i}} \tag{4}$$

$$DC_i = \frac{k_{DC,i}}{\sum k_{DC,i}} \tag{5}$$

The reduced heights of the beams, strengthened by additional concrete layer $h_{red,ACL}$, by shotcreting $h_{red,SC}$ and by FRP $h_{red,FRP}$, are calculated for the width of the existing beam b_{exist}, the height of the beam after strengthening h_{ACL}, h_{SC} or h_{FRP}, respectively, the area of the steel reinforcement A_{steel}, the area of the FRP A_{FRP}, the corresponding elastic modulus of the materials $E_{concrete}$, E_{steel} and E_{FRP}:

$$h_{red,ACL} = h_{ACL} + \frac{\frac{A_{steel}}{b_{exist}}.\frac{E_{steel}}{E_{concrete}}}{b} = 95 + \frac{12,56}{25}.\frac{20000}{3000} = 98,3 \text{ cm}$$

$$h_{red,SC} = h_{SC} + \frac{A_{steel}}{b_{exist}}.\frac{E_{steel}}{E_{concrete}} = 56 + \frac{(12,56 + 4,62)}{25}.\frac{20000}{3000} = 60,6 \text{ cm}$$

$$h_{red,FRP} = h_{FRP} + \frac{A_{steel}}{b_{exist}}.\frac{E_{steel}}{E_{concrete}} + \frac{A_{FRP}}{b_{exist}}.\frac{E_{FRP}}{E_{concrete}} = 50 + \frac{12,56}{25}.\frac{20000}{3000} + \frac{0,14.15}{25}.\frac{17000}{3000} = 53,8 \text{ cm}$$

The calculations of the occupational comfort factor of each technique are shown at Table 2.

Strengthening technique	deformation	architectural impact	disruption of comfort during construction	**occupational comfort factor**
additional concrete layer	0,225	0,667	0,267	**0,379**
shotcrete	0,365	0,267	0,667	**0,382**
FRP	0,411	0,067	0,067	**0,239**

Table 2. Occupational comfort factor for the different strengthening techniques.

3.4. Sustainability factor

The smaller the factors are, the more sustainable the strengthening technique is. The final sustainability factor $K_{S,i}$ is calculated by Eq. (6):

$$K_{S,i} = \frac{3}{4}.\frac{K_{EF,i}}{\sum K_{EF,i}} + \frac{1}{4}.\frac{K_{OC,i}}{\sum K_{OC,i}} \tag{6}$$

The calculations of the sustainability factor of each technique are shown at Table 3.

Strengthening technique	ecological footprint factor	occupational comfort factor	**sustainability factor**
additional concrete layer	0,581	0,379	**0,531**
shotcrete	0,375	0,382	**0,377**
FRP	0,043	0,239	**0,092**

Table 3. Sustainability factor for the different strengthening techniques.

3.5. Analysis of the results

The numerical example solved in this paper shows that the strengthening of beams with FRP has much smaller ecological footprint than the strengthening with reinforced concrete. The shotcreting at three side of the beam may prove to be much more sustainable in that sense than the additional concrete layer at the upper side of the beam, especially if the initial loading before strengthening is with high value or the existing longitudinal reinforcement is weak.

In terms of occupational comfort again the FRP technique is the most favorable due to its insignificant architectural impact and small disruption of the comfort of occupation during construction, which compensate for the minor stiffening of the beam. The strengthening by additional concrete layer has the larger architectural impact, but stiffens the beam the most. The strengthening by shotcreting disrupts the comfort of occupation during construction the most. The total occupational comfort factor of the two techniques is practically the same.

As a whole, not accounting for the economical parameters, the FRP strengthening proves to be the most sustainable by far, while the adding of a concrete layer at the top of the beam is distinguished as the most unsustainable.

3.6. Comparison of the sustainability of the techniques for beams and slabs

The sustainability factors of the beam, considered in this paper, are compared to the sustainability factors of a one-way and of a two-way slab, given in [1]. The considered parameters are similar, with the exception of parameters typical for only one of the elements, like insulation properties of the slabs. The results are given in Table 4.

Strengthening technique	Beam	one-way slab		two-way slab	
	$K_{S,B}$	$K_{S,1}$	$K_{S,1}/K_{S,B}$	$K_{S,2}$	$K_{S,2}/K_{S,B}$
additional concrete layer	0,531	0,431	0,812	0,517	0,974
shotcrete	0,377	0,445	1,181	0,341	0,905
FRP	0,092	0,124	1,343	0,142	1,540

Table 4. Comparison of the sustainability factors of the beam and the slabs for the different strengthening techniques.

As a whole in this particular case, the results of the two-way slab are closer to the results of the beam, even if the difference in the sustainability factor of the FRP strengthening is more than 50%. The difference of the results of the one-way slab compared to the beam is around 20-30%. More importantly, in this case the least sustainable technique is no longer additional concrete layer, but shotcreting.

However, the results are strongly dependable of the properties of the existing structure and the value of the initial loading - it influences the size of the additional concrete layer a great deal more than the quantity of the reinforcement when shotcreting is used.

4. CONCLUSION

In this paper the sustainability of a beam is evaluated quantitatively using a number of different factors, some of which are subjective. The results are compared to a similar research on slabs. The analysis of the results shows that the same technique may be sustainable for one element, and not so

much so for another. As usually one technique is used for the whole structure and keeping in mind that the results depend strongly on the properties of the existing structure it can be concluded that each particular case in the practice should be evaluated independently if the most sustainable one is to be evaluated.

However, all the results are conclusive on the superiority of the FRP strengthening in terms of sustainability, having 2.4 to 5.8 times smaller sustainability factor than the other evaluated techniques - adding of concrete layer at the top of the element and shotcreting. It should be noted that this results do not account for the economical factors.

REFERENCES

[1] Chardakova, T., Traykova, M. (2015). "Comparison of the Sustainability of Different Techniques for the Strengthening of Reinforced Concrete Slabs" 2nd International Academic Conference on Places and Technologies June 18 - 19, Nova Gorica, Slovenia

[2] Hammond, G., Jones, C. (2008). "Inventory of Carbon & Energy (ICE) Version 1.6a". Sustainable Energy Research Team, Department of Mechanical Engineering, University of Bath, UK

[3] Mara, V., Haghani, R., Harryson, P. (2014). "Bridge Decks of Fibre Reinforced Polymer (FRP): A Sustainable Solution" Construction and Building Materials 50: 190-199

[4] Suzuki, T., Takahashi, J. (2005). "Prediction of Energy Intensity of Carbon Fiber Reinforced Plastics for Mass-Produced Passenger Cars" The Ninth Japan International SAMPE Symposium Nov.29 - Dec.2: 14-19

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 4

Kenneth C. CRAWFORD[1]

A CONCEPT TO EVALUATE CFRP-PLATE BOND CONDITION ON FRP-STRENGTHENED M1 AND M2 BRIDGES

SUMMARY

The purpose of this paper is to present a testing protocol to evaluate the bond condition of the CFRP (carbon fiber-reinforced polymer) structural systems applied to the 19 highway bridges on the M1 and M2. With the strengthened bridges in service 15 years are all CFRP plates still 100% bonded to structural members? This paper presents a field testing procedure to test CFRP plate bond condition using a mobile hammer device producing frequencies which are a function of bond condition. The testing protocol produces unique frequency spectrums for each applied CFRP plate. The goal is to identify areas of de-bonded CFRP plates. The mobile device enables bridge engineers to rapidly evaluate CFRP plate bond conditions on multiple bridges in a national highway system.

Keywords: bridges, non-destructive testing, CFRP plates, bond, impact-echo, low-frequency

Кенет К. КРАФОРД[1]

КОНЦЕПТ ЗА ПРОЦЕНКА НА СОСТОЈБАТА НА ВРСКАТА НА CFRP ПЛОЧИ КАЈ FRP ЗАЈАКНАТИ МОСТОВИ ОД АВТОПАТОТ М1 И М2

РЕЗИМЕ

Целта на овој труд е да се претстави протоколот за тестирање за проценка на состојбата на врските кај CFRP системите применети на 19 мостови на автопатот М1 и М2. Тука се поставува прашањето дали и после 15 години врските помеѓу CFRP плочите и останатите конструктивни елементи се 100% одржани? Во овој труд е прикажана постапката за тестирање на состојбата на врските кај CFRP плочите со користење на мобилен уред – чекан кој произведува фреквенции во зависност од состојбата на врската. Од тестирањето се добива уникатен спектрум на фреквенциии за секоја CFRP плоча. Целта е да се идентификуваат областите на CFRP плочите каде врската е нарушена. Мобилниот уред им овозможува на инженерите брзо да ја оценат состојбата на врската на CFRP плочите на повеќе мостови.

Клучни зборови: мостови, недеструктивна метода за испитување, CFRP плочи, ехо-ефект, ниска фрекфенција

[1] Principal, Crawford Technologies and Applications LLC, Crawfordsville, Indiana 47933 USA
ken.crawford69@wabash.edu

1. INTRODUCTION

The load performance of CFRP-strengthened RC highway bridges is a function of the bond-interface behavior in the CFRP laminate-epoxy-concrete structural system. It is necessary to periodically evaluate the bond condition of the CFRP laminates applied to bridges to monitor potential changes (deteriorations) in bridge load performance. For transportation infrastructure owners, and in particular owners of highway bridges strengthened with CFRP systems, one primary concern is the long-term durability of the CFRP systems and sustainment of the designed bridge load capacity. Bridge owners are faced with two primary questions: (1) How do CFRP structural systems on RC highway bridges perform over extended time (15+ years) under the influence of frequent cyclic loading (heavy truck traffic), moisture, and freeze-thaw cycles? (2) How can accurate field data be obtained on CFRP-plate bond condition to evaluate changes in load performance and to establish cost-effective maintenance procedures? This concern is magnified when a national highway system has a large number of strengthened bridges. CFRP plates with de-laminations can potentially produce deterioration in bridge performance. The NDT concept presented in this paper is one method for rapidly evaluating the bond condition of CFRP plates applied to multiple bridges in a national highway system. A CFRP-bridge inspection and maintenance program with periodic testing and evaluation of the CFRP plate bond condition is necessary to support and sustain long-term bridge performance.

1.1. Background

The Republic of Macedonia carried out a NATO funded program in 2001, to strengthen 19 highway bridges on the M2 and M1, European Corridor 8, connecting Albania to Bulgaria through northeastern Macedonia. CFRP-plate structural systems were applied to multiple bridges on the M2, and two bridges on the M1, to increase load capacity for heavy military vehicle traffic. This FRP application significantly increased the flexural bending moment of bridge structural members. A total of 14,600 meters of CFRP plates were applied to 19 bridges having a bonded area of 1,318 square meters (Crawford and Nikolovski, 2007). Consequently the condition of CFRP-concrete bond becomes a critical element in sustaining long-term bridge load performance. After 15 years the condition of the CFRP-concrete bond on the 19 bridges is an open question: Are the CFRP plates still 100% bonded to the bridge structural members? Is the current bridge load performance still being sustained by the designed CFRP-strengthened flexural bending moment? The challenge is having an effective field testing process to evaluate the CFRP-plate bond condition to determine if any changes in bridge performance have occurred. Since 2006 an additional 82 bridges in Macedonia have been strengthened and refurbished with FRP systems in varying applications. The NDT concept presented in this paper is an efficient method for evaluating CFRP plate bond condition on the M1 and M2 bridges.

1.2. Scope of CFRP Bridge Applications Requiring Bond Testing

The M2 and M1 bridges have varying degrees of CFRP laminations applied to the structural members of different types of slab and girder bridges. As an example Figures 1 and 2 illustrate the lengths of CFRP plates applied to two slab bridges, each having about one kilometer of CFRP material. Table 1 describes the length and area of CFRP plate material applied on ten of the 19 bridges. One example of the degree of CFRP strengthening applied to one slab bridge is illustrated by the bridge B2-N, Figure 1, at km marker 10+7 near Kumanovo on the M1. B2-N is a 46 meter bridge in three spans, 10.2 m wide, 66 cm thick, constructed in 1962 in accordance with YU Regulations PTP-5 for an M-25 vehicle.

Figure 1. Bridge B2-N on M1 - 938 meters

Figure 2. Bridge B36 on M2 – 1032 meters.

For this bridge the ultimate bending moment before strengthening was 399.8 kNm. The required ultimate bending moment after strengthening was 659.2 kNm, a 65% increase in the bending moment. 938 meters of CFRP plates were applied to the bridge to achieve the 659 kNm bending moment. To sustain this bending moment all plates must be 100% bonded to the bridge concrete. It therefore becomes necessary to periodically evaluate the condition of the laminate bond to verify the bridge load performance is still sustained by the applied CFRP system.

Selected CFRP-Strengthened Bridges on the M2 and M1					Total CFRP Plate Length (m) and Area (m^2)		
Bridge No.	**Location on M2/M1**	**Bridge Type**	**Bridge Length(m)**	**No. Spans**	**No. Plates**	**Plate Length**	**Plate Area**
B7	14+027	Girder	120	6	72	1478	116.1
B11	21+876	Slab	10	1	26	198	29.6
B18	38+444	Slab	36	1	54	218	32.6
B22	41+786	Slab	30	1	60	1308	196.3
B28	49+631	Girder	50	3	60	1210	100.6
B35	66+058	Girder	52	3	20	346	41.2
B36	67+409	Slab	21	2	80	1032	82.8
B37	68+452	Girder	17	1	36	415	34.4
B39	71+211	Girder	85	4	48	1778	146.2
B2-N	10+07 **M1**	Slab	46	4	96	938	112.5

Table 1. Length/Area of applied CFRP plates on selected M2 and M1 bridges

2. IMPACT-ECHO NDT EVALUATION OF CFRP-CONCRETE BOND

Among available methods of non-destructive testing (NDT) to evaluate the condition of FRP material bonded to concrete structures are thermal imaging, high-frequency radiation, laser vibrometry. The use of the impact-echo method provides an effective and low cost means of rapidly assessing bond condition of the CFRP laminate-epoxy-concrete structure applied to strengthened bridges. The advantage of this method over the other three methods is speed in testing long lengths of CFRP plates.

2.1. Impact-Echo Principle

The concept of impact-echo testing, invented at the U.S. National Bureau of Standards (NBS) in the mid-1980's, applies acoustic methods for non-destructive evaluation of concrete and masonry structures. The principle of the impact-echo method involves transmission of energy of a mechanical impact from a small steel sphere into the mass of a structure to generate transient sinusoidal stress (sound) waves. Low-frequency impact stress waves propagating into a structure are reflected by internal surfaces and flaws (Sansolone, 1998). The patterns present in the reflected waveforms and spectra provide information about the existence and locations of structural flaws, e.g. de-bonding. Impact-echo tests on concrete structures, such as CFRP plates applied to bridge structural members, produce distinctive waveforms and frequencies, in which dominant patterns in the number and distribution of peaks in the spectra are easily identified. Voids and de-laminations in the CFRP-concrete structure change waveform patterns (frequency spectra) which provide qualitative and quantitative information about the existence and location of the structural deficiencies (Ray, 2008).The quality of impact-echo testing data obtained from the CFRP-concrete structure is a function of the impact hammer configuration and the sinusoidal waveform it provides. The objective is to achieve maximum waveform resolution with optimized hammer sphere size and impact force. For the NDT device used in these tests, the force of each hammer impact on the surface of the CFRP plate was equal to 0.5 kg. The 0.5 kg impact force is sufficient for detecting de-bonding in CFRP plates.

The impulse signal generated by the hammer impact on the surface of the CFRP plate produces a complex sinusoidal waveform in the time domain with a unique frequency that has amplitude and phase. The objective of the test is to identify the waveform frequency of the impact and to determine how the frequency of the impacts changes over the length of the CFRP plate. With the Fourier

transform providing the frequencies of the time signals, changes in frequencies of the impact signals as the mobile device moves over the CFRP plate can be identified. If the impact frequencies across the CFRP plate are constant, the plate is bonded. Changes to lower frequencies indicate plate de-bonding.

2.2. Mobile Impact Machine

The NDT impact machine, Figure 3, is a four-wheel mobile device consisting of two spring-activated levers mounted 5 cm apart in an enclosed frame. One actuator wheel alternately lifts each lever 10 mm to drop impact bolts on the CFRP plate surface. Each lever is driven by an adjustable tension band to obtain a consistent 0.5 kg impact force on the CFRP plate. The impacts occur alternately along two parallel tracks on the plate (Crawford, 2011). The impact impulse energy is produced by a small steel sphere mounted on the oscillating lever. The size of the sphere is optimized to produce maximum input energy into the CFRP plate surface.

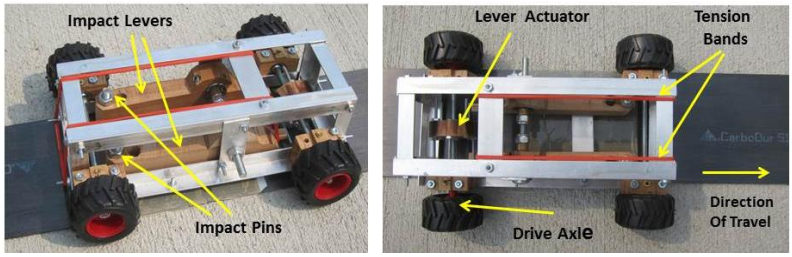


Figure 3. Mobile impact machine with dual light impact hammers

2.3. CFRP Test Plate

To test the impact machine, a 10 cm by 3.0 meter Sika CarboDur S1012 rigid plate, 12mm thick, Figure 4, was fixed with double-backed adhesive tape (in place of epoxy) on a level concrete surface. The bonding adhesive was spaced to create ten, six, four, and two cm delaminated areas (de-bonded) between the plate and the concrete. In Figure 4the de-bonded areas are marked in gray on the plate surface, showing their relationship to the bonded areas along the length of the test plate. The frequencies generated by the multiple impacts on the CFRP test plate, Figure 4, are shown on two horizontal lines, each with varying sets of vertical lines. Each vertical line is a single impact point with a unique frequency indicating a bonded plate on the 3.5 kHz line, a de-bonded plate on the 2.2 kHz line.

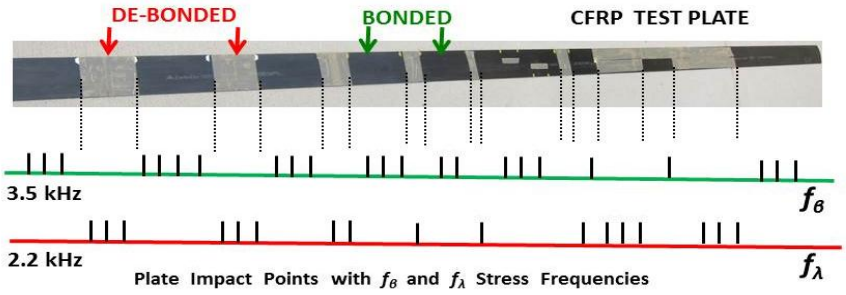


Figure 4. CFRP test plate with impact frequencies

3. TESTING PROTOCOL

The objective of this testing protocol is to develop the concept of applying the impact-echo technique to identify de-bonding of the epoxy-bond structure between CFRP laminates and concrete bridge structural members. The goal is to determine the feasibility of using this testing procedure in the field on CFRP-strengthened bridges. The testing protocol was conducted in two phases: (1) Performing the

impact-echo evaluation on the CFRP test plate and recording the impact frequencies (2) Analyzing the recorded signals for waveform structure and frequency variations on a spectrum analyzer.

3.1. Test Procedure

The mobile impact-echo machine shown in Figure 3 was moved (rolled) along the length of the CFRP test plate, Figure 4, at a constant speed. Each impact hammer lever was lifted alternately by an actuator wheel. With each drop of the lever the impact pin produced an impact stress wave (acoustic sound) every 3 cm, with the machine producing 32 impacts per meter across the surface of the CFRP plate. Figure 5 is a schematic of the impact device producing multiple stress waves with successive impacts on the CFRP plate bonded to the concrete bridge structure. Each impact produces a single acoustic signal with a specific frequency. The frequency produced is a function of the bond condition at that point on the CFRP plate.

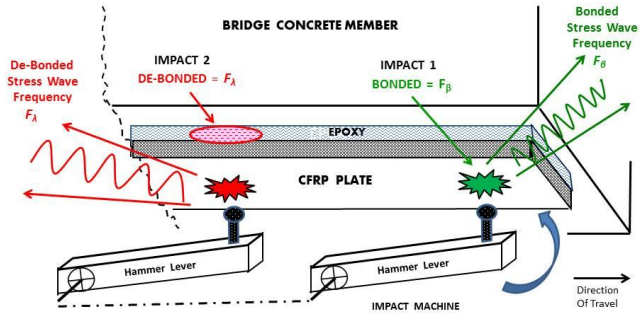


Figure 5. Schematic of stress waves produced by impact machine

Impact 1 on a bonded plate in Figure 5 produces a stress wave with frequency f_β. Impact 2 on a de-bonded area produces a stress wave with a lower frequency f_λ. Multiple runs with the impact device were conducted over the length of the CFRP test plate. The impact signals are received by a frequency transducer mounted on the device and are recorded on a broad-band receiver for further analysis.

3.2. Test Results

The series of test impacts on the length of the CFRP plate produced 32 sinusoidal signals per meter over the bonded and de-bonded areas of the 3.0 meter plate. The change in frequencies between the two CFRP-bond states (bonded versus de-bonded) was distinct and measurable. This means the varying bond conditions of the CFRP plate did produce different frequencies. Test results with successive impacts on the CFRP test plate indicated voids (plate de-laminations) were present when $f_\lambda < f_\beta$. The recorded impact signals were fed into a Tektronix 2712 signal analyser to display the range of frequencies produced by the bonded and de-bonded areas of the CFRP test plate. To do this the recorded signals were first connected into a pre-amplifier with an RF (radio frequency) carrier frequency. The RF frequency F_c transmits (carries) the recorded audio waveforms into the Tektronix 2712 signal analyser displaying the frequency spectra of the impact signals, shown in Fig. 6 as smaller peaks right of the larger F_c carrier frequency peak. Both the bonded frequencies of 3.5 kHz and the de-bonded frequencies of 2.2 kHz are clear and distinct. Each frequency has a measurable separation from the carrier frequency F_c in the range from 1.0 to 5.0 kHz. In this particular test the amplitudes of the bonded versus de-bonded signals differ by -10 dbm. The peak left of the carrier is the negative harmonic of the impact frequency to the right of the carrier frequency.

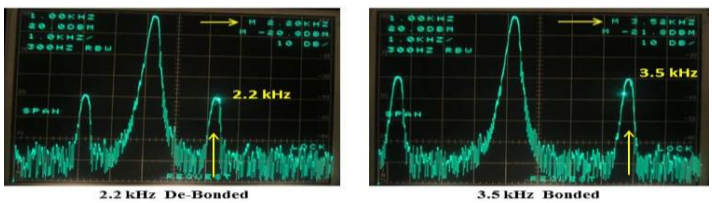


Figure 6. Frequency spectrum display of bonded and de-bonded frequencies

For this impact sequence the signal analyser indicated the frequency f_β for bonded CFRP plate was 3.5 kHz, also displayed on the oscilloscope in Figure 7. The frequencies for de-bonded areas of the CFRP plate over the 10 cm void fell in a narrow frequency range around 2.2 kHz, figure 6. The impact frequencies f_λ for the de-bonded areas were 40% lower than the impact frequencies $f_\beta$for bonded areas. It was noted the range of frequencies $f_\lambda$over the ten, six, and four cm voids were consistent and remained in a range 40% below the bonded frequencies. The recorded signals were also played back on a Tektronix 425 dual-trace oscilloscope to display the structure and waveform of the impact signals. The impact signals were displayed on the top trace, Figure 7, with a 2.5 kHz sawtooth reference signal on the bottom trace.

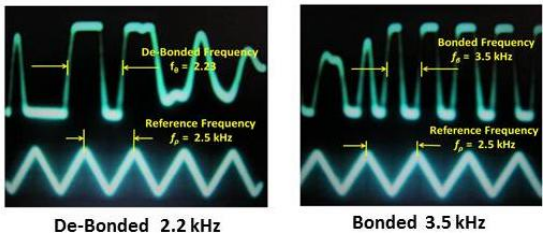


Figure 7. Oscilloscope display impulses

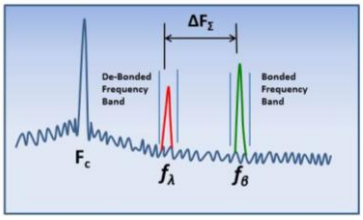


Figure 8. Impact signals frequency bands

When the CFRP plate is 100% bonded all impact frequencies fell in a specific and narrow frequency band, as illustrated in Figure 8, with frequency f_β .The de-bonded frequencies also fell within a narrow frequency band as shown by frequency f_λ. The difference between bonded frequency f_β and de-bonded frequency $f_\lambda$is represented by $\mathbf{\Delta F_\Sigma}$, Figure 8. The frequency difference $\mathbf{\Delta F_\Sigma}$is a function of the condition of the CFRP-concrete bond and expresses the degree of de-bonding of the CFRP plate over the length of the plate. When $\mathbf{\Delta F_\Sigma} = 0$, de-bonded frequencies f_λ are not present, meaning the CFRP plate is fully bonded. If $\mathbf{\Delta F_\Sigma} > 0.5$ kHz then some de-bonding of the CFRP plate may have occurred. The degree of de-bonding can be quantified in terms of number of de-bonded frequencies occurring per meter over the length of the CFRP plate. This is accomplished by counting the number of impacts per meter producing f_λ frequencies using a distance timing signal on the NDT device. The number of timing signals from the starting point will determine the location of the de-bonded areas on the plate. As the number of f_λ frequencies are recorded with their locations an accurate diagram of the de-bonded areas of the CFRP plate can be plotted and quantified. The data produced with this impact-echo method provides bridge engineers an extensive picture of the CFRP plate bond condition. As bond evaluation tests are performed in periodic bridge maintenance protocols, the long-term bond durability of the CFRP-structural systems applied to the M2 and M1 bridges can be determined,

4. CONCLUSION

Owners using CFRP-structural systems on large numbers of bridges within a national transportation system have an ongoing requirement to evaluate the bond condition of FRP composites applied to the M1 and M2 bridges to monitor long-term bridge load performance. The development of the mobile impact machine presented in this paper provides a procedure to rapidly evaluate CFRP plate bond condition on the M1 and M2 bridges.

REFEREENCES

[1] CRAWFORD K, NIKOLOVSKI T, (2007) The Application of ACI 440 for FRP System Design to Strengthen 19 Concrete Highway Bridges on European Corridor 8", 8th International Conference on Fiber Reinforced Polymer for Reinforcement of Concrete Structures, Paper 15-4, pp 570-571

[2] CRAWFORD K, (2008) Measuring Performance of Concrete Bridges Strengthened with FRP-Structural Systems, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-V), Paper 53

[3] CRAWFORD K, (2011) Non-Destructive Testing of FRP-Structural Systems Applied to Concrete Bridges, International Symposium on Nondestructive Testing of Materials and Structures, Paper 102

[4] RAY BC, CLEGG DW, HASAN ST (2008) Evaluation of Defects in FRP Composites by NDT Techniques, Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol 26

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Živko P. CUCKIĆ[1], Jiri WITZANY[2], VesnaCUCKIC[3]

OPTIMIZATION SYSTEM MORAVAMONT -NEW PROJECT OF MORAVAMONT 2000FOR CONSTRUCTION IN SEISMIC CONDITIONS

SUMMARY

The article is devoted to describe the optimization system named “Moravamont”. Factory 'Moravamont' from Gnjilane is one of the four plants in the system 'Vemont' in the former Republic of Yugoslavia. Apart from the system 'Vemont' the factory owns a panel system 'Adrijamont' as well as the IMS system introduced by prof. Branko Žeželj. A structure P +12 floors is selected for further study and presented as an illustration of the most representative example of a structure design behavior on a non-linear ground that, in a certain way, shows the privilege of the Moravamont System application during seismic conditions.

Клучни зборови: adhesion prestressing, slabs, column, reinforcement, IMS system

Живко П. ЦУЦКИЌ[1], Јири ВИТЗАНИ[2], Весна ЦУЦКИЌ[3]

ОПТИМИЗАЦИОНЕН СИСТЕМ МОРАВАМОНТ-НОВ ПРОЕКТ НА МОРАВАМОНТ 2000 ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ ВО СЕИЗМИЧКИ УСЛОВИ

РЕЗИМЕ

Трудот има цел да го опише системот за оптимизација, наречен "Moravamont". Фабриката „Moravamont "од Гњилане е една од четирите фабрики во системот „Vemont“ во поранешна Република Југославија. За разлика од системот „Vemont“ 'Фабриката поседува панелен систем „Adrijamont ", како и ИМС системот воведен од страна на проф. Бранко Жежељ. Конструкција составена од П +12 ката е избрана за натамошно истражување и е претставена како илустрација на најрепрезентативен пример за проектирање на една конструкција со примена на нелинеарно однесување, и на одреден начин покажана е предноста на примената на системот Моравамонт во сеизмички услови.

Клучни зборови: атхезионо преднапрегање, плоча, столб, ИМС систем

[1] MSc, Novi Sad, dadge_serbia@yahoo.com
[2] Prof. PhD, DSc., Rector Emeritus, witzany@fsv.cvut.cz
[3] BSc, Faculty of Civil Engineering and Architecture in Priština, vesnacuckic@yahoo.com

1. INTORDUCTION

1.1 Factory 'Moravamont' from Gnjilane

Factory 'Moravamont' from Gnjilane is one of the four plants in the system 'Vemont' in the former Republic of Yugoslavia. Apart from the system 'Vemont' the factory owns a panel system 'Adrijamont' as well as the IMS system of prof. Branko Žeželj. Next, the factory has its own raw material base-quarry, a concrete base as well as the contemporary hydraulic mold (steam curing), steel fixing equipment, internal transport system and all the necessary facilities which can be found in the enclosed documentation. In addition to the adhesive prestressing it also has the possibility to expand the core range of its products by the usage of the universal prestressing on the pathway and the innovation within the system as well as the possible combinations. This idea of the combination was supported by my prof. Momir Krastavčević at the post-graduate studies in Niš, in 1985.

Figure 1. Factory MORAVAMONTinGnjilane

2. ANALYSIS OF THE SYSTEM

A structure P +12 floors is selected for further study and presented as an illustration of the most representative example of a structure design behavior on a non-linear ground that, in a certain way, shows the privilege of the Moravamont System application during seismic conditions.

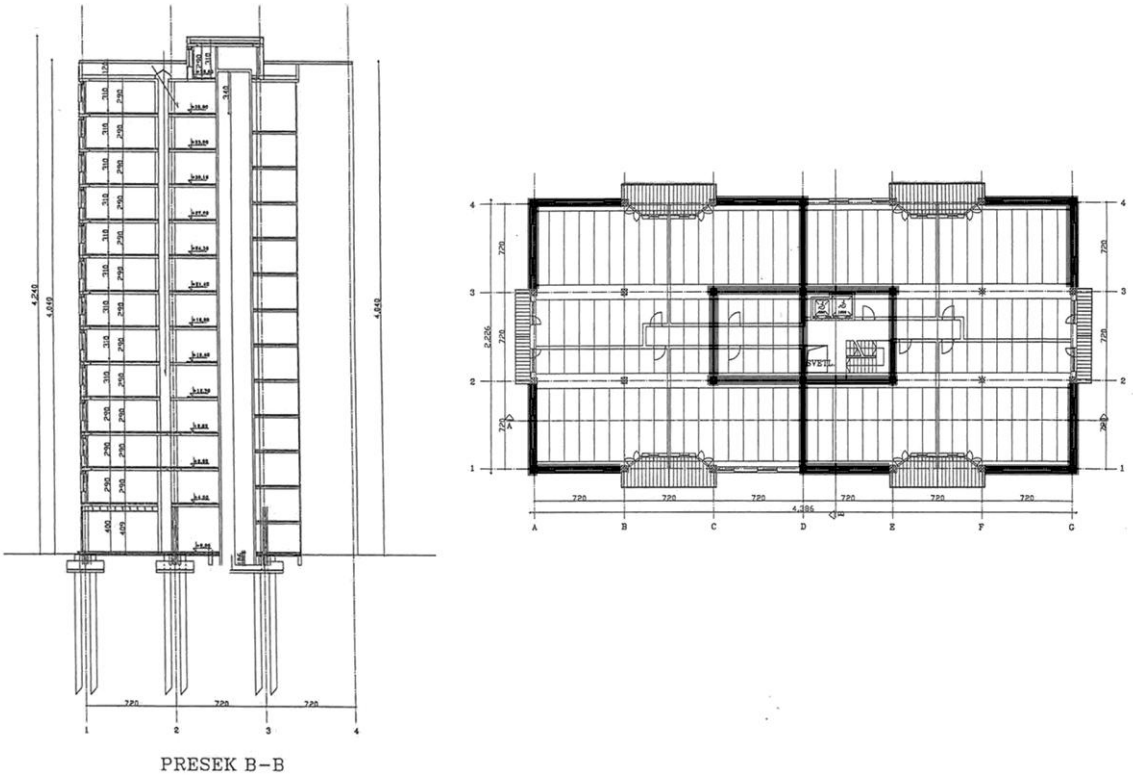


Figure 2. Typical floor

Starting from the assumption that pillars and inter floor panels receive exclusively vertical load (static and dynamic) and panels (internal and facade) receive seismic load, there has been a new solution within innovated systems (skeletal and panel) entitled MORAVAMONT 2000.

The new system was analyzed for a typical object of 4,8 and 12 floors with level span of 7,2m in both directions.

For the new projected system, a complete static dynamic calculation based on TAUWER system was done. It showed that all the elements of the system: pillars of 50/50cm dimension, hollow panels of d= 20cm and reverse panel of 25cm in thickness satisfied all the influences of all forces that were applied by the law.

The entire seismic influence was also transferred to reinforced montage concrete panel of 17cm thickness and the supporting facade panel as well.

In the newly presented system Moravamont 2000 it was particularly important to produce (firstly new elements in construction) on the already existing technological foundation with minor changes, followed by monolithic processing of the compounds create the adequate rigidity using simple and quick montage. Pillars are 50/50cm and are made in length - height of three floors to 9 meters, and its continuing is at the middle of the floor height with the use of continuation of armature with the system ERICO LETON. As far as the connection between prestressed P-Panel and hollow inter floor panel is concerned, an elastic joint is created transversely. Such joint later on goes through monolithic processing with armature in both directions R Fi 20/12,5 and goes through the same procedure with the rest of the elements excellently.

Connection between pillars and prestressed-Panel is very simple. The panels rely on pillars with discharged vinklas at the floor height in the montage phase.

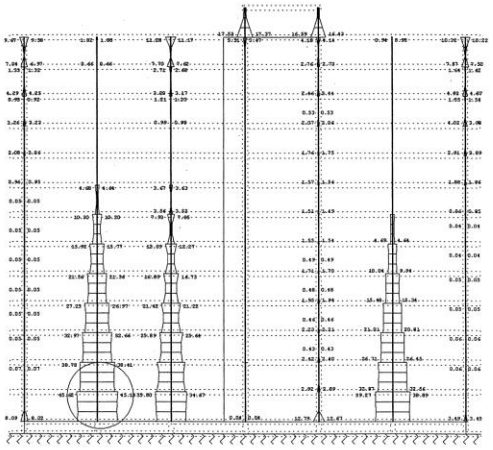
All that armature is connected with the network over the whole inter floor panel and is watered with concrete of 6cm in thickness, which realistically looked at, makes the panel turn into absolutely rigid in its plane, enabling the transfer of horizontal forces onto panels and facade walls.

Such newly formed Moravamont 2000 system, actually takes the best qualities of framed and panel system within Moravamont system and with minor technological changes it becomes economical and simple entirely prefabricated montage construction system.

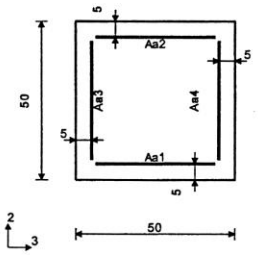
The idea of universal prestressing on trails which allows huge savings (especially with surface elements of P-panel) is the addition to the technology of this new system Moravamont 2000.

Unlike the existing technology of prestressing where the wires were placed only in a linear mode, and had to be wedged with rubber hose due to a big negative tension at the end of truss, in the new solution the wires are moved under a small angle until negative axis of elements, so as to follow “fizo” line of the truss by its length. The appearance of pivot force on the trail is eliminated by the abutments on the trail, because the forces are small due to the deflection angle (5-10) - Hoyer system (Fig 5.).

To produce the “sandwich panel” (of the facade) in horizontal molds which are equipped with hydraulic tools to lift the platform, to take the elements out and transport them in the vertical position to the place of finishing, we use the thermal treatment of the concrete with circulation of the warm water at 80 Celsius degrees in snakelike tubes. Each table has its own cover which can also be lifted with hydraulic device, and electrical heater installed on its internal side which conducts a thermic processing of that part of the facade sandwich which is above the layer for the thermal isolation. Dimensions of these molds (tables) are 12.000 x 36000 mm (Fig. 5.2).



Greda 942-658 MB 30 (RA 400/500)
PBAB 87



[cm]

li,2 = 2.90 m (λ2 = 20.09)
li,3 = 2.90 m (λ3 = 20.09)
Nepomerljiva konstrukcija

x = 0.00m
Merodavna kombinacija za savijanje:
1.60xI+1.80xII
N1u = -12022.70 kN
M2u = 20.94 kNm
M3u = 61.08 kNm
Merodavna kombinacija za torziju:
1.30xI+1.50xII+1.30xIII
M1u = -0.27 kNm
Merodavna kombinacija za smicanje:
1.30xI+1.50xII-1.30xIII
T2u = 77.06 kN
T3u = -15.68 kN
M1u = 0.13 kNm
εb/εa = -2.359/-1.606 ‰

Aa1 = 45.62 cm2
Aa2 = 45.18 cm2
Aa3 = 45.55 cm2
Aa4 = 45.17 cm2
Aa,uz = 0.00 cm2/m

Nivo: 1 [2.90] - PBAB 87
MB 30 (d,pl=31.0 cm)
Gornja zona: RA 400/500 (a=2.0 cm)
Donja zona: RA 400/500 (a=2.0 cm)

X=7.20 m; Y=7.20 m; Z=2.90 m
Pravac 1: (α=0°)
Merodavna kombinacija:
1.60xI+1.80xII
Mu = -421.89 kNm
Nu = 0.00 kN
εb/εa = -3.500/6.435 ‰
Ag1 = 42.60 cm2/m
Ad1 = 0.21 cm2/m

Pravac 2: (α=90°)
Merodavna kombinacija:
1.60xI+1.80xII
Mu = -166.73 kNm
Nu = 0.00 kN
εb/εa = -1.884/10.000 ‰
Ag2 = 15.27 cm2/m
Ad2 = 0.08 cm2/m

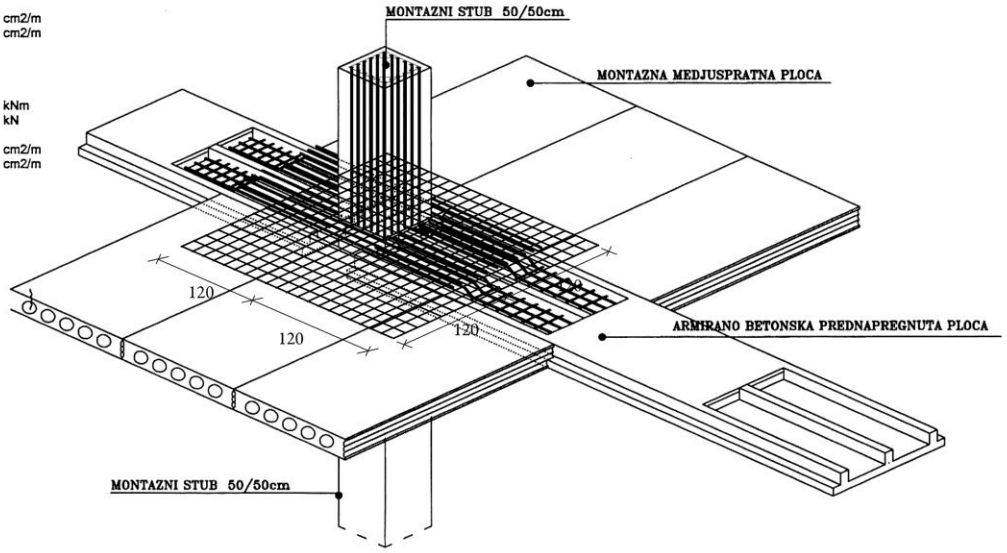


Figure 3. Tower programs for pillar

Connection between pillars and prestressed panel

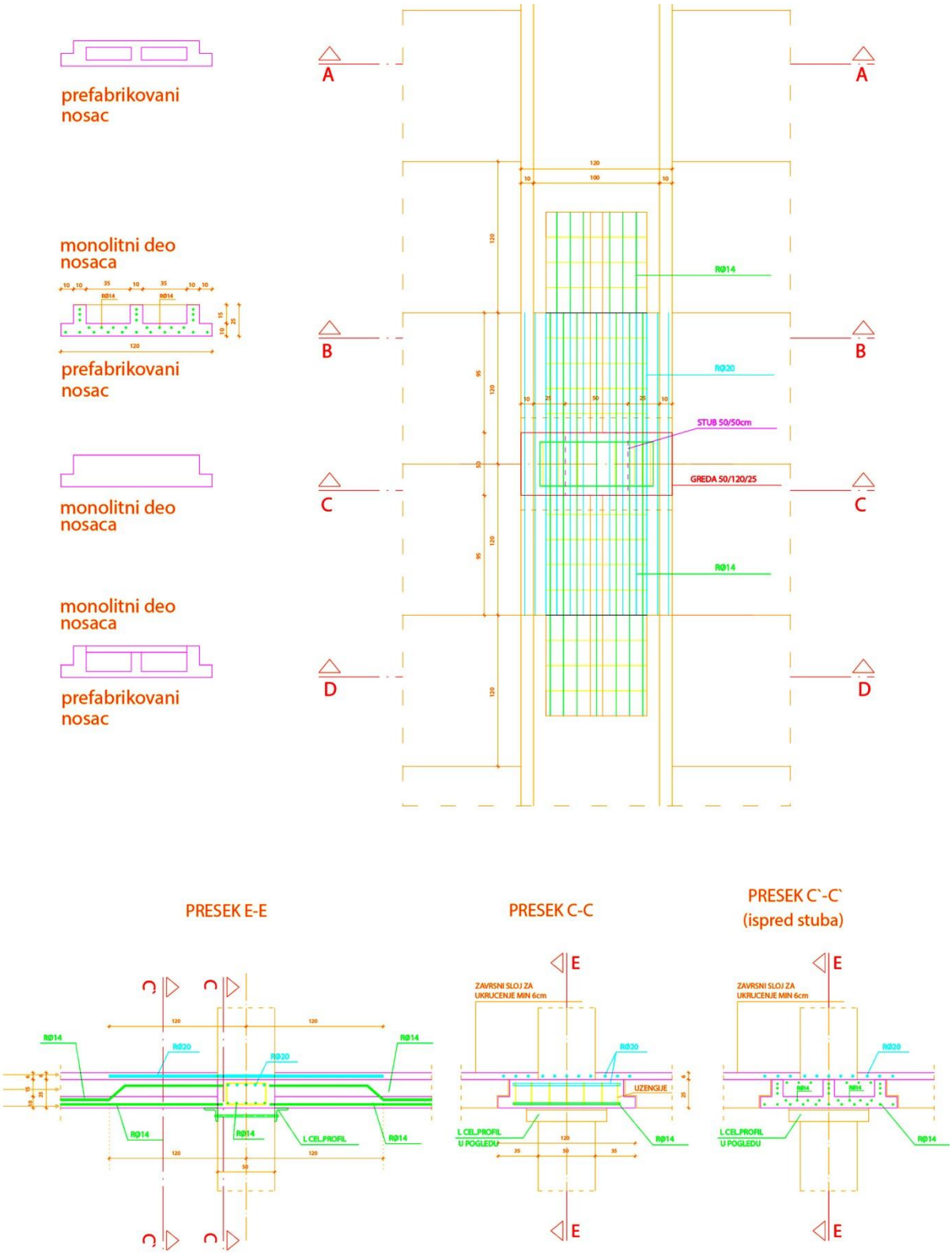


Figure 4. Details element prefabricated (pillars and prestressed panel)

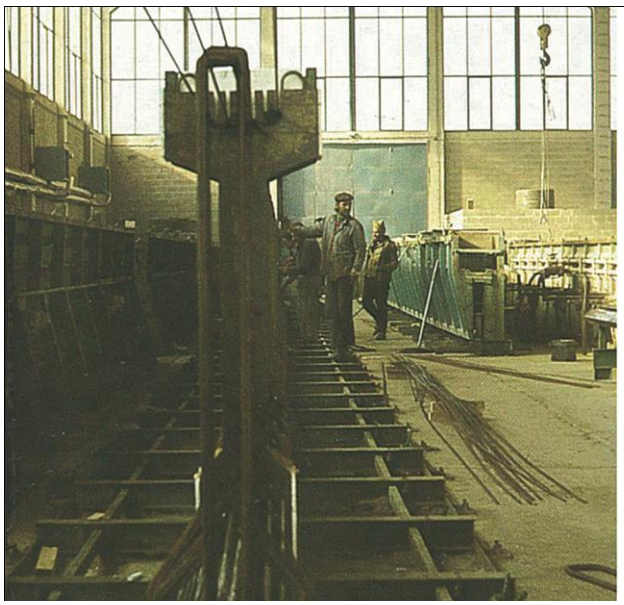


Figure 5.1.

Figure 5.2.

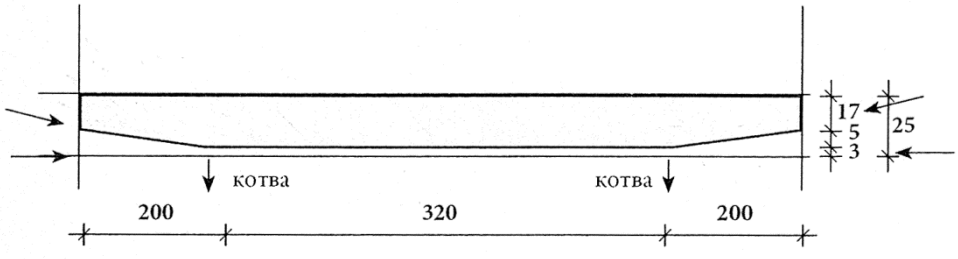


Figure 5. Hoyer system prestressed

As far as connecting the vertical panels is concerned (both internal and external) the modified method was used. Such was examined at the Institute of Technology SHIMIZ at CONSTRUCTION COMPANY and further supported with connection of armatures by the system ERICO-LENTON.

With that aim, experimental and analytical researches of panels were conducted aiming to confirm their relation to the seismic action. Special consideration was given to connection of vertical wall panel with the method The Nisso Master Builders Splice Sleeve (NMB SS), where the ends are filled with plaster using Spice Sleeves (Embreco 602 Mortal, LL-602) which does not shrink and reaches high firmness in short time.

The advantage of this method is the fact that it does not require skilled labor, equipment and thermal energy and makes savings in material.

The procedure is quick, economical and simple.

Strengthening around windows is made on the part of the panel which is weakened by the windows, so as to not diminish its role significantly in seismic terms, which was confirmed with static and dynamic calculations TAUER.

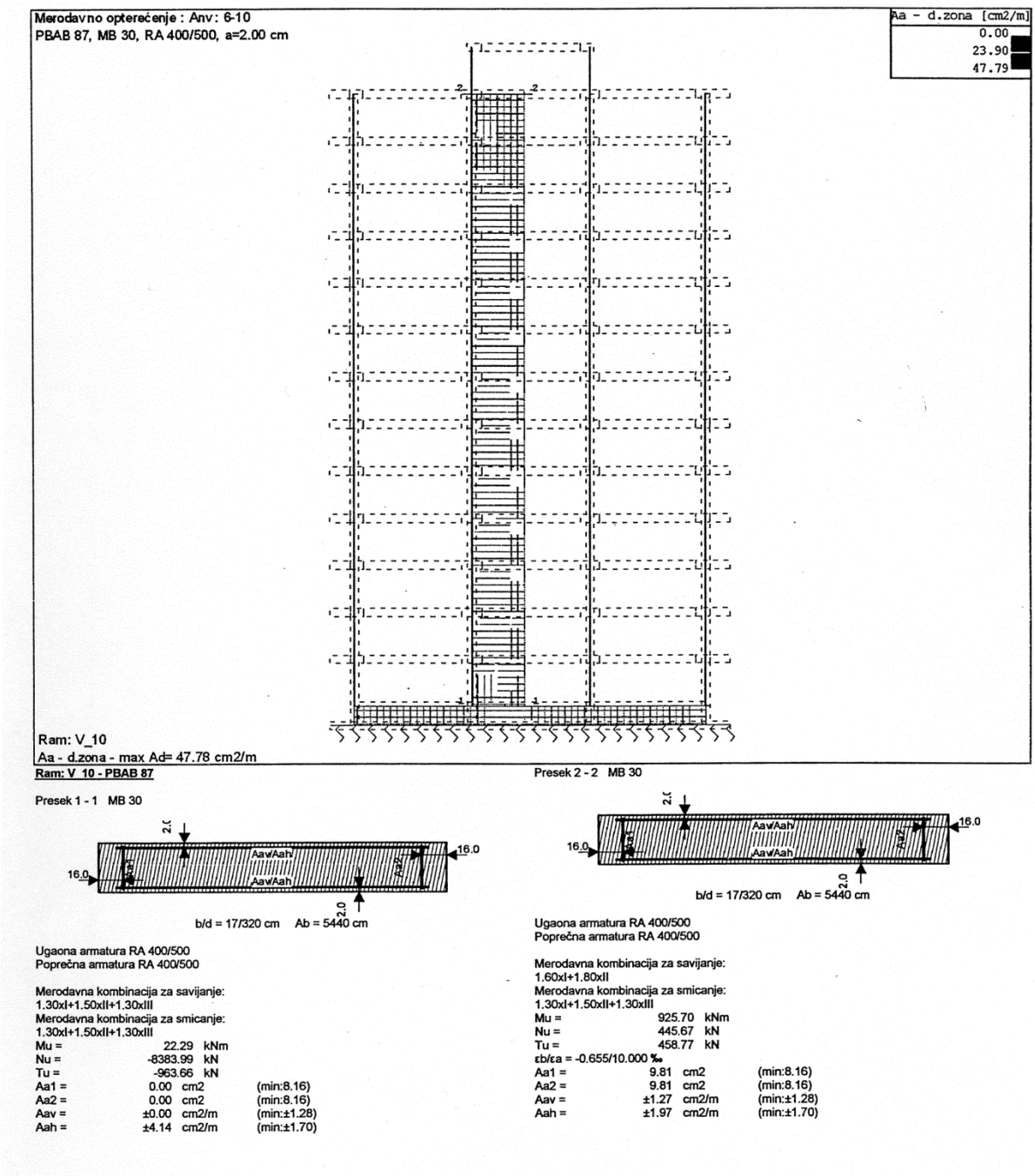


Figure 6. Tower programs for vertical panel

P +12 floor facility represents a typical example, and it is the subject of non-linear analysis, as well. In this part of the Study, the results of spatial structural System elastic analysis for seismic effects according to the regulations for seismic activity - level IX have been presented. During the procedure necessary elastic dynamic features of the structure design have been obtained, along with all the elements needed for the evaluation of the structure condition and the System as a whole. The obtained results of the analysis are the initial data for non-elastic dynamic analysis of the facility structure conduction.

Fig. 7shows the schematic structure drawing with clustered masses on the floor level along with the features of the "floor-diagram" in which the floor rigidity, elastic strain limits, plasticity lines, plastic and strain limits, definition of ductility and entire hysteresis dependence are defined (Fig. 2.2).

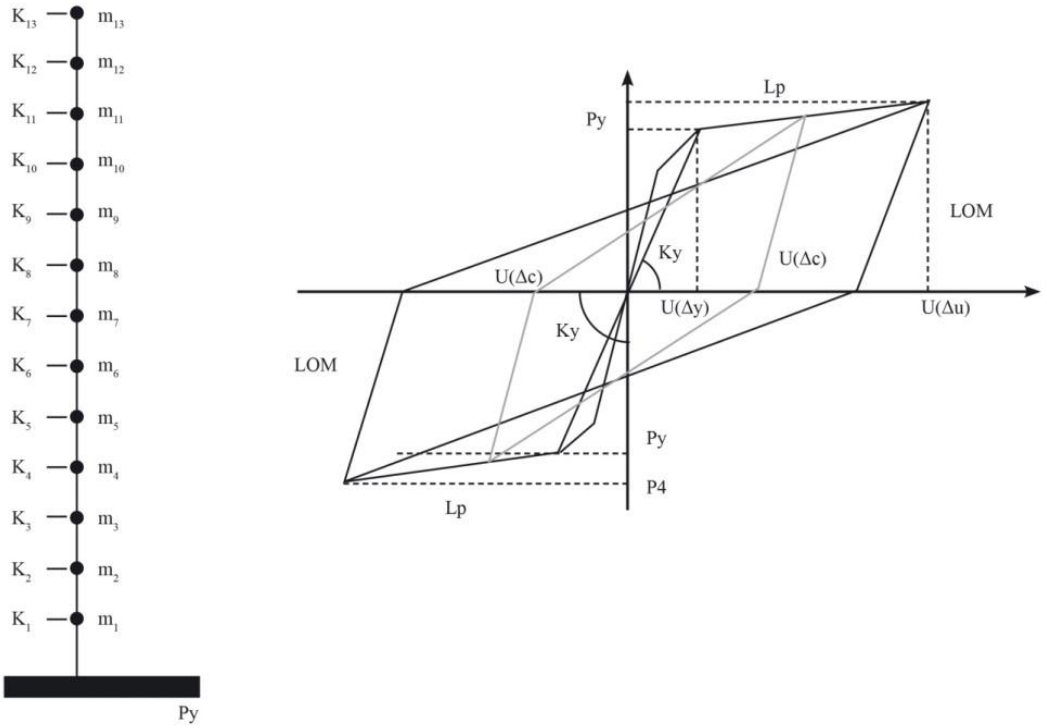


Figure 7.shows a dynamic model of the building for non-linear dynamic analysis of the construction response to the seismic activity of the registered earthquake records.

Two typical time histories have been selected for non-linear response of the structure to the real seismic activities of the earthquakes that really occured and that were registered under the names - El Centro, N-S component with the original peak ground acceleration of a(g) = 0.33g shown in Fig. 8 and Montenegro earthquake Petrovac - Oliva, N-S component of the original record from 1979, shown in Fig. 9.

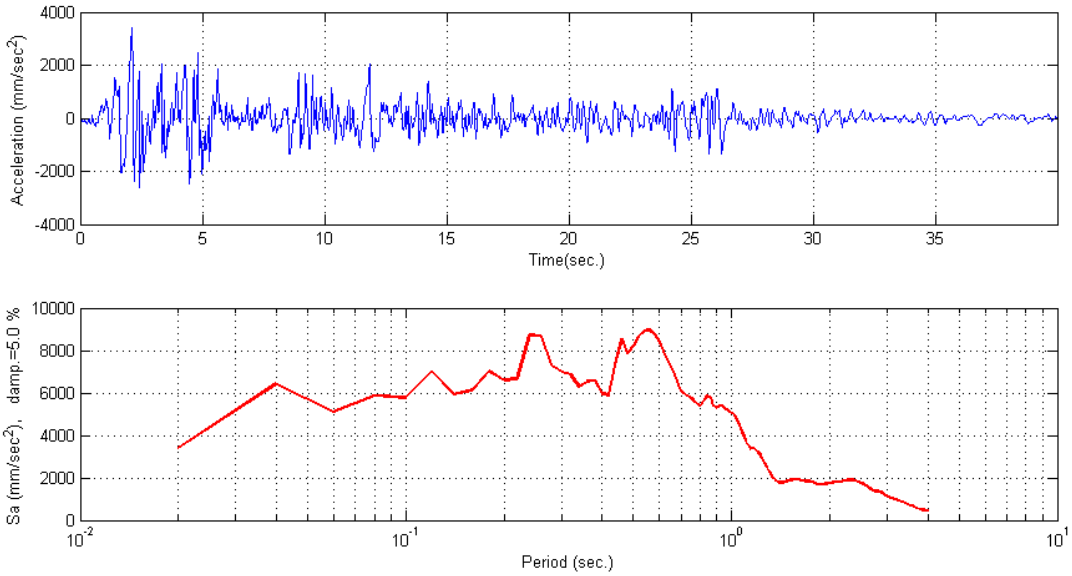


Fig. 8.El Centro earthquake recording and range, 1941, N-S component shown

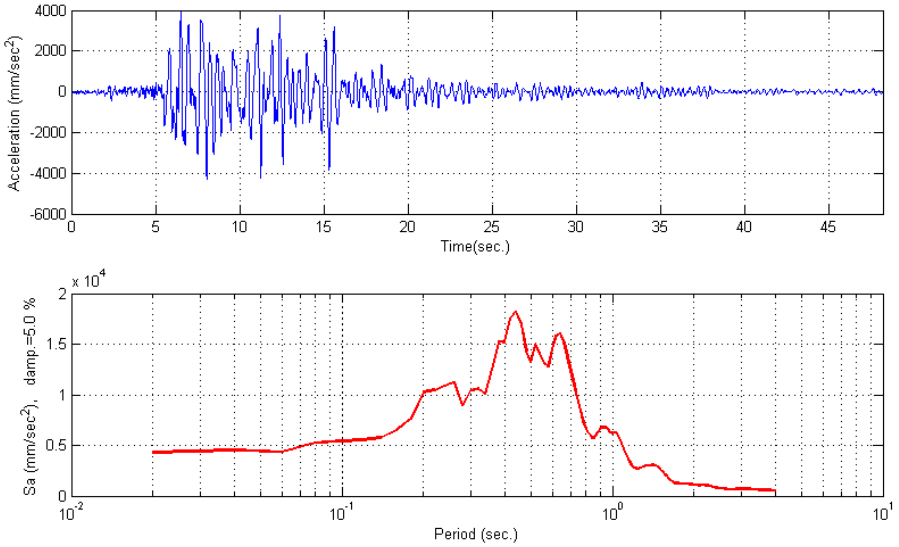


Fig. 9.Earthquake recording and range, 1979 Petrovac, N-S component shown

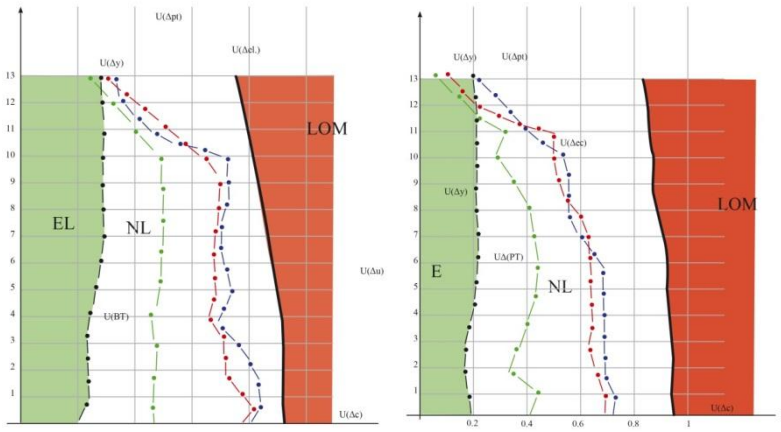


Figure 10. El Centro earthquake recording and range, Diagram of relative 1941, N-S component shown floor shear strain direction y-y

Fig. 10. Diagram of floor stress-strain direction x-x

U (Δy) - elastic strain (Δy flow start)

U (Δpt) - Petrovac N-S earthquake strain a = 0.30g

U (Δgl) - El Centro N-S earthquake strain a = 0.30g

U (Δbt) - Bitola (1994) earthquake strain a = 0.30g

U (Δu) - boundary capacity of relative floor shear strain a = 0.30g

Line U(Δy) in the diagrams shows the capacity i.e. the elastic strain limit of each floor - the El Centro area - (coloured in green) which represents the field of operation of elastic structure condition.

Line U(Δu) - the ultimate line that marks the structural failure inception (field "FAILURE" - coloured in red) i.e. boundary state and the limit strain capacity after which the failure starts. Structure field of operation between these two lines represents a NON-LINEAR STRUCTURE BEHAVIOUR during expected earthquakes.

Structure response lines for given actions, that is, the strain caused by the earthquakes El Centro *U(Δel) coloured in blue, Petrovac earthquake U(Δpt) and Bitola earthquake U(Δ bt) - coloured in green* are the construction response that is, maximum strain that appears due to earthquake effect assigned in each floor. A brief summary, before the analysis is that the ratio $\mu = U(\Delta u)/U(\Delta y)$ is a ductility capacity and it is within the limits of 3,5-4 for the designed structure. It is expected and rational solution. The strain ratio on each floor divided by elastic strain gives the value of "REQUIRED - ductility $\mu r = U(\Delta dj)/U(\Delta y)$, that is, the obtained strain in any floor divided by elastic strain gives us the required ductility of a certain floor for the specified earthquake effect.

3. CONCLUSIONS

- All structure strains are between elastic and boundary ones, which means that the structure operates in non-linear condition but without a failure. The highest required ductility is on the first floor and its value is 4, all other values are less than the boundary one.
- El Centro earthquake requires the highest level of strains for the same accelerations and the local type of earthquake - Bitola requires the smallest one.
- The maximum required ductility is on the lower floors while on the upper floors it is smaller.
- For the maximum expected earthquake activity, in accordance with the regulations, the structure operates in a non-linear domain but possesses sufficient stability and strength.
- In conclusion, it is clear that the structure is well and rationally designed and the structural behavior is resistant during the expected maximum earthquake activity with a time interval of 500 years recurrence according to the Regulation criteria and it can resist the seismic effects without a major damage.

Non-linear analysis is carried out according to the DRK Programme of the Institute for Earthquake and Seismology Engineering, University "St. Cyril and Methodius", Skopje.

REFERENCES

[1] Проф. Краставчевић Момир, Монтажни грађевински објекти, Београд 1984.

[2] Проф Предраг Гавриловић, Спојеви и везе монтажних бетонских зграда, 1984.

[3] Jiri Witzany, Konstrukce pozemnich staveb 70, Praha 2003.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 6

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

Marija DOCEVSKA[1], Toni ARANGJELOVSKI[2], Goran MARKOVSKI[3], Darko NAKOV[4]

NUMERICAL MODEL FOR SERVICEABILITY LIMIT STATES ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

SUMMARY

The main goal of this paper is to propose numerical model for serviceability limit states analysis of reinforced concrete elements. For that purpose, reinforced concrete beams under bending were analyzed subjected to different history of loads: short-term loads until failure, long-term permanent loads and variable loads. Multi-directional fixed crack model was included to take into account a nonlinear concrete behavior. Some specific properties of concrete in cracked state are also considered, such as: tension stiffening, tension softening, shear retention, fracture energy and aggregate-interlock in the cracks. Crack pattern and mid-span deflection were compared with the existing experimental results to verify the accuracy of the proposed numerical model.

Keywords: multi-directional fixed crack model, deflections, crack pattern

Марија ДОЦЕВСКА[1], Тони АРАНЃЕЛОВСКИ[2], Горан МАРКОВСКИ[3], Дарко НАКОВ[4]

НУМЕРИЧКИ МОДЕЛ ЗА АНАЛИЗА НА ГРАНИЧНИТЕ СОСТОЈБИ НА УПОТРЕБЛИВОСТ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ

РЕЗИМЕ

Основната цел на овој труд е да се предложи нумерички модел за анализа на граничните состојби на употребливост на армиранобетонски елементи. Поради тоа, анализирани се армиранобетонски греди изложени на различни истории на товарење: краткотраен товар до лом, долготраен постојан товар и променлив товар нанесуван во циклуси на товарење/растоварување. За да се земе во предвид нелинеарното однесување на бетонот, моделот на фиксни пукнатини во повеќе правци е вклучен во анализата. Распоредот на пукнатините и деформацијата во средина на пресекот добиени нумерички се споредени со експерименталните резултати, со цел да се верифицира точноста на предложениот модел.

Клучни зборови: модел на фиксни пукнатини во повеќе правци, деформации, пукнатини

[1] MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, docevska.marija@yahoo.com
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, arangelovskitoni@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, markovski@gf.ukim.edu.mk
[4] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, nakov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

При димензионирањето на армиранобетонските конструкции според граничните состојби на носивост, истовремено не може да се обезбеди посакувано однесување на конструкцијата или на некој нејзин дел при дејство на товар многу помал од ултимативниот. За таа цел, неопходно е да се анализираат и граничните состојби на употребливост, поточно граничните состојби на пукнатините и деформациите. Речиси во сите актуелни кодови тие претставуваат најчести барања кои што мора да бидат исполнети од аспект на трајност и функционалност на конструкцијата.

Но, точното предвидување на пукнатините и деформациите е речиси невозможно, пред се заради недетерминирачката природа на процесот на појава и развој на пукнатините, а потоа и заради големата варијација на резултатите од испитувањето на одредени карактеристики на бетонот, како на пример јакоста на затегнување. Како дополнување, одредени значајни ефекти и феномени на бетонот како материјал не се земени во предвид во прописите, или пак се вклучени во нив преку емпириски добиени коефициенти. Така да, секој обид за подетална аналитичка пресметка на пукнатините и деформациите е оневозможена од овие причини.

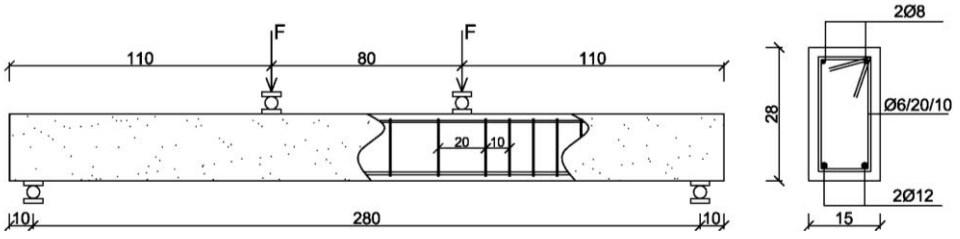
Во повеќето актуелни денешни прописи (Model Code 2010[2], Eurocode2 [1]), постапката за пресметка на пукнатини и деформации, воглавном како резултат дава отвор само на карактеристичната пукнатина и вредност за деформацијатасамо во критичниот пресек. Максималниот отвор на пукнатината е доволен податок само за докажување на трајноста на конструкцијата, а максималнатадеформација за докажување на нејзината функционалност. Но, на овој начин не може да се добие реална слика за ориентацијата, развојот и местоположбата на пукнатините долж елементот. Од тој аспект значајна е примената на нумеричките методи. Постојат случаи каде што практично и не постои можност за примена на друг метод освен нумеричкиот. Тоа се случаи каде имаме елементи со сложена геометрија и сложени услови на товарење и потпирање или пак, специфични конструкции како што се: бетонски брани, резервоари и потпорни конструкции, за кои што предложените постапки во кодовите не важат во целост.

Во продолжение на трудот детално ќе биде опишан применетиот нумерички модел за анализа на пукнатините и деформациите.

2. НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ

Нумеричката анализа на граничните состојби на употребливост е извршена во комерцијалниот софтвер DIANA (верзија 9.4.3). Резултатите добиени нумерички на крај ќе бидат споредени со експерименталните, при што ќе се добие претстава за тоа дали претпоставките што се направени во нумеричкиот модел, соодвествуваат со физичкото однесување на елементот. Анализирани се пет различни серии на греди (Греди “A“, “B“, “C“ “D“,“E“) со иста геометрија (Слика 1) и ист квалитет на материјалот (МБ30), но изложени на различни истории на товарење.Врзоснова на тоа, истите може да се поделат во три пооделни групи:

- Група I: Греди изложени на краткотраен товар до лом (Греди “A“)
- Група II: Греди изложени на долготраен постојан товар (Греди “B“ и “C“)
- Група III: Греди изложени на долготраен постојан товари променлив товар нанесуван во циклуси на товарење/растоварување со различно времетраење (Греди “D“и “E“)



Слика 1. Геометрија и шема на товарење на анализираните армиранобетонски греди

Бетонот при многу мали товари навлегува во нелинеарното подрачје, па со цел да се анализира состојбата по појавата на првата пукнатина, применета е физичка нелинеарна дводимензионална анализа. Со неа е анализирана состојбата на бетонот по појава на пукнатини, вклучувајќи го и влијанието на долготрајните ефекти во бетонот: собирањето и течењето.

За точно и брзо конвергирање на нумеричкото решение користен е итеративен-инкрементален метод за пресметување, имено регуларниот *Newthon-Raphson* метод со автоматско определување на оптималната големина на чекорот. Определувањето на инкрементот е извршено во комбинација со "контрола на должина на лакот" (анг. *Arc-length control*).Како критериум за конвергирање на решението користен е критериумот на база на енергија.

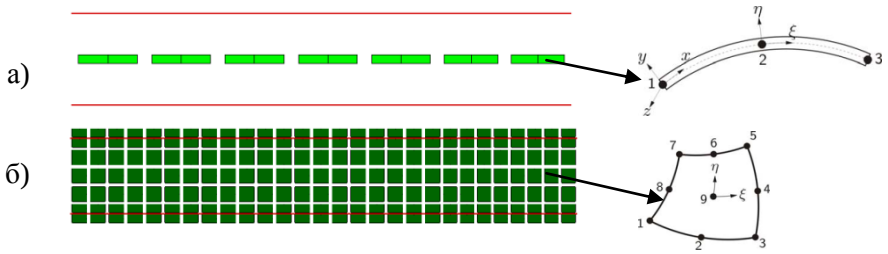
2.1. Пресметковни модели

Во анализата користени се два различни пресметковни модели: модел со гредни конечни елементи и модел со површински конечни елементи со рамнинска состојба на напрегање, со кои што практично е моделиран бетонскиот дел од елементот.

Во нумеричката анализа со гредни конечни елементи, применети се елементи од класа III базирани на Mindlin-Reissner теоријата. Од понудените типови на конечни елементи од оваа класа, применет е дводимензионалниот конечен елемент CL9BEсоставен од три точки.

За интегрирање на овие елементи по нивната должина, користена е Гаусова интеграција во 2 точки, а за интегрирање по висина на елементот, Симпсонова интеграција во 9 точки.

Во моделот со површински конечни елементи применет е дводимензионалниот квадрилатерален конечен елемент CQ18M со девет точки, осум по ободот на елементот и една во средината.



Слика 2. Пресметковен модел со гредни конечни елементи (а) и со површински конечни елементи (б)

Арматурата и во двата пресметковни модели е моделирана како генерален придонес на носивоста на бетонот со т.н. "*embedded"* техника. Таа е моделирана во линеарно-еластично подрачје се до лом и истата ја зголемува крутоста на околните елементи во кои што е вградена. На овој начин врската помеѓу арматурата и бетонот се претпоставувадека е идеална се до лом.

2.2. Модел на пукнатини

Од можните модели за пукнатини во бетонот, избран е моделот на појава и развој на пукнатини во повеќе правци (анг. *Multi-directional fixed crack model*). Овој модел се базира на декомпозиција на вкупните дилатации на еластични и на нееластични дилатации или дилатации на местото на пукнатината. Дилатациите на местото на пукнатината се разгледуваат како придонес на повеќе пукнатини кои што истовремено се појавуваат во различни правци во разгледуваната точка.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{cr} \quad (1) \qquad \varepsilon^{cr} = \varepsilon^{cr}{}_1 + \varepsilon^{cr}{}_2 + \ldots \quad (2)$$

Во DIANAовој модел е дефиниран преку три параметри на бетонот: намалување на напрегањата на затегнување по појава на пукнатини (анг. *tension softening*), редуциран трансфер на напрегања на смолкнување по појава на пукнатини (анг. *shear retention*) и критериум за лом по достигнување на јакоста на затегнување на бетонот (анг. *tension cut-off*).

Од аспект на намалување на напрегањата на затегнување по појавата на пукнатина, користен е нелинеарниот модел предложен од Moelands-Reinhardt, кој е дефиниран преку два параметри: енергија при појава на прва пукнатина G_f и ширина на зона *h*во која што истите се формираат. Ширината на зоната најчесто се поистоветува со димензијата на конечниот елемент (h=a), а енергијата при појва на прва пукнатина е пресметана преку аналитички израз предложен во Model Code 2010, а зависи од големината на максималнотозрно на агрегатот и од јакоста на притисок на бетонот.

Редуцираност трансфер на напрегања на смолкнување е дефиниран преку коефициентотβ(0<β<1).За комбиниран механизам на лом, односно лом заради истовремено дејство на моменти на свиткување и трансверзални сили, тој изнесува β=0.5. Како критериум за лом по достигнување на јакоста на затегнување користен е константниот пристап.

Собирањето и течењето на бетонот од долготрајно дејство на товарот во моделот е внесено преку вискоеластичното однесување на бетонот. Вискоеластичното однесување на бетонот е овозможено преку реолошкиот модел на Maxwell-овите низи, кои што се дефинирани преку параметритена стандардните криви на течење предложени во Model Code 1990 имплементиран во програмот. Собирањето и течењето е нанесувано во временски чекори во период од една година во логаритамска мерка.

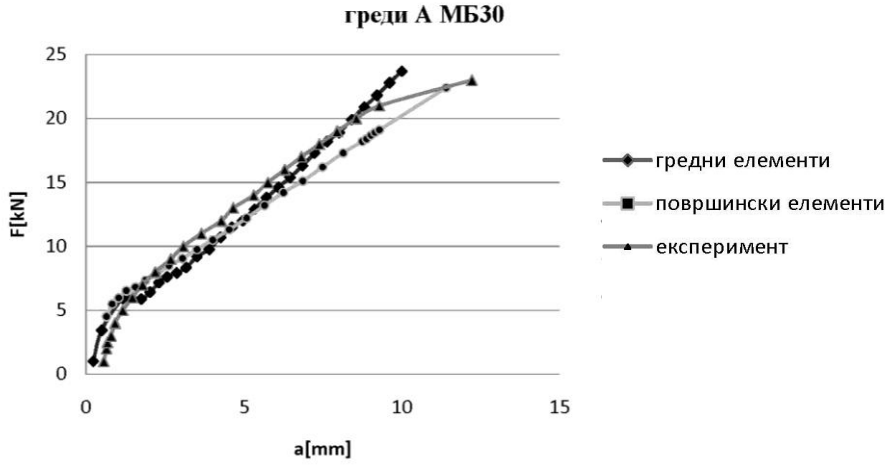
3. РЕЗУЛТАТИ

Во овој дел графички ќе биде претставена споредбата на нумеричките резултати добиени со двата пресметковни модели и резултатите добиени експериментално. Споредбата ќе биде извршена за деформациите во критичниот пресек и распоредот на пукнатините долж гредите.

3.1. Деформации

3.1.1. Греди товарени со краткотраен товар до лом (Група I)

Во оваа група спаѓа само серијата на греди А кои што се товарени до лом (F_u=23kN). Товарот во анализата е нанесуван инкрементално во чекори кои што се со различна големина зависно од степенот на нелинеарност на елементот во моментот на товарење во дадената фаза.

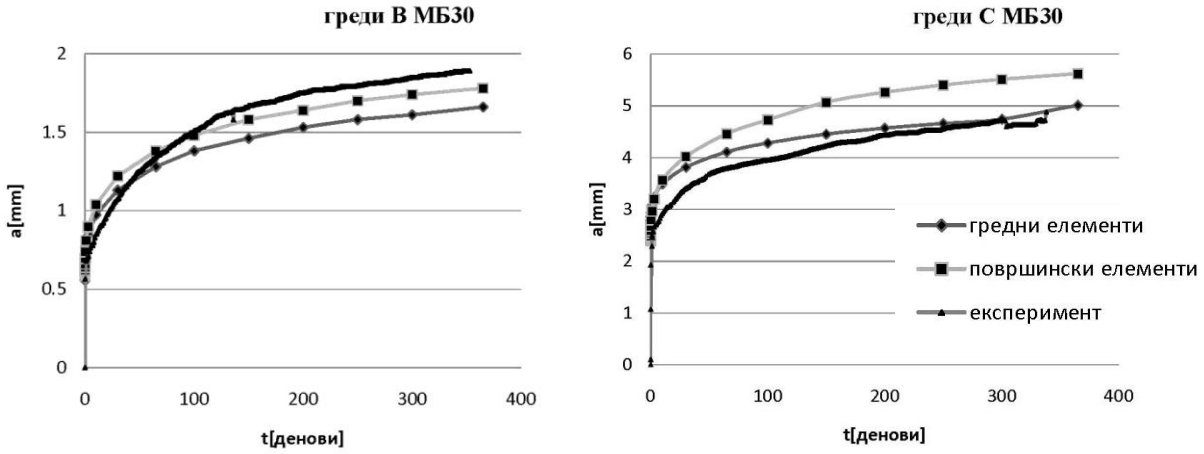


Слика 3. Споредба на нумерички резултати со експерименталните за деформацијата во средина на гредата од серија “А“ при краткотраен товар до лом

3.1.2 Греди товарени со долготраен постојан товар (Група II)

Во оваа група спаѓаат гредите од сериите “В“и “С“ изложени на долготраен постојан товар. Гредите од серија “В“ се товарени со постојан товар со интензитет F=4kN кој што не предизвикува појава на пукнатини, а гредите “С“ се товарени со товар F=7.8kN кој што

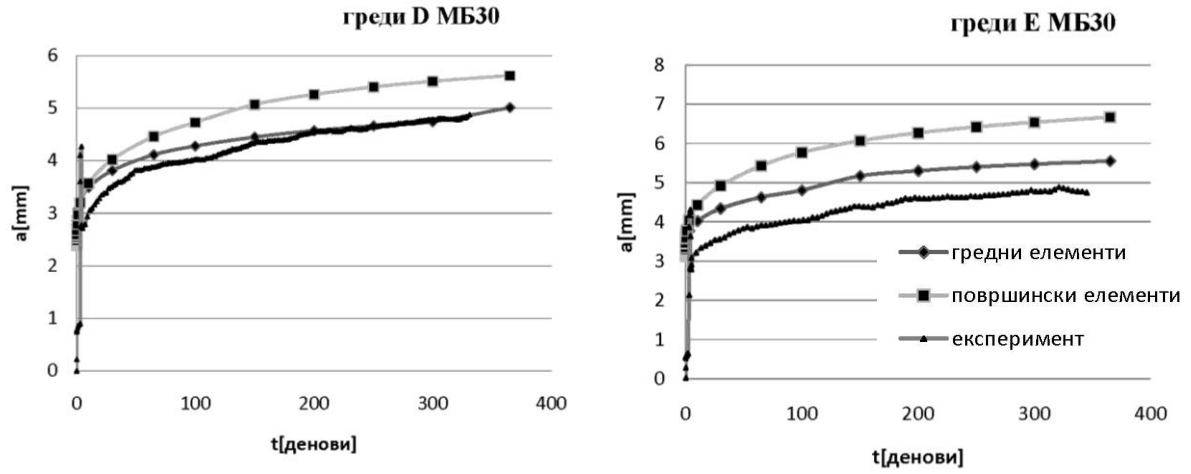
предизвикува пукнатини во елементот. На дијаграмите на Слика 4 прикажан е развојот на деформацијата во тек на времеод една година за гредите од сериите “B“ и “C“.



Слика 4. Споредба на нумерички и експериментално добиени долготрајни деформации за греди од сериите “B“и “C“

3.1.3 Греди товарени со долготраен постојан товар и променлив товар нанесуван во циклуси на товарење/растоварување со различно времетраење (Група III)

Гредите од сериите “D“и “E“ се изложени на постојан товар со интензитет F=4kN и променлив товар F=7.6kN кој што е нанесуван во циклуси на товарење/растоварување во времетраење од Δt_1=24h и Δt_2=48h, соодветно. Дејството на променливиот товар во нумеричката анализа е земен во предвид преку квази-перманентниот коефициент ψ_2, со кој што одреден дел од променливиот товар се додава на постојаниот товар како квази-перманентен товар. Оваа постапка е предложена во Eurocode 2[1], а вредностите за коефициентите ψ_2 во конкретниот случај се превземени од претходните анализи извршени на Катедрата за бетонски и дрвени конструкции при Градежен факултет, Скопје. Тој изнесува 0.50 за гредите од серија “D“ и 0.65 за гредите од серија “E“.



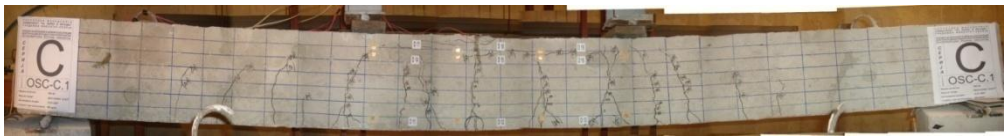
Слика 5. Споредба на нумерички и експериментално добиени долготрајни деформации за греди од сериите “D“и “E“

3.2. Распоред на пукнатини

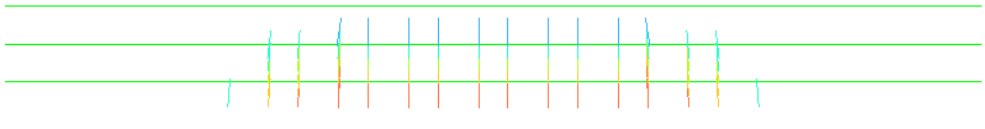
Од нумеричката анализа не е можно експлицитно да се добијат растојанијата помеѓу пукнатините и нивниот отвор. Поради тоа, на Слика 6 е прикажан распоредот на пукнатините и

нивната местоположба за гредите од серија “C“,добиени при експерименталното испитување и добиената со двата пресметковни модели.

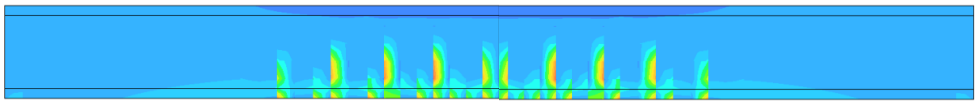
(а)



(б)



(в)



Слика 6. Распоред на пукнатини долж гредата: а) експеримент; б) модел со гредни конечни елементи; в) модел со површински конечни елементи

4. ЗАКЛУЧОЦИ

Од извршената анализа на граничните состојби на употребливост на армиранобетонски елементи со примена на нумеричкиот модел на фиксни пукнатини во повеќе правци и споредбата на нумеричките и експерименталните резултати, може да се заклучи дека предложениот нумерички модел со задоволителна точност може да се примени за пресметка на граничните состојби на употребливост.

Процентуалното отстапување на деформациите,пресметаниза двата пресметковни модели од нумеричката анализа во однос на експерименталните се прикажани во Табела 1.

	ДЕФОРМАЦИИ						
	Греди “A“	Греди “B“		Греди “C“		Греди “D“	Греди “E“
	F_u	t=0дена	t=365дена	t=0дена	t=365дена	t=365дена	t=365дена
Г.Ел.	18.17%	10.64%	11.70%	9.50%	4.20%	2.87%	16.84%
П.Ел.	6.71%	5.97%	5.30%	0.40%	16.84%	15.40%	40.42%

Табела 1. Процентуално отстапување на нумерички пресметаните и експерименталните деформации

Од Табела 1 може да се увиди дека не може да се даде генерален заклучок за тоа кој пресметковен модел дава подобра прогноза на граничните состојби на употребливост, дали моделот со гредни конечни елементи или со површински елементи.

Врз основа на спроведената анализа може да се заклучи дека резултатите за сите греди се во рамките на дозволената толеранција од ±30%, освен резултатите за гредите од серија “E“каде што разликите изнесуваат 40.42%. Тоа сугерира дека во нумеричката анализатреба да се вклучи реалната историја на товарење, наместо пристапот со квази-постојаниот товар.

ЛИТЕРАТУРА

[1] R.S.Narayananand A.Beeby, Designers' Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design, Thomas Telford Publishing, London, 2005

[2] fib Model Code for concrete structures 2010, Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin, 2013

[3] T.Arangjelovski, Time-dependent behavior of high-strength reinforced concrete under variable loads, Doctoral dissertation, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje 2010

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 7

Ana TROMBEVA-GAVRILOSKA[1], Jana ŠELIH[2], Marijana LAZAREVSKA[3], Meri CVETKOVSKA[4]

STATE OF THE ART – MODELS FOR FAILURE PREDICTION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES STRENGTHENED WITH FRP STRIPS

SUMMARY

In the past decades FRP strips are being used for the rehabilitation of the reinforced concrete structures. They are replacing one of the most commonly used methods - strengthening with steel strips or slabs. Existing research shows that limit bearing capacity of RC elements strengthened with FRP strips can be determined by the contemporary approaches that take into the account the stiffness of the FRP strips. This paper presents an overview of the strengthening models used for the failure prediction that starts as pealing at the end of the FRP strips. Further, a comprehensive review of the existing models to be applied to the problem under consideration is presented.

Keywords: strengthening, reinforced concrete structures, FRP, failure

Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА[1], Јана ШЕЛИХ[2], Маријана ЛАЗАРЕВСКА[3], Мери ЦВЕТКОВСКА[4]

ПРЕГЛЕД НА МОДЕЛИ ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ЛОМ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ КОНСТРУКЦИИ ЗАЈАКНАТИ СО FRP ЛЕНТИ

РЕЗИМЕ

Во изминатите декади една од најчесто применуваните методи за санација на армиранобетонските конструкции, зајакнување со челични ленти или плочи е заменета со зајакнување на конструкциите со FRP ленти. Истражувањата покажуваат дека граничната носивост на зајакнатите армиранобетонски носачи со FRP ленти може да се определи со помош на постоечките пристапи, доколку истите соодветно се прилагодат поради кртоста на FRP лентите. Во овој труд презентиран е преглед на јакосни модели за предвидување на лом кој започнува со луштење на крајот од FRP лентата, со посебен осврт на постоечките модели.

Клучни зборови: зајакнување, армиранобетонски конструкции,FRP, лом

[1] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Arcitecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, Republic of Slovenia, jana.selih@fgg.uni-lj.si
[3] Assis. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk
[4] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Во изминатите декади една од најчесто применуваните методи за санација на армиранобетонските конструкции, односно зголемување на носивоста на конструкциите, беше зајакнување со челични ленти или плочи. Поради низата на недостаотоци кои ги има тој начин на зајакнување, како големата тежина и недоволната трајност, во последните години изведени се низа на испитувања за примена на влакнесто армирани полимерни ленти, со кои би се замениле челичните ленти.

Пред истражувањата за зајкнување на конструкциите со FRP ленти веќе постоеја низа истражувања за зајакнување на конструкции со челични ленти и плочи, кои резултати може да бидат релевантни и при зајакнување на конструкциите со FRP ленти. Истражувањата покажуваат дека може да се определи граничната носивост на зајакнатите армиранобетонски носачи со FRP ленти со помош на постоечките пристапи доколку истите соодветно се прилагодат поради кртоста на FRP лентите.

Облиците на лом при напрегање на свиткување кои мора да се земат предвид при процесот на проектирање се: пластично течење на внатрешната арматура проследено со рушење на бетонот и пластично течење на внатрешната арматура проследено со лом во FRP лената. Во двата случаи основната претпоставка при изведувањето на поедноставени равенки за проектирање е валидноста на Бернулиевата хипотеза, која е потврдена преку бројни испитувања на носачи зајакнати со FRP ленти напрегнати на свиткување.

Во овој труд презентиран е преглед на јакосни модели за предвидување на лом кој започнува со луштење на крајот од FRP лентата. Во трудот презентирани се моделите базирани на капацитетот на смолкнување, модели на бетонски запци и модели базирани на контактно површински напрегања. За секој од моделите даден е преглед на постоечките модели со краток опис на истите.

2. ОБЛИЦИ НА ЛОМ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ НОСАЧИ ЗАЈАКНАТИ СО FRP ЛЕНТА ПРИ НАПРЕГАЊЕ НА СВИТКУВАЊЕ

Носачите зајакнати со надворешна FRP арматура имаат повеќе облици на лом [1], кои генерално може да се класифицираат како лом предизвикан од уклон и лом предизвикан од луштење, но и двата типа на лом се крти. Единствено при лом од свиткување забележана е ограничена дуктилност кога пукнатината настанува во средината на носачот и постои голема одалеченост помеѓу пукнатината и крајот на лентата. Треба да се нагласи дека при појава на лом предизвикан од луштење граничната јакост на затегнување на FRP лентата не е во целост искористена.

Ломот поради луштење најчесто ја дефинира јакоста на зајакнатите армиранобетонски носачи, при што можни се различни облици на лом, кои може да се поделат на:

- луштење на крајот од лентата предизвикано од високите нормални и тангенцијални контактно површински напрегања кои дејствуваат во тој дел,
- луштење, предизвикано од пукнатини во средината на распонот поради високите контактно површински напрегања во близина на главната пукнатина.

3. ЈАКОСНИ МОДЕЛИ ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ЛОМ КОЈ ЗАПОЧНУВА СО ЛУШТЕЊЕ НА КРАЈОТ ОД ЛЕНТАТА

Ломот проследен со луштење на FRP лентата на нејзиниот крај, поради честото појавување при експерименталните истражувања, е предмет на обемни истражувања. Истиот може да се појави на два начина: сепарација на бетонскиот заштитен слој или контактно површинско одвојување во бетонот блиску до контактната површина адхезив-бетон на крајот од лентата.

За предвидување на ваквиот тип на лом развиени се различни модели. Истите се применливи за различни типови на ленти, како и при нивни различни механички карактеристики, само доколку геометриските и материјалните својства на лентите се правилно вклучени во

анализата. Тоа значи дека и моделите развиени за гредни носачи зајакнати со челични ленти може да бидат применети за предвидување на лом на грдни носачи зајакнати со FRP ленти вклучувајќи ги потребните модификации. Јакосните модели кои го предвидуваат луштењето на лентата на нејзиниот крај може да се групираат во три категории:

- Модели базирани на капацитетот на смолкнување;
- Модели на бетонски запци; и
- Модели базирани на контактно површински напрегања.

4. МОДЕЛИ БАЗИРАНИ НА КАПАЦИТЕТОТ НА СМОЛКНУВАЊЕ

4.1. Модел на Oehlers

Oehlers и Moran [2] и Oehlers [3], за лента која завршува во дел со константен момент, предлагаат израз за определување на одвојувачкиот момент од свиткување $M_{db,f}$ на крајот од лентата, кој треба да биде споредeн со момент кој дејствува на крајот од лентата:

$$M_{db,f} = \frac{E_c I_{trc,c} f_{ct}}{0.901 E_{frp} t_{frp}}, \quad (1)$$

каде што E_c и E_{frp} се модули на еластичност на бетонот и FRP, соодветно; $I_{trc,c}$ момент на инерција на испуканиот пресек; f_{ct} јакост на затегнување на бетонот и t_{frp} дебелина на лентата за зајакнување.

За лента која завршува во близина на потпора забележано е дека смолкнувачкото одвојување се појавува кога силата на смолкнување на крајот од лентата $V_{db,s}$ ќе го достигне капацитетот на смолкнување на бетонот во армиранобетонската греда:

$$V_{db,s} = V_c = [1.4 - (d/2000)] b_c d \left[\rho_s f_c'\right]^{1/3} \quad (2)$$

каде што $\rho_s = \frac{A_s}{b_c d}$ е коефициент на внатрешната арматура на затегнување; A_s површина на арматурата за затегнување; b_c ширина на пресекот и d ефективна висисна на пресекот.

За случаи каде што се важни и силата на смолкнување и моментот на крајот од лената Oehlers предлага интеракциска формула базирана на експериментални резултати:

$$\frac{M_{db,end}}{M_{db,f}} + \frac{V_{db,end}}{V_{db,s}} = 1.17 \quad (3)$$

$$M_{db,end} \le M_{db,f}, \; V_{db,end} \le V_{db,s}. \quad (4)$$

4.2. Модел на Jansze

Моделот предложен од Jansze [4] е развиен за предвидување на носивоста при луштење на греди зајакнати со челични ленти и базира на почетокот на прскањето на армиранобетонската греда предизвикано од смолкнување. Критичната сила на смолкнување во лентата кај зајакнатата армиранобетонска греда која предизвикува луштење $V_{db,end}$ е дадена со равенката:

$$V_{db,end} = \tau_{PES} b_c d \quad (5)$$

каде што

$$\tau_{PES} = 0.18\sqrt[3]{3\frac{d}{B_{\mathrm{mod}}}}\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\sqrt[3]{100\ \rho_s f_c'} \tag{6}$$

$$B_{\mathrm{mod}} = \sqrt[4]{\frac{\left(1-\sqrt{\rho_s}\right)^2}{\rho_s}da^3}\ . \tag{7}$$

каде што B е растојание на смолкнување и B_{mod} модифицирано растојание на смолкнување.

4.3. Модел на Ahmed и van Gemert

Jansze-овиот модел е модифициран од Ahmed и van Gemert [5] и може да се примени за армиранобетонски носачи зајакнати со FRP лента. Моделот е калибриран врз основа на експериментални резултати добиени за армиранобетонска греда зајакната со FRP лента, кај која ломот настанал со сепарација на бетонскиот заштитен слој. Според моделот критичната сила $V_{db,end}$ се определува според равенката:

$$V_{db,end} = (\tau_{PES} + \Delta\tau_{\mathrm{mod}})b_c d \tag{8}$$

каде што

$$\Delta\tau_{\mathrm{mod}} = \tau_{PES}\ b_c d\left(\frac{S_s}{I_s b_{frp}} - \frac{S_{frp}}{I_{trc,c} b_a}\right) + 6188\ .5\left(\frac{\tau - 4.121}{b_c d}\right) \tag{9}$$

$$\tau = \left(0.15776\ \sqrt{f_c'} + \frac{17.2366\ \rho_s d}{B}\right) + 0.9\frac{A_{s\upsilon} f_{y\upsilon}}{sb_c} \tag{10}$$

каде што τ_{PES} се определува според равенката (6) од моделот на Jansze; S_{frp} статички момент на инерција на FRP лентата и на еквивалентна челична лента; $I_{trc,c}$ и I_s моменти на инерција; b_{frp} и b_a ширина на FRP лентата и адхезивот. $A_{s\upsilon}$ и $f_{y\upsilon}$ се површина и напрегање при течење на узенгиите.

Модификацијата дадена со равенките (9) и (10) се должи на разликата во контактно површинските напрегања на смолкнување помеѓу армиранобетонската греда и лента, како резултат на замена на челичната со FRP лента.

5. МОДЕЛИ НА БЕТОНСКИ ЗАПЦИ

5.1. Модел на Raoof и Zhang

За предвидување на лом на бетонскиот заштитен слој кај греди зајакнати со челична лента Raof и Zhang [6] развија модел кој го користи концептот на “бетонски запци”-површина помеѓу две соседни пукнатини, која е под дејство на хоризонтални напрегања на смолкнување од основата на гредата и се деформира како конзола. Се претпоставува дека луштењето на лента ќе се појави кога напрегањата на затегнување на горниот дел од “забецот”, кои се предизвикани од напрегањата на смолкнување, ќе ја пречекорат јакоста на затегнување на бетонот. Напрегањата кои се појавуваат во лентата при нејзиното луштење може да се определат со дефинирање на ефективна должина на закотвување на лента. Ако е познато напрегањето во лентата, со користење на конвенционална анализа на пресекот, под претпоставка дека истиот останува рамен при свиткување, може да биде пресметан моментот кој предзвикува луштење на лентата.

Модот на лом, според Raof и Zhang [6], е контролиран од карактеристиките на индивидуалните “забци”, а минималното и максималното растојание помеѓу пукнатините се определува согласно следните равенки:

$$l_{\min} = \frac{A_e f_{ct}}{u\left(\sum O_{bars} + b_{frp}\right)} \tag{11}$$

$$l_{\max} = 2 l_{\min} \tag{12}$$

каде A_e е површина на затегнатиот бетон; u средна јакост на врската челик-бетон и $\sum O_{bars}$ вкупен периметар на внатрешната арматура во зона на затегнување.

Игнорирајќи ја интеракцијата помеѓу соседните "забци" и претпоставувајќи еластично однесување, може да се определи и напрегањето на смолкнување кое предизвикува лом. Ломот на "забецот" со појавува кога напрегањето во точката А, σ_A, ќе ја надмине јакоста на затегнување во бетонот:

$$\sigma_A = \frac{M_A}{I_A}\left(\frac{l}{2}\right) \tag{13}$$

каде $M_A = \tau l b_{frp} h'$ и $I_A = \frac{b_{frp} l^3}{12}$. Во оваа равенка l е растојание помеѓу пукнатините; h' е чиста висина на бетонскиот заштитен слој; τ напрегање на смолкнување на контактната површина помеѓу бетонот и плочата; I_A момент на инерција на "забецот" и M_A момент кој дејствува на основата на "забецот".

Се претпоставува дека во моментот на лом $\sigma_A = f_{ct}$. Според оваа теорија се претпоставува дека сите "забци" во крајната зона на закотвување ќе паднат истовремено при луштењето.

$$\tau_{\min} = \frac{f_{ct} l_{\min}}{6 h'} \frac{b_c}{b_{frp}} \tag{14}$$

Минималното напрегање во лената, $\sigma_{s,min}$, потребно да предизвика пукање од свиткување се определува согласно равенката:

$$\sigma_{s,\min} = 0.154 \frac{L_p h_1 b_c^2 \sqrt{f_{cu}}}{h' b_{frp} t_{frp} \left(\sum O_{bars} + b_{frp}\right)} \tag{15}$$

каде L_p е ефективна должина на закотвување на лентата; h_1 растојание од затегната внатрешна арматура до основата на армиранобетонската греда.

Ефективната должина на закотвување е препорачливо да биде помала од должината на лентата во делот на смолкнување L_{p1} и се препорачува:

$$L_{p2} = l_{\min}\left(21 - 0.25 l_{\min}\right) \quad l_{\min} \le 72\ mm \tag{16}$$

$$L_{p2} = 3 l_{\min} \quad l_{\min} > 72\ mm \tag{17}$$

5.2. Модел на Raoof и Hassanen

Моделот на Raoof и Zhang [6] е модифициран од Raoof и Hassanen [7], кои презентираат модел на греда зајакната со FRP лента. Тие предлагаат два изрази за определување на ефективната должина на закотвување на FRP лентата, со две коренспондирачки вредности за граничните напрегања на смолкнување на контактот помеѓу FRP лентата и бетонот.

Во првиот модел презентиран од Raoof i Hassanen преку равенката (11) се пресметува минималното растојание помеѓу пукнатините. Ефективната должина на закотвување на лентата е земено да биде помало од должината на лентата во делот на смолкнување:

$$L_{p2} = l_{\min}\left(24 - 0.5 l_{\min}\right) \quad l_{\min} \le 40\ mm \tag{18}$$

$$L_{p2} = 2 l_{\min} \quad l_{\min} > 56.5\ mm \tag{19}$$

Во вториот модел јакоста на врската помеѓу FRP лентата и бетонот е ограничена на 0.8 MPa, додека јакоста помеѓу внатрешната арматура и бетонот е иста како што е специфицирано кај моделот на Raof и Zhang [6]. Ефективната должина на закотвување на FRP лентата е дефинирана како помала од должината на лентата во делот на смолкнување:

$$L_{p2} = l_{\min}\left(11.6 - 0.17\, l_{\min}\right) \quad l_{\min} \le 56.5\ mm \tag{20}$$

$$L_{p2} = 2 l_{\min} \quad l_{\min} > 56.5\ mm \tag{21}$$

По одреденото растојанието помеѓу пукнатините и ефективната должина на закотвување на FRP лентата, останатиот дел од анализата е идентичен како таа дадена од страна на Raof и Zhang [6].

6. МОДЕЛИ БАЗИРАНИ НА КОНТАКТНО ПОВРШИНСКИ НАПРЕГАЊА

6.1. Модел на Robert's

Контатно површинските напрегања може да се определат со помош на моделот на Roberts [8], кој претставува едноставни апроксимативни изрази за определување на максималните нормални напрегања и максималните напрегања на смолкнување за армиранобетонски греди зајакнати со надворешни ленти:

$$\tau_{\max} = \left[V_0 + \left(\frac{k_s}{E_f b_f t_f} \right)^{1/2} M_0 \right] \frac{b_f t_f}{I b_a} \left(d_f - c \right) \tag{22}$$

$$\sigma_{z,\max} = \tau_{\max} t_f \left[\frac{k_n}{4 E_f I_f} \right]^{1/4} \tag{23}$$

каде V_0 сила на смолкнување; M_0 момент на свиткување; E_f модул на еластичност на FRP лентата; b_f ширина на FRP лентата; t_f дебелина на лентата; I момент на инерција на испуканиот пресек; b_a ширина на адхезивниот слој; d_f ефективна висина на FRP лентата; c висина на неутралната оска на испуканиот пресек; I_f момент на инерција на лентата; E_a модул на еластичност на адхезивот; G_a модул на смолкнување на адхезивот; $k_s = E_a \frac{b_a}{t_a}$, крутост на смолкнување на адхезивниот слој и $k_n = G_a \frac{b_a}{t_a}$ нормална крутост на адхезивниот слој.

6.2. Модел на El-Mihilmy

Со цел да се добие одговор на нелинеарностите кои постојат на контактната површина помеѓу бетонот и адхезивот изразите на Roberts [8] се модифицирани и поедноставени од El-Mihilmy [9]. Тој презентира аналитички изрази за пресметување на напрегањата во лентата и товарот при кој доаѓа до лом на зајакнатиот армиранобетонски носач:

$$\tau_{\max} = \tau + \alpha_f \sigma_x \tag{24}$$

$$\sigma_{z,\max} = 1.3\sqrt{\alpha_f}\,\tau_{\max} \tag{25}$$

каде

$$\alpha_f = \sqrt{\frac{G_a t_f}{E_f t_a}} \tag{26}$$

$$\tau = \frac{V_0 t_f \left(d_f - c\right)}{I} \tag{27}$$

$$\sigma_x = \frac{M_0 \psi_f^2}{I}\left(d_f - c\right) \tag{28}$$

$$\psi_f = 1.35 - 12.5\frac{L_f}{L}, \quad \frac{L_f}{L} \le 0.1. \tag{29}$$

6.3. Модел на Ziraba

Ziraba [10] предлага два модели за армиранобетонските греди зајакнати со челична лента, за предвидување на контактно површинското луштење на крајот од лентата и вториот за предвидување на сепарација на бетонскиот слој.

Во првиот модел критичното напрегање при лом го дефинира со равенката:

$$\tau + \sigma_y \tan\phi \le C \tag{30}$$

каде τ и σ_y се максималните контактно површински напрегања на смолкнување и нормални напрегања на крајот од лентата; C коефициент на кохезија и ϕ агол на внатрешно триење. Максималните напрегања на смолкнување и нормалните напрегања се определуваат согласно равенките:

$$\tau_{\max} = \frac{\alpha_1 f_t'}{f_c'^{5/4}}\left[\left(V_0 + \left(\frac{k_s}{E_f b_f t_f}\right)^{1/2} M_0\right)\left(\frac{b_f t_f}{I b_a}\right)\left(d_f - c\right)\right]^{\frac{5}{4}} \tag{31}$$

$$\sigma_{z,\max} = \alpha_2 \tau_{\max} t_f \left[\frac{k_n}{4E_f I_f}\right]^{1/4} \tag{32}$$

Заменувајќи ги равенките (31) и (32) во равенката (30) се добива изразот за пресметување на силата за смолкнување во гредата, на крајот од лентата, која предизвикува нејзино луштење.

Во вториот модел Ziraba [10] претпоставува дека силите на смолкнување кои се спротиставуваат на луштењето зависат од јакоста на бетонот на смолкнување V_c и јакоста на узенгиите на смолкнување V_s

$$V_{db,end} = \left(V_c + kV_s\right), \tag{33}$$

каде

$$V_c = \frac{1}{6}\left(\sqrt{f_c'} + 100\ \rho_s\right) b_c d \tag{34}$$

$$V_s = \left(A_{sv} f_{yv} d\right)/s \,. \tag{35}$$

k е емпиричен фактор на ефикасност, преку кој се регулира придонесот на узенгиите и е поврзан со најголемото нормално контактно површинско напрегање на крајот од лентата, калибриран со експериментални резултати.

7. ЗАКЛУЧОК

Во овој труд даден е преглед на постоечки модели за определување на лом кој започнува со луштење на крајот од лентата кај армиранобетонски носачи зајакнати со FRP лента. Од прегледот на литература може да се констатира дека моделите базирани на капацитетот на смолкнување и моделите кои базираат на контактно површинските напрегања се погодни за предвидување и за лом настанат со одвојување на бетонскиот заштитен слој и за контактно површинскиот лом настанат со одвојување на крајот од плочата. Моделите на "бетонски забци" се применуваат единствено за определување на лом манифестиран со луштење на бетонскиот заштитен слој. Треба да се потенцира дека единствена верификација за веродостојноста на било кој јакоснен модел се резултатите добиени од експериментални испитувања.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., Lam, L. (2002), FRP-Strengthened RC Structures, John Wiley & Sons, Ltd, England

[2] Oehlers, D. J., Moran, J. P. (1990), Premature Failure of Externally Plated Reinforced concrete Beams, Journal of Structural Engineering, V. 116, No. 4, pp. 978-995

[3] Oehlers, D. J. (1992), Reinforced Concrete Beams with Plates glued to Their Soffits, Journal of Structural Engineering, V. 118, No. 8, pp. 2023-2038

[4] Jansze, W. (1997), Strengthening of RC Members in Bending by Externally Bonded Steel Plates, Phd thesis, Delft University of Technology

[5] Ahmed, O., van Gemert, D. (1999), Effect of longitudinal carbon fiber reinforced plastic laminates on shear capacity of reinforced concrete beams, Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, pp.933-943

[6] Raoof, M., Zhang, S. (1997), An Insight into the Structural Behavior of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Plates, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, V. 122, pp. 477-492

[7] Raoof, M., Hassanen, M. A. H. (2000), Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre-reinforced plastic or steel plates glued to their soffits, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, V. 140, pp. 291-305

[8] Roberts, T., M. (1989), Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentrations in the Adhesive Layer of Plated RC Beams, The Structural Engineering, V. 67, No. 12, pp. 229-233

[9] El-Mihilmy, M. T., Tadesco, J. W. (2001), Prediction of Anchorage Failure for Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer Plates, ACI Structural Journal, V. 98, No. 3, pp. 301-314

[10] Ziraba, Y. N., Baluch, M. H., Basunbul, I. A., Sharif, A. M., Azad, A. K., Al-Sulaimani, G. J. (1994), Guidelines toward the Design of Reinforced Concrete Beams, with External Plates, ACI Structural Journal, V. 91, No. 6, pp. 639-646

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 8

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Marijana LAZAREVSKA[1], Ana TROMBEVA-GAVRILOSKA[2], Meri CVETKOVSKA[3], Milos KNEZEVIC[4]

APPLICATION OF FUZZY LOGIC FOR PREDICTION OF FIRE RESISTANCE OF RC COLUMNS

SUMMARY

Fuzzy logic stands as a new engineering paradigm. Its application enables accurate modeling of the imprecise meaning of the words, therefore empowers the construction of quality models that are closer to the way of human logic. All of this places fuzzy logic as one of the most powerful tools for solving complex engineering problems. This paper gives a short overview of the basic concepts of fuzzy theory and fuzzy systems, while its application is shown on the example for prediction of fire resistance of RC columns.

Keywords: fuzzy logic, prediction, fire resistance

Маријана ЛАЗАРЕВСКА[1], Ана ТРОМБЕВА-ГАВРИЛОСКА[2], Мери ЦВЕТКОВСКА[3], Милош КНЕЖЕВИЌ[4]

ПРОЦЕНКА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ СТОЛБОВИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ ЛОГИКА

РЕЗИМЕ

Фази логиката претставува нова парадигма во инженерството. Со нејзина примена се овозможува моделирање на непрецизното значење на зборовите што придонесува кон изградба на квалитативни модели кои се поблиски до начинот на човечкото размислување. Поради тоа фази логиката е една од најмоќните алатки за решавање на лошо структурирани проблеми.Во овој труд е даден краток преглед на основните концепти на фази теоријата и фази системите, а нејзина применливост е покажана на пример за проценка на пожарна отпорност на АБ столбови.

Клучни зборови: фази логика, проценка, пожарна отпорност

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marijana@gf.ukim.edu.mk
[2] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, agavriloska@arh.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[4] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University in Montenegro, Podgorica, Montenegro, knezevicmilos@hotmail.com

1. ФАЗИ ЛОГИКА

"Колку поблиску се разгледува некој проблем, неговото решение станува сè повеќе fuzzy"

LoftiZadeh

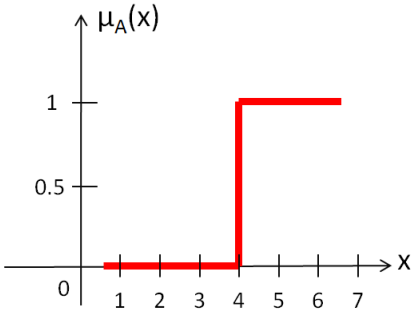
Фази (*fuzzy*[5]) логиката и фази системите, како потполно нови поими, се дефинирани во 1965 година од страна на професорот Лофти Задех (*Lofti A. Zadeh*). Основните концепти на фази логиката Задех ги објавил во неговиот труд насловен како "*Fuzzy sets*" кој всушност претставува огромен скок во теоријата на системите(Zadeh L.et all.). Задех ги поставува основите за развој на една нова математичка теорија на фази системи со која на математички формализиран начин се претставуваат и моделираат: непрецизноста, неодредеността, неизвесноста, расплинетоста, субјективноста итн. Анализирајќи ги сложените системи Задех дошол до заклучок дека доколку сложеноста на системите преминува извесна граница, тогаш нивното однесување е невозможно да се опише преку јасни и точни изрази (Zadeh L. et all.). Со сложените проблеми може да се управува само ако се дозволи непрецизност во описот и размислувањето (Zadeh L.et all.). Основна цел на фази логиката е да се доближи до човековиот ум и до начинот на човековото размислување и донесување на заклучоци, во услови на неизвесност и приближни информации. Теоријата на фази системите помага во премостување на различностите помеѓу правилата на класичната теорија на системи и начинот на размислување на човечкиот ум. Таа овозможува моделирање на проблеми и појави во кои преовладува неизвесност, неодреденост, субјективност и повеќезначајност (Zadeh L.et all.).

1.1. Математички основи на фази логика

Фази системите претставуваат генерализација на класичните системи. Класичните (јасни, "*crisp*") системи се одликуваат со една единствена функција на припаѓање, односно некој елемент или припаѓа или не припаѓа на определно множество. За разлика од нив, фази системите се карактеризираат со можност за дефинирање на степен на припаѓање за секој елемент, односно нивна специфика е постоењето на бескрајно многу различни функции на припадност(Zadeh L.et all., Berthold M., Hellman M.).

Во класичната теорија на системи дискретните множества се дефинираат како збир од елементи кои имаат исти својства, а функцијата на припаѓање за било кој елемент има вредност 0 (доколку елементот не припаѓа на множеството) или вредност 1 (доколку елементот припаѓа на множеството). Значи припадноста на било кој елемент *X*, означена со $\mu_A(x)$, во множеството *A* е дисктинктна, елементот или припаѓа или не припаѓа на множеството (рав.1, слика 1):

$$\mu_A(x) = \begin{cases} 1; x \in A \\ 0; x \notin A \end{cases} \qquad (1)$$



Слика 1. Графички приказ на функција на припаѓање $\mu_A(X)$ на елемент X во класично множество на реални броеви кои се поголеми или еднакви на 4

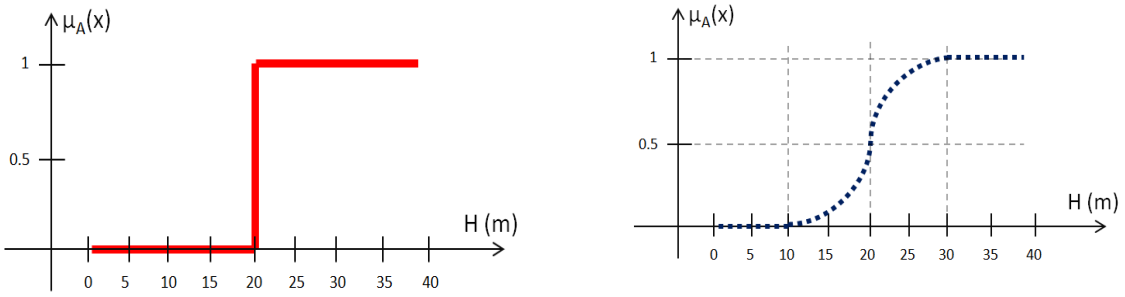
Математичката теорија на расплинети системи, предложена од Задех, дозволува опишување на "расплинети" појави, операции и носење на заклучоци. Поимот на расплинет систем, односно множество, претставува математичка формализација на расплинети информации и овозможува дефинирање на степен на припаѓање на различни елементи од множеството(Zadeh L.et all., Berthold M., Hellman M., Prascevic Z.).

[5]Поимот фази (fuzzy) означува нешто нејасно, непрецизно, замаглено, неопределено, недефинирано.

Со фази системите се овозможува моделирање на неопределеност и неизвесност на лингвистички променливи. Примери за лингвистичка неопределеност и неизвесност се среќаваат многу често во градежништвото. На пример ако се побара одговор на прашањето: кој објект е висок објект? Поимот "висок" може да се претстави со нумеричка вредност од 20 m. Класичната теорија на системи би го дала точно определениот одговор: доколку некој објект има висина поголема или еднаква на 20 m, тогаш тој припаѓа во групата на високи објекти, а доколку неговата висина е помала од 20 m, тогаш тој објект припаѓа во групата на ниски објекти. Но дали е ова навистина точниот одговор на поставеното прашање? Зарем објект со висина од 19 m е низок објект? Дали може ваквите реални ситуации да се претстават со толку строги правила и ограничувања?

Интиутивно, многу поблиску до човековото размислување би бил следниот одговор: секој објект припаѓа во категоријата на "високи објекти" со определен степен на припаѓање. Степенот на припаѓање може и да варира, во зависност од тоа кој го дава одговорот на прашањето. Сепак, функцијата на припаѓање нема да биде еднозначно определена, односно графички прикажана нема да биде со строги ивици, туку ќе биде некоја монотона функција.

Доколку се согласиме дека сите објекти со висина помала од 10 m дефинитивно не припаѓаат во групата на високи објекти, тогаш нивниот степен на припаѓање во ова множество би изнесувал 0. Објектите со висина поголема од 30 m се дефинитивно високи објекти и нивниот степен на припаѓање има вредност 1. Но, објектите со висина од 10 m до 30 m исто така припаѓаат на множеството на високи објекти, со тоа што нивниот степен на припаѓање се движи во границите од 0 до 1 (слика 2).



Слика 2. Графички приказ на функција на припаѓање $\mu_A(X)$ на елемент X во: (а) класично множество на високи објекти и (б) фази множество на високи објекти

Сосема е јасно дека ваквиот пристап на дефинирање на променливите и нивните вредности е многу поблизок до човечкиот начин на размислување, споредено со класичниот пристап на дефинирање на степен на припаѓање. Токму оваа идеја била искористена од страна на Задех за формулација на теоријата на фази множества и фази логика(Zadeh L.et all.).

Фази множеството е множество на елементи кои имаат слични својства, а класичното множество е специјален случај на фази множество. Секој елемент од фази множеството припаѓа на тоа множество во интервалот од 0 до 1. Таа мерка на припаѓање е опишана со функцијата на припаѓање (membership function). Едно фази множество може да се опише со повеќе различни функции на припаѓање, а токму оваа карактеристика им овозможува на фази множествата прилагодливост на ситуациите во кои истите се применуваат.

1.2. Фази правила

Процесот на користење на фази множествата ги опфаќа следните фази(Zadeh L.et all., Berthold M., Hellman M., Prascevic Z.):

- → Фазификација – ги модифицира влезните сигнали за да можат добро и правилно да се протолкуваат и за да се споредат согласно правилата од базата на правила: Crisp сигналот се претвора во соодветен fuzzy облик.

- → Донесување на заклучоци – фаза што е базирана на правила, односно ова е механизам за проценка на контролните правила кои се релевантни за моменталната состојба на системот и за одлучување каков ќе биде управувачкиот систем, т.е. влезот во процесот.
- → Дефазификација – трансформација на обликот на сигналот, од fuzzy во crisp.

Алгоритмот на фазификација може да се претстави преку следните 4 чекори:

- → Дефинирање на лингвистички променливи и термини
- → Определување на нумеричко значење, за секој термин на лингвистичките променливи, со кое најдобро се опишува терминот. На значењето се придружува функција на припаѓање.
- → Определување на степен на припаѓање (0 и 1) за секој термин.
- → Избирање на функција на припаѓање.

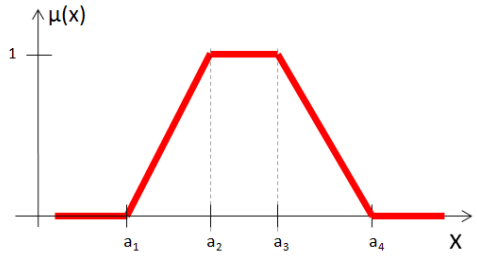
Фази заклучувањето е процес на формирање на врска помеѓу влезните и излезните фази сигнали (големини) преку користење на фази логиката. Системот на фази заклучување се среќава под различни називи: фази експертен систем, фази моделирање, систем базиран на фази правила, фази систем итн. Во фази логиката се користи правилото АКО-ТОГАШ (*if A then B*) со кое се врши пресликување на фази влезните променливи во фази излезни променливи. Користејќи ја расположивата база на знаења во процесот на фази заклучување се генерираат соодветни заклучоци, односно решение на поставениот проблем.

Дефазификацијата е процес на добивање на точен резултат од фази системот. Влезна големина на овој процес е фази системот, а излезна големина е точната вредност од фази системот. Развиени се неколку методи за дефазификација(Soltani A., Shahsavari N.et. all, Zadeh L. et all): метода на тежиште (COG - Centre of gravity),метода на средна вредност на максимум (MOM – Mean of maxima), метода на максимум – лева висина (LMAX – Leftmost maximum), метода на максимум – десна висина (RMAX – Rightmost maximum), метода на раздвоен простор (BOA – Bisector of area).

1.3. Фази броеви

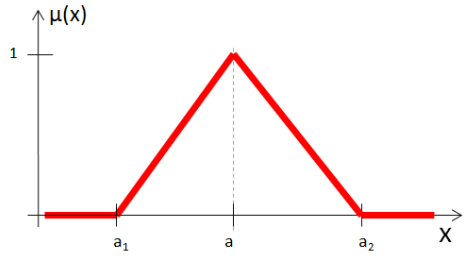
Фази броевите на едноставен начин се дефинираат како броеви со несигурна вредност, за разлика од "обичните" броеви кои имаат прецизна и точно определан единечна вредност. Концептот на примена на фази броеви го зема пред вид фактот дека сите физички феномени се карактеризираат со определн степен на несигурност.

Фази број претставува нормализирано конвексно фази множество кое има барем еден елемент чиј степен на припаѓање изнесува 1. Трапоезидниот (слика 3) и триаголниот (слика 4) фази број се најчесто користените фази броеви во праксата, иако се користат и S(слика 5) и π (слика 6) функциите.



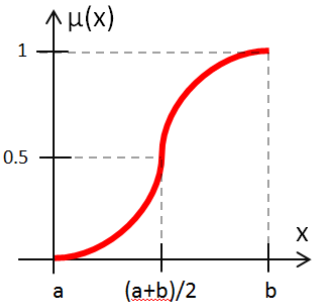
$$\mu_M(x) = \begin{cases} \dfrac{x - a_1}{a_2 - a_1}; x \in [a_1;\ a_2] \\ 1;\ x \in [a_2;\ a_3] \\ \dfrac{x - a_4}{a_3 - a_4}; x \in [a_3;\ a_4] \\ 0;\ x \notin [a_1;\ a_4] \end{cases}$$

Слика 3. Приказ на функција на припаѓање на трапезоиден фази број $\mathbf{M(a_1, a_2, a_3, a_4)}$



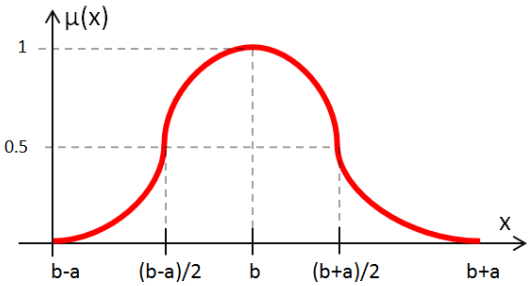
$$\mu_N(x) = \begin{cases} \dfrac{x-1}{a-a_1}; x \in [a_1;\ a] \\ \dfrac{x-a_2}{a-a_2}; x \in [a;\ a_2] \\ 0;\ x \notin [a_1;\ a_2] \end{cases}$$

Слика 4. Приказ на функција на припаѓање на триаголен фази број $\mathbf{N(a_1, a, a_2)}$



$$\mu_S(x) = \begin{cases} 0; x < a \\ 2\left(\dfrac{x-a}{b-a}\right)^2;\ a \le x \le \dfrac{a+b}{2} \\ 1 - 2\left(\dfrac{x-b}{b-a}\right)^2;\ \dfrac{a+b}{2} \le x \le b \\ 1;\ x \ge b \end{cases}$$

Слика 5. Приказ на функција на припаѓање на S фази број $\mathbf{S(x, a, b)}$



$$\mu_\pi(x) = \begin{cases} s(x; b-a; b); x \le b \\ 1 - s(x; b; b+a); x > b \end{cases}$$

Слика 6. Приказ на функција на припаѓање на πфази број $\boldsymbol{\pi}\mathbf{(x, a, b)}$

2. ПРОЦЕНКА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ СТОЛБОВИ СО ПРИМЕНА НА ФАЗИ ЛОГИКА

Во рамките на истражувањето спроведено како дел од докторската дисертација (Lazarevska M.) беше анализирана зависноста на пожарната отпорност на АБ столбови од неколку параметри: димензии на столбовите, дебелина на заштитен бетонски слој, процент на армирањеи коефициент на оптовареност. Нумеричката анализа на АБ столбови опожарени од сите четири страни и АБ столбови вметнати во sид, како и анализата со примена на вештачки невронски мрежи, покажаа дека: пожарната отпорност на столбовите е поголема доколку истите имаат повисок процент на армирање, поголеми димензии на попречниот пресек, поголема дебелина на заштитниот бетонски слој и помал степен на оптовареност. Согласно на овие зависности, во продолжение ќе биде прикажана постапката за проценка на пожарната отпорност на АБ столбови со примена на фази логиката.

Како влезни променливи за моделот се предлагаат:

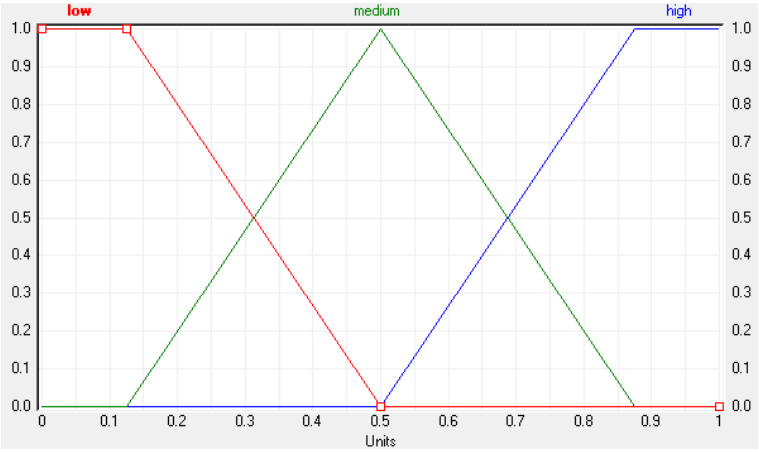
- → Димензии на АБ столб,
- → Дебелина на заштитен бетонски слој,
- → Процент на армирање и

→ Коефициент на оптовареност.

Бидејќи зависноста на првите три променливи во однос на пожарната отпорност е сосема иста, тие се дефинирани преку иста лингвистичка скала (третостепена квалитативна скала: "*мал*", "*среден*" и "*голем*"), прикажана во Табела 1 и на дијаграмот на Слика 7:

Процент на армирање, попречнипресек и дебелина на заштитен слој	**Лингвистички вредности**	**Min вредност**	**Средна вредност**	**Max вредност**
	Мал	0	0.12	0.5
	Среден	0.1	0.5	0.88
	Голем	0.5	0.88	1

Табела 1. Квалитативна скала за фази променливите: процент на армирање, попречен пресек и дебелина на заштитен бетонски слој

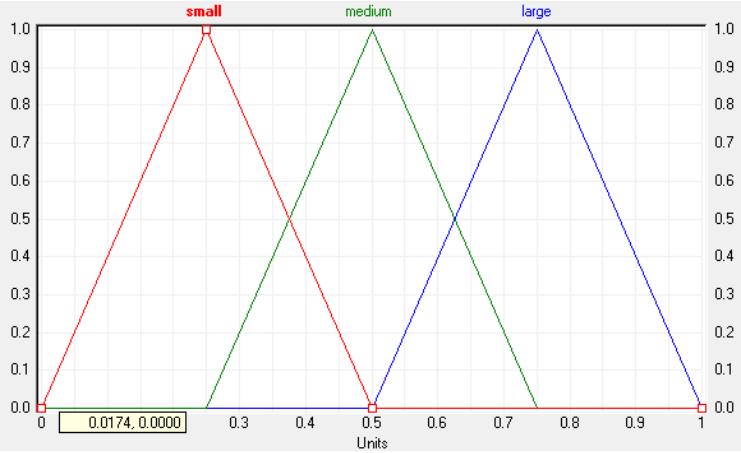


Слика 7. Графички приказ на триаголно фази множество за лингвистичката вредносна скала за променливите: процент на армирање, попречен пресек и дебелина на заштитен бетонски слој

Зависноста на променливата, степен на оптовареност, во однос на пожарната отпорност е дефинирана преку третостепена лингвистичка скала ("*мал*", "*среден*" и "*голем*"), прикажана во Табела 2 и на дијаграмот на Слика 8:

Степен на оптовареност	**Лингвистички вредности**	**Min вредност**	**Средна вредност**	**Max вредност**
	Мал	0	0.3	0.5
	Среден	0.25	0.5	0.75
	Голем	0.5	0.75	1

Табела 2. Квалитативна скала за фази променливата: степен на оптовареност



Слика 8. Графички приказ на триаголно фази множество за лингвистичката вредносна скала за променливата: степен на оптовареност

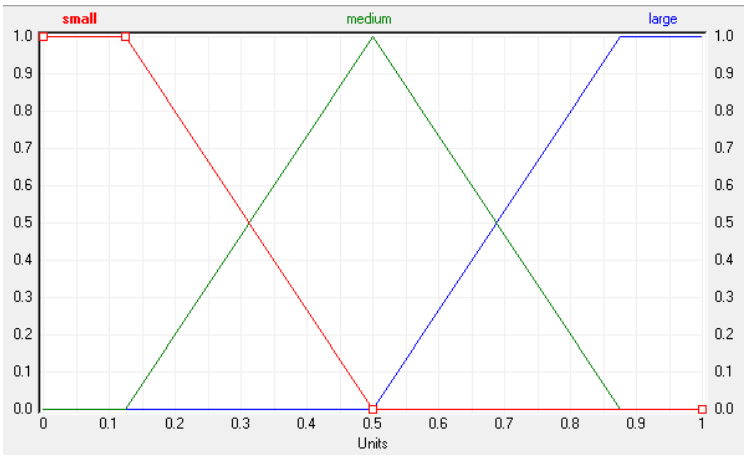
Моделот е дефиниран со една излезна променлива:

→ Пожарна отпорност на АБ столб.

Излезната променлива е дефинирана преку триаголем фази број, односно со третостепена лингвистичка скала ("*ниска*", "*средна*" и "*висока*") и истата еприкажана во Табела 3 и на дијаграмот на Слика 9:

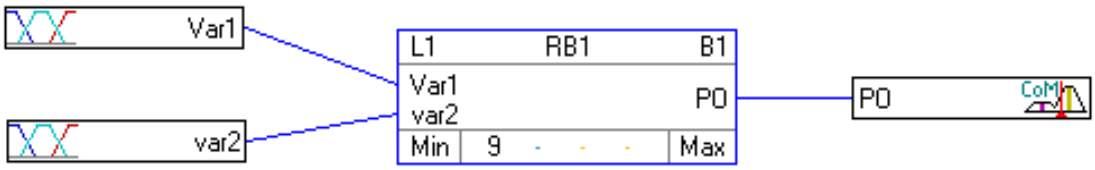
	Лингвистички вредности	**Min вредност**	**Средна вредност**	**Max вредност**
Пожарна отпорност	**Ниска**	0	0.12	0.5
	Средна	0.1	0.5	0.88
	Висока	0.5	0.88	1

Табела 3. Квалитативна скала за фази променливата: пожарна отпорност на АБ столб



Слика 9. Графички приказ на триаголно фази множество за лингвистичката вредносна скала за променливата: пожарна отпорност на АБ столб

Шемата за решавање на моделот, дефиниран со две влезни и една излезна променлива, е претставена на слика 10:

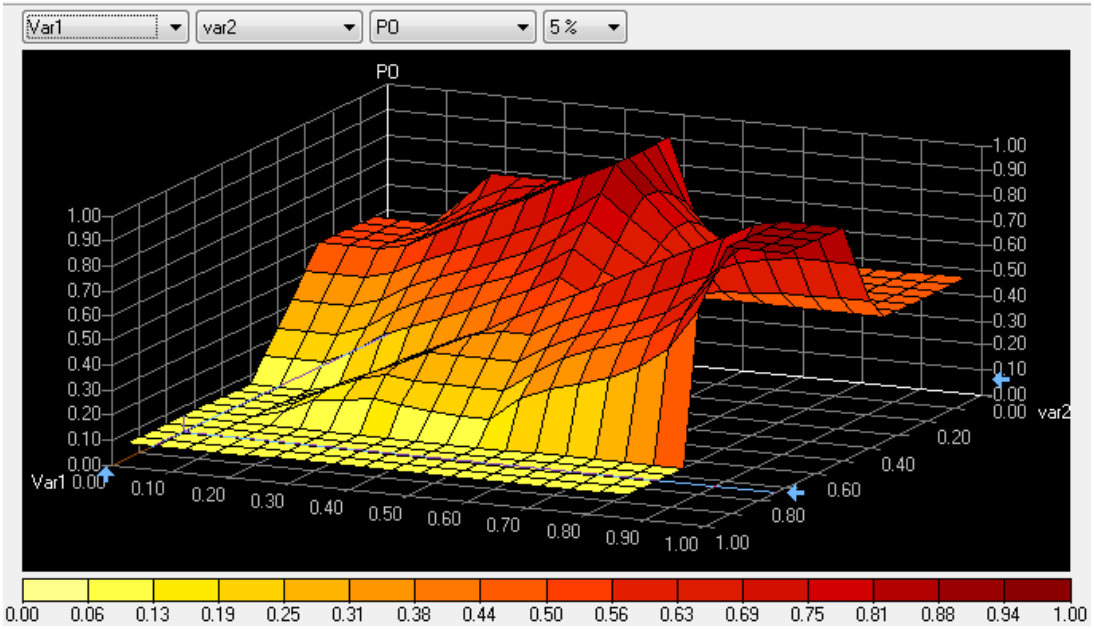


Слика 10. Графички приказ на шема за решавање на фази модел зададен со две влезни и една излезна променлива

Определувањето на нивото на пожарна отпорност, во зависност од димензиите на столбовите, дебелина на заштитниот бетонски слој, процентот на армирањеи коефициентот на оптовареност, кога сите променливи се зададени преку фази лингвистички вредности, е извршено со примена на софтверот**fuzzyTECH**ver. 6.0. За да може да се започне со решавање на задачата мора да се дефинираат соодветни фази правила на одлучување, прикажани во Табела 5:

	Димензии на столб, дебелина на заш. бетонски слој и процент на армирање	**Мал**	**Среден**	**Голем**
Коефициент на оптовареност	**Мал**	Средна	Висока	Висока
	Среден	Ниска	Средна	Висока
	Голем	Ниска	Ниска	Средна

Табела 5. Множество на фази правила за две влезни и една излезна променлива



Слика 11. Графички 3D приказ на зависноста на излезната променлива (пожарна отпорност на АБ столбови “PO”) во функција од двете групи на влезни променливи “Var1” и “Var2”

За множеството на фази правила дефинирани во Табела 5 може да се исцрта просторен дијаграм (Слика 11), користејќи го софтверот **fuzzyTECH**. Просторниот дијаграм е всушност графички 3D приказ на зависноста на излезната променлива (пожарна отпорност на АБ столбови) во функција од двете групи на влезни променливи (прва група: димензии на столбовите, дебелина на заштитниот бетонски слој, процентот на армирањеивтора група: коефициент на оптовареност). Од ваквиот просторен дијаграм, а со примена на фази логиката, односно фази заклучување и дефазификација на резултантното фази множество (излезен резултат), може да се добие прецизна нумеричката вредност за пожарната отпорност на АБ столбовите, во границите [0,1].

3. ЗАКЛУЧОК

Примената на фази системите и фази логиката е погоден концепт за решавање на проблеми кои се карактеризираат со непрецизност, нејасност или пак субјективност при дефинирањето на влезните променливи. Фундаменталниот пристап кој се базира на примената на фази теоријата овозможува напредно и успешно моделирање на реални ситуации и проекти, со што се надминуваат недостатоците карактеристични за класичните методи за планирање.

Воведувањето на фази теоријата од страна на Задех (1965) отворило нови хоризонти кај различни научни области, меѓу кои е и планирањето на проекти. Со помош на концептите на фази теоријата, и преку претпоставка на непрецизност и неизвесност на податоците, се развива еден нов пристап на планирање со кој се овозможува прилагодување на моделите со реалноста.

Сепак, треба да се нагласи дека фази логиката, во денешно време, не се користи како самостојна алатка за решавање на проблеми, туку во комбинација со останати методологии, како што се: генетските алгоритми и невронските мрежи и како проширување на можностите на експертните системи.

REFERENCES

[1] Bencina J.: “The use of fuzzy logic in coordinating investment projects in public sector”, Proceedings of Faculty of economics, Rij., Vol. 25, pp. 113-140, 2007

[2] Berthold M.: “Tutorial: Fuzzy logic”, Advanced course of knowledge discovery, Konstanz University, Ljubljana, 2005

[3] Hellman M.: “Fuzzy logic introduction”, University of Rennes, France

[4] Shahsavari N., Modarres M., Aryanejad Mir. B. and Moghadam R. Tavakoli: “Calculating the project network critical path in uncertainty conditions”, international journal of Engineering and technology, Vol. 2 (2), pp. 136-140, ISSN: 0975-4024, 2010

[5] Soltani A. and Haji R.: “A project scheduling method based on fuzzy theory”, Journal of Industrial and Systems engineering, Vol. , no. 1, pp. 70-80, 2007

[6] Prascevic Z.: “Fuzzy logika”, Predavanja doktorskes tudije, Gradjevinski fakultet, Podgorica, Crna Gora, 2011

[7] Prascevic Z.: “Primena teorije mogucnosti u planiranju realizacije projekata”, Casopis Izgradnja, Br. 1/89, str. 9-13, Beograd, 1989

[8] Zadeh L., King-Su F., Tanaka K. and Shimura M.: “Fuzzy sets and their applications to cognitive and decision processes”, Academic Press, Inc., United States of America, ISBN: 0-12-775260-9

[9] Lazarevska M.: “Modeling the management of civil engineering projects through the application of fuzzy-neural networks”, Doctoral theses, Civil engineering faculty, Podgorica, Montenegro, 2014

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 9

Vladimir RADOJIČIĆ[1]

THE FIBER REINFORCED CONCRETE GIRDER S STRAINED BY TRANSVERSAL FORCES

SUMMARY

The girders with dimension 220 cm, reinforced by 2% steel fibers of 10 x 20 cm cross section were tensed by transversal forces. The girders were tested to short – term load and were loaded 28 days. The results from this research provided the coefficients of the safety to the fracture of concrete. These coefficients were: for concrete γ_{bu} = 2,393 and for the steel γau = 2,133. The aim of this research was to move the limited of the concrete hardness toward the higher values in the economic sense.

Keywords: fiber concrete, steel fiber, tensile strength, short - term load, tensile test

Владимир РАДОЈИЧИЌ[1]

БЕТОНСКИ НОСАЧИ АРМИРАНИ СО ВЛАКНА НАПРЕГНАТИ НА ТРАНСВЕРЗАЛНИ СИЛИ

РЕЗИМЕ

Носачи со димензии од 220 cm, армирани со 2% челични влакна со напречен пресек 10 x 20 cm беа напрегнати од трансверзални сили. Носачите беа испитувани на краткотрајно дејство на натоварување и беа натоварувани 28 дена. Резултатите од ова истражување ги одредија коефициентите на сигурност од лом на бетонот. Овие коефициенти се: за бетон γ_{bu} = 2,393 и за челик γau = 2,133. Целта на ова истражување беше да се помести ограничувањето на зајакнувањето на бетонот со оглед на високите вредности во економска смисла.

Клучни зборови: бетон армиран со влакна, челични влакна, јакост на затегнување, краткотрајно дејство на товар, испитување на затегнување

[1] Prof. PhD, Faculty of Technical Sciences, Nis, Serbia

1. INTRODUCTION

The idea to make the fiber concrete is well known to the professional public. Many times it was a provocative theme of the authors of the papers. Special attention was paid to the fiber reinforced and this topic was important subject at the meetings of research workers and engineers.

2. THE EXPERIMENTAL PROCEDURE

Three fractions of carefully selected and well prepared material were used: 45% of sand grain from 0-2 mm, 25% of aggregate from 2 - 4 mm, 40 % of limestone aggregate from 8-16 mm, 0,55% of water factor and the 300 kg/m^3 "Beočin" of portland cement and the steel fiber f 1,77 mm , 6 cm length, whose limit of breaking is 489,31 MPa .

The testing of the steel fiber was performed by the Institute of the Faculty of Mechanical Engineering. Three series with two girders each, were made with this prescriptions:

-two girders armored by three wires ribbed reinforcement (ϕ 8 mm, RA 400/500 – 2) were placed on the lower area for the reception of the bending moment of the useful and constant load, and with 2 x 2,5 kN two concentric forces each on l/2 of the girder, and

- two girders were made without the cross reinforcement with one stirrup of smooth steel each, ϕ 6 mm on l/2 of the span and over the supports of girders.

	Steel	ϕ mm	σ_v MPa	σ_m MPa	The contents of the carbon
1	GA 240/360	6	285,0	395,0	
2	RA 400/500	8	507,5	748,6	4,8 %
3	fibers	1,27	315,2	489,3	

Table 1. The results of the testing of the steel fibers, ribbed and smooth wires

Three cubes 15x15x15 cm were made of fiber reinforced concrete to determine in the make of the concrete and three test prisms 10x10x30 cm to determine the strength of the concrete in tension on the bending and three prisms 12x12x36 cm were also made to follow the comparative time of determination the creeping and shrinking of concrete two girders were made without the cross reinforcement with one stirrup of smooth steel each f 6mm on l/2 of the span and over the supports of girders.

Figure 1. Prisms with the instruments

3. TRACKING OF DILATATIONS CAUSED BY CREEP OF CONCRETE

The dilatations caused by the creep of concrete were tested at the sometime on the prisms an the girders. The mechanical deformeters "Izmeron" of Russia production 1/1000 accuracy, 11 cm base were placed on any side of all three prisms (10x10x30 cm) and were measured from the moment of applied normal force. The prisms were placed on one the top of the other. On the connecting surfaces, between the prisms were placed the textile supports, because of the constant transporting of the force fig. 2.

Figure 2. Prisms (schedule of instruments)

It was proposed to follow the state of the prisms caused by the creeping and the shrinking of the concrete in 28 days i.e. up to the point of strain pressure fall in the most tensed reinforcement.

On the girders fiber reinforced concrete (MB30) designed for the short – time load were applied two concentrated forces each: 2x5,5 kN, at the distance of 22,5 cm from the middle part of the girder (tested girders).

The application was carried out gradually from 2 x 5,5 kN to 2x15,31 kN.

	load in kN		dilatation in most compressed fiber	stress of concrete in MPa	dilatation in the tensioned reinforcement	stress in tensioned reinforcement	cracks on l/2	displace-ments on l/2
1	2x5,5	1	$2{,}335 \times 10^{-4}$	7,37	$1{,}157 \times 10^{-3}$	243,0		
2	2x5,5	2	$2{,}428 \times 10^{-4}$	7,70	$1{,}358 \times 10^{-3}$	285,18		
3	2x7,5	3	$2{,}967 \times 10^{-4}$	9,36	$1{,}463 \times 10^{-3}$	307,27		
4	2x8,5	4	$3{,}552 \times 10^{-4}$	11,20	$1{,}731 \times 10^{-3}$	363,51		
5	2x9,0	5	$3{,}708 \times 10^{-4}$	11,70	$1{,}834 \times 10^{-3}$	385,15		
6	2x10,0	6	$4{,}088 \times 10^{-4}$	12,90	$1{,}991 \times 10^{-3}$	418,11		
7	2x11,0	7	$4{,}349 \times 10^{-4}$	13,72	$2{,}121 \times 10^{-3}$	445,40		
8	2x12,8	8	$5{,}055 \times 10^{-4}$	15,95	$2{,}455 \times 10^{-3}$	515,47	0,5	4 mm
9	2x15,3	The fracture in l/2			$2{,}965 \times 10^{-3}$	625,8		6 cm

Table 2. Measuring results for the stresses and the dilatations

Figure 3. Testing of flowing device

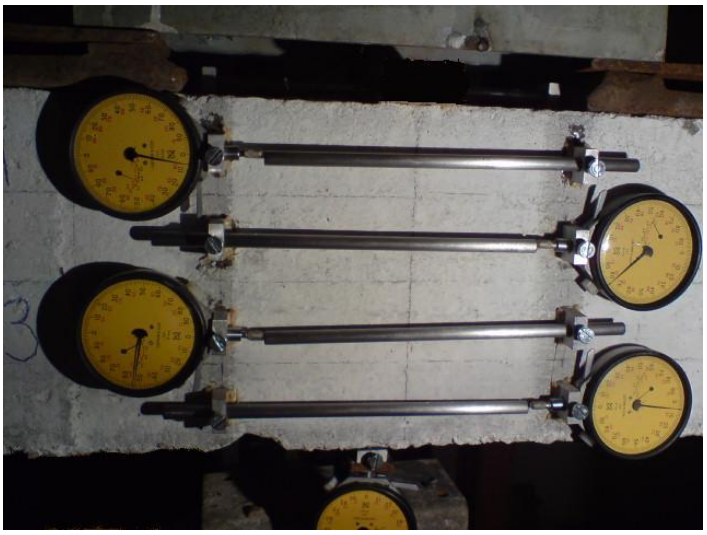


Figure 4. The schedule of the instruments

The first crack (fig.5) appeared at the acting force 12,8 kN (whose width 0,5 mm , bending 4mm) an the next two forces the reaction of the 2x15,31 kN which caused the fracture of the section of the girder . The crack was expanding in the further load increase.

The cracks and deformation of the girder continued to expand unlimitedly without increasing the cracks immediately before of the concrete breaking (Fig. 5).

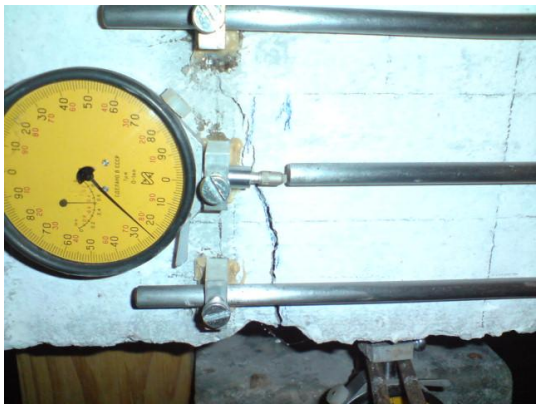


Figure 5. The first crack

Figure 6. The fracture of the girder

4. ANALYSIS RESULTS

Analyzing the results got at the reinforced concrete girders by 2 % steel fibers , I conclude that:

- the girders were dimensioned for the load with two concentrated forces from the operative load 2x5,5 kN .
- the load in time examination was applied gradually from 2x5,5 kN through 2x6,5 kN .... to 2x15,31 kN .
- the load 2x15,31 kN caused the sudden increasing deflection and the fracture of the section in l/2 girder .
- it is characteristic of the girders , that the cracks on to three were expanding at the limit load deflections unlimitedly increased .
- the cracks furrowed the surface of the girder under every next load .
- the results got measuring on the prisms were identical with the results got measuring on the girders .

- for the suggested diagram the stress and the dilatations it is obtain the necessary coefficient of the safety to concrete $\gamma bu = 2{,}383$ and the tensed armature $\gamma au = 2{,}21$.
- That the average values: the stress decrease in the most pressed concrete part . It was 13,97 % only because of the load .
- That the concrete make MB 30 is defined on the concrete cubes armored by the steel fiber and the concrete tensile strength at bending is defined on the concrete armored with steel fibers .
- $\varepsilon b = 4‰$, $\varepsilon a = 10‰$
- That the steel fiber influence significantly increases the tensile strength concrete on bending, but it doesn't increase the compressive strength concrete.
- That the coefficient of safety to concretes breaking and tensed reinforcement is .
- The achieved values of fiber reinforced concrete should be proved in further researches in civil engineering.

REFERENCES

[1] Радојичић В.: Савијање гредних носача од висококвалитетног бетона попречним силама, Докторска дисертација, Ниш, 1999

[2] Лазаревић Ђ.: Гранична носивост линијских система. Грађевинска књига. Београд, 1997

[3] Ивковић М. Радојичић Т.: Реологија и општа теорија лома бетона. Научна књига. Београд, 1987

[4] Ивковић М. Радојичић Т., Аћић М: Гранична стања бетонских конструкција. Научна књига. Београд, 1985

[5] Радојичић Т.: Главни напони и гранична носивост армирабобетонских елемената. Докторска дисертација. Ниш, 1980

[6] Furter investigatiosan the ereporflok of concrete under (Building Research Tech). Paper N^{o}21, London, 1939

[7] Гвоздев А.А: Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия, Волус 1. Гостроп издат, Москва 1949

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

CS - 10

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Iliana STOYNOVA[1], Radan IVANOV[2], Konastantin KAZAKOV[3]

FEM MODELLING OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE MEMBERS AND CONNECTIONS

SUMMARY

Slab-column connection in the flat slab system is frequently subjected to transverse shear forces, which can cause a punching shear failure. In this paper are presented characteristics of finite elements, used for modeling of punching shear at column-flat slab connection. An over view of the finite elements, used for modeling of concrete and reinforced concrete members and connections and simulation by the FEM is presented, as well as their implementation in an actual model. The models of concrete and reinforced concrete analyzed using the ANSYS program. The concrete is modeled using SOLID65 element, which is capable of simulating the cracking and crushing behavior of brittle materials. The reinforcement such as deformed bars, is modeled using BEAM188 element.

Keywords: concrete, column-flat slab, structural connection

Илиана СТОЈНОВА[1], Радан ИВАНОВ[2], Константин КАЗАКОВ[3]

МОДЕЛИРАЊЕСО МКЕ НА БЕТОНСКИ И АРМИРАНОБЕТОНСКИ ЕЛЕМЕНТИ И ВРСКИ

РЕЗИМЕ

Врската плоча-столб во систем рамна плоча често е подложена на трансверзални сили на смолкнување кои предизвикуваат пробивање во плочата. Во овој труд презентирани се карактеристиките на конечните елементи користени за моделирање на врската столб-плоча од пробивање.Даден е краток преглед на конечните елементи користени за моделирање на бетонските и армиранобетонските елементи и врски и презентирана е симулација од МКЕ, како и нивна примена во вистински модел. Моделите од бетон и армиран бетон се анализирани користејќи го софтверот ANSYS. Бетонот е моделиран користејќи SOLID65 елементи,погодни за симулирање на пукнатини и цепење на крти елементи,а зајакнувањето со ребреста арматура е моделирано користејќи BEAM188 елементи.

Клучни зборови: бетон, столб-рамна плоча, конструктивна врска

[1] Assist. PhD student, Department “Mechanics and Mathematics”, USEA(VSU) “LyubenKaravelov”, stoynova@vsu.bg
[2] Assoc. Prof. PhD, Department “Mechanics and Mathematics”, USEA(VSU) “LyubenKaravelov”, r_ivanov@vsu.bg
[3] Prof. PhD, Department “Mechanics and Mathematics”, USEA(VSU) “LyubenKaravelov”, kazakov@vsu.bg

1. INTRODUCTION

Slab-column connection in the flat slab system is frequently subjected to transverse shear forces, which can cause a punching shear failure. In this paper are presented characteristics of finite elements, used for modeling of punching shear at column-flat slab connection. The models of concrete and reinforced concrete analyzed using the ANSYS program. The concrete is modeled using SOLID65 element, which is capable of simulating the cracking and crushing behavior of brittle materials. The reinforcement such as deformed bars are modeled using BEAM188 element. Concrete model using for nonlinear elastic analysis is into account Eurocode 2, and plasticity model of concrete is described by Willam**&**Warnke model. Reinforcement is modeled as bilinear plasticity material.

2. MATERIAL MODELLING

2.1. Concrete material model according to Eurocode 2

Stress – strain relation for concrete nonlinear structural analysis according to Eurocode2 (1) for short-time uniaxial loading is shown in fig.1 and represented by the following formula [1]:

$$\boldsymbol{\sigma_c = f_{cm}\frac{k\eta-\eta^2}{1+(k-2)\eta}} \quad (1)$$

Where

$$\boldsymbol{\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}},$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c}$ – Compressive strain in the concrete

$\boldsymbol{\varepsilon_{c1}}$ – Compressive strain in the concrete at the peak stress f_c

$$\boldsymbol{k = \frac{1{,}05E_{cm}*|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}} \quad (2)$$

This formula is valid at:$\boldsymbol{0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}}$

$\boldsymbol{E_{cm}}$- Secant modulus of elasticity of concrete

$\boldsymbol{\varepsilon_{cu1}}$ –Ultimate compressive strain in the concrete

$\boldsymbol{f_{cm}}$- Mean value of concrete cylinder compressive strength

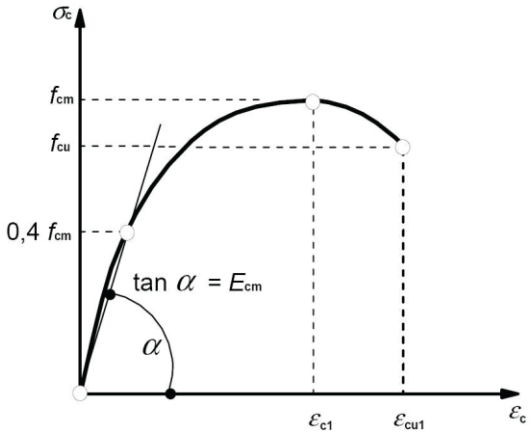


Figure 1. Stress-strain relation for concrete nonlinear structural analysis

2.2. Willam&Warnke's concrete material model for nonlinear plasticity

In ANSYS program concrete nonlinear plasticity is described with Willama**&**Warnke's model. This model belongs to the group of elastic-plastic models with isotropic softening. By cracking the concrete is considered as ahomogen eousisotropic material. These properties are valid until the occurrence of cracking concrete; it is assumed that cracks are measured. [4]

Different constants are requiring for application of the material model of Willam**&**Warnke in ANSYS. Shear stress transfer coefficient β described the conditions on the crack surface. The value of β varies from 0 to1,where β=0 crack have smooth (do not carry shear stress), and when value of β=1– there is rough first crack (notransfer of shear stress loss).

This model is formulated for perfectly elastic-plastic behavior of concrete under compression and perfectly elastic brittle behavior intension. Concrete material model predicts failures brittle material.

2.3. Reinforcement steel model according to Eurocode

Idealized stress-strain relation for reinforcement steel is shown in fig.2.

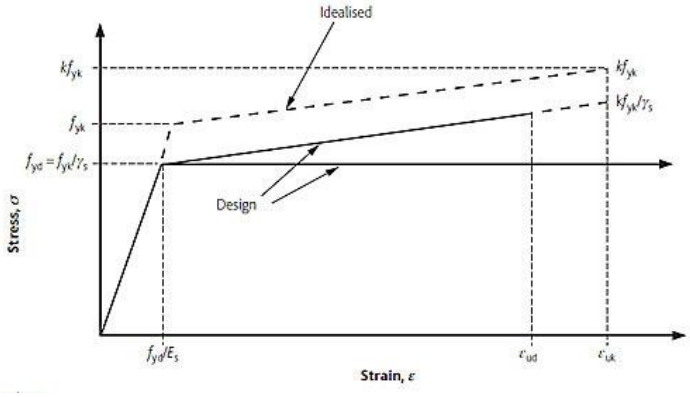


Figure 2. Idealized stress-strain relation for reinforcement steel

$$k = \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \tag{3}$$

f_t – Tensile strength of reinforcement

f_{yk} – Characteristic yield strength of reinforcement

γ_s- Partial factor for reinforcing or prestressing steel=1,15

E_s- Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel= 200 GPa

$\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk}$ – Design value of reinforcement strain

ε_{uk} - Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

3. FINITE ELEMENTS, USEDFOR CONCRETE AND REINFORCEMENT

3.1. Solid 3D finite element for modeling of concrete elements and connections

For modeling of concrete in ANSYS the finite element SOLID 65 (CONCRET 65) is used. SOLID65 (fig.3) is a three-dimensional isoparametric element which allows cracking in tension and crushing under pressure[3]. Defined by eight nodes, each node has three translational degrees of freedom. The element can simulate the interaction between concrete and reinforcement, thus describing the reinforced concrete behavior. This finite element has the possibility to define the properties of a solid material- concrete, and up to three different types of reinforcing steel. The most important feature of the element is that it accommodates both linear and non-linear behavior of concrete. For the linear phase isotropic material is assumed until crack initiation. In the non-linear phase of plasticity and creep may be introduced individually or in combination [2].

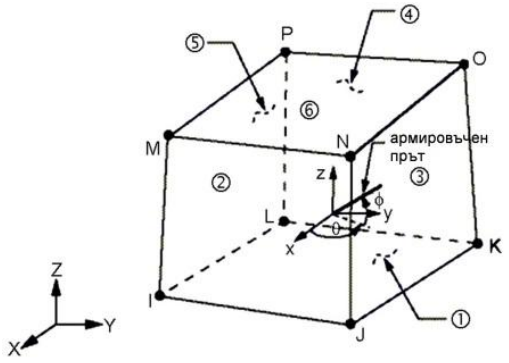


Figure 3. 3D finite element with 8 nodes and 24 DOF's SOLID 65

3.2. Finite element BEAM188 for modeling reinforcement steel behavior.

For modelling reinforcement bars used finite element BEAM 188.The element is based on Timoshenko beam theory. BEAM188 has six degrees of freedom at each node - translations in the x, y, and z directions and rotations about the x, y, and z directions. This element is well-suited for linear, large rotation, and/or large strain nonlinear applications. A cross-section associated with this element type can be a built-up section referencing more than one material. Elasticity, plasticity, creep and other nonlinear material models are supported. [2]

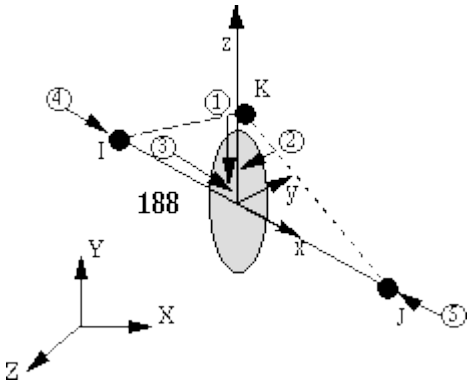


Figure 4. Finite element BEAM 188 with2 nodes and 6 DOF's

4. NUMERICAL MODELS

The presented numerical models are modelling by ANSYS.

4.1. Modeling of concrete connections.

- **Linear elastic and multilinear elastic concrete model.**

First model is modeling with material properties according to tabl.1. Two sizes of flat slabs are considered width= 2,00m., breadth=2.00 m. and depth=0.20 m. Boundary conditions were adopted: restraints are applied on the contour of the slab along the axes X, Y and Z. The column sizes are0.25/0.25 m. The concrete properties are C20/25, f_{cm}=28 MPa, E_{cm}=30 GPa , Poison`s ratio is 0,2.Centric load of column reaction are presented. The axial force is 700kN. The flat slab and the column are modeled by SOLID 65 (CONCRET 65) finite elements with linear elastic and nonlinear elastic material model without reinforcement. In fig.5 is shown undeformed shape and mesh. In fig.6and fig. 7 is shown the distributtion of the normal and tangential stresses on the column – flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. for linear and multilinear elastic concrete model.

Concrete C20/25 material model	
Linear isotropic	
Young's modulusE_c=3E7 kN/ m^2 Poison's ratioν=0.2	
Nonlinear – Multilinear isotropic	
Strain, ε, m/m	Stress, σ, kN/m^2
0	0
0.000373	11200
0.0005	13176
0.0010	21778
0.0015	26526
0.0020	28000
0.0025	26667
0.0030	22909
0.0035	17043

Table 1. Concrete properties

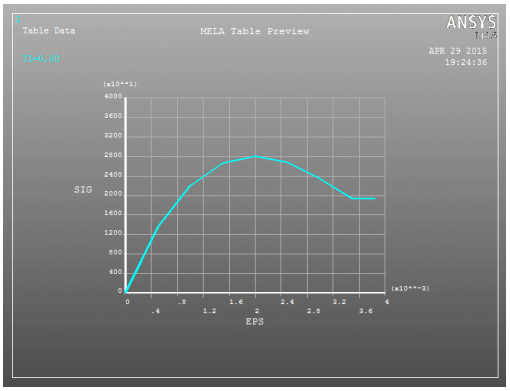


Figure 5. Stress-strain relation for concrete C20/25 according to Eurocode 2

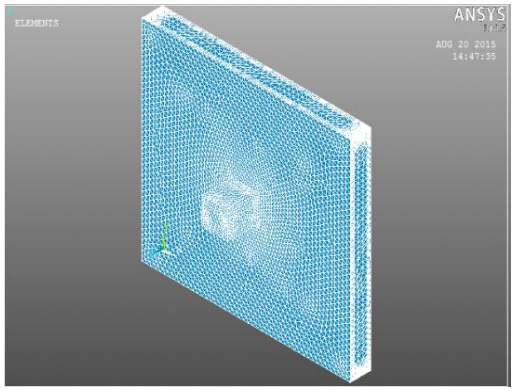
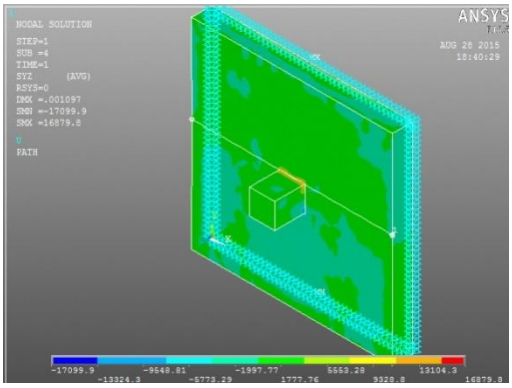
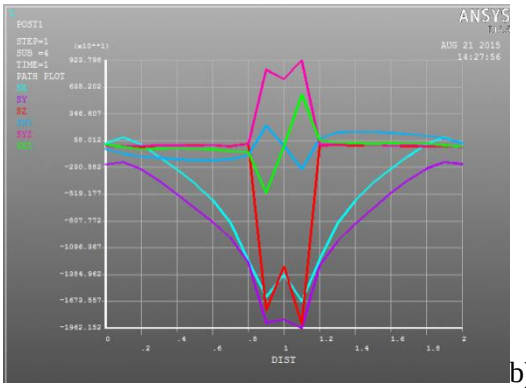


Figure 6. Undeformed shape of first model

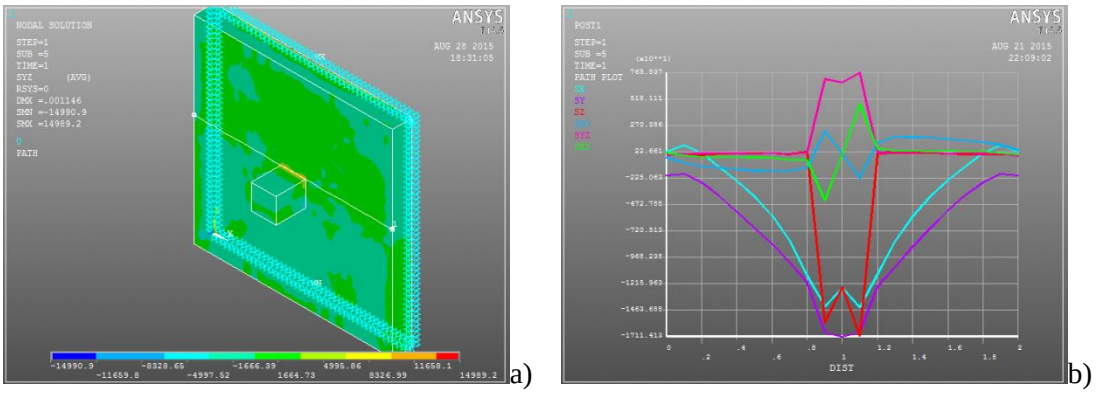


a)



b)

Figure 7. a) Diagram of τ_{yz}; b) Distributtion of the normal and tangential stresses on the column – flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. for first model – linear elastic concrete behavior



a) b)

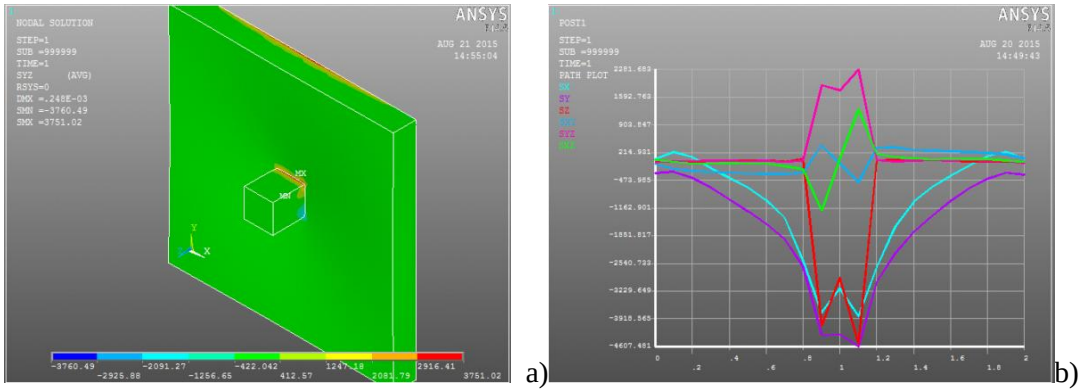
Figure 8. a) Diagram of τ_{yz}; *b*) Distributtion of the normal and tangential stresses on the column – flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. for first model – nonlinear (multilinear) elastic concrete behavior

- **Nonlinear inelastic concrete model.**

Second model is modeling with material properties according to table 2, are presented. Two sizes of flat slabs are considered width= 2,00m., breadth =2.00 m. and depth=0.20 m. Boundary conditions were adopted: restraints are applied on the contour of the slab along the axes X, Y and Z. The column sizes are0.25/0.25 m. The concrete properties are C20/25, f_{cm}=28 MPa, E_{cm}=30 GPa , Poison`s ratio is 0,2.Centric load of column reaction are presented. The axial force is 135kN. The flat slab and the column are modeled by SOLID 65 (CONCRET 65) finite elements nonlinear plasticity material model without reinforcement. Different constants for application of the material model of Willam**&**Warnke in ANSYS are require(Table 2). In fig. 8 is shown the distributtion of the normal and tangential stresses on the column – flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. In fig.9 is shown formed cracks.

1. Shear transfer coefficient for an open crack(βt)	0,4
2. Shear transfer coefficient for an close crack (βc)	0,8
3. Uniaxial cracking stress (*fr*)	2800 kN/m^2
4. Uniaxial crushing stress (*fc*)	28000 kN/m^2

Table 2. Concrete material nonlinear inelastic model



a) b)

Figure 8. a) Diagram of τ_{yz}; *b*) Distribution of the normal and tangential stresses on the column – flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. at second model

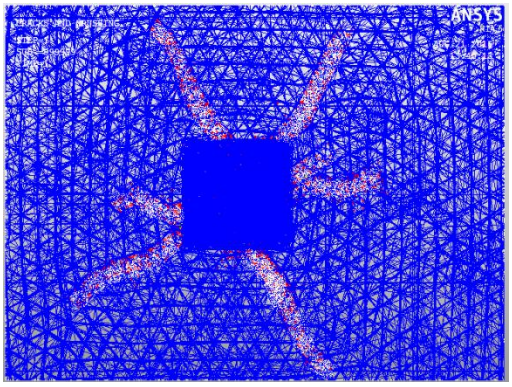


Figure 9. Formed cracks at second model

4.2. Modeling of reinforced concrete connections.

Third model is modeling with material properties according to table 1 – for concrete and tabl.3– for reinforcement steel are presented. Two sizes of flat slabs are considered width=2,00m., breadth =2.00 m. and depth=0.20 m. Boundary conditions were adopted: restraints are applied on the contour of the slab along the axes X, Y and Z. The column sizes are0.25/0.25 m. Centric load of column reaction are presented. The axial force is 700 kN. The concrete properties are C20/25, f_{cm}=28 MPa, E_{cm}=30 GPa , Poison`s ratio is 0,2.The reinforcement properties are B500, $f_y$=500 MPa, $E_{cm}$=200GPa , Poison`s ratio 0,3. The flat slab and the column are modeled by SOLID 65 (CONCRET 65) finite elements. The reinforcement is modeled by BEAM 188 finite elements. In fig. 10 is shown undeformed shape and in fig. 11 is shown the distributtion of the normal and tangential stresses on the column – flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. In fig.12 is shown deformed shape with position of reinforcement bars.

Reinforcement steel B500 model	
Linear isotropic	
Young's modulus E_s=2E8 kN/ m^2 Poison's ratio ν=0.3	
Bilinear isotropic hardening material	
Yield stress	4.35E5 kN/ m^2
Tangent modulus	12400kN/ m^2

Table 3. Bilinear isotropic hardening material model for reinforcement steel

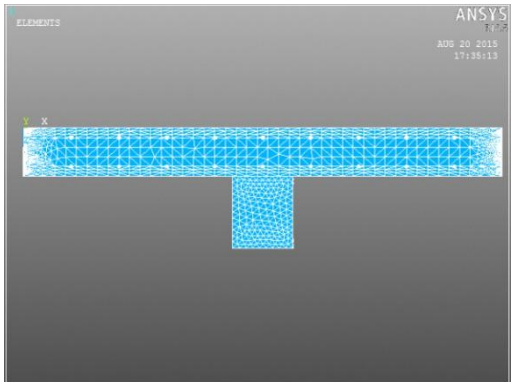


Figure 10. Undeformed shape, finite element mesh of third model

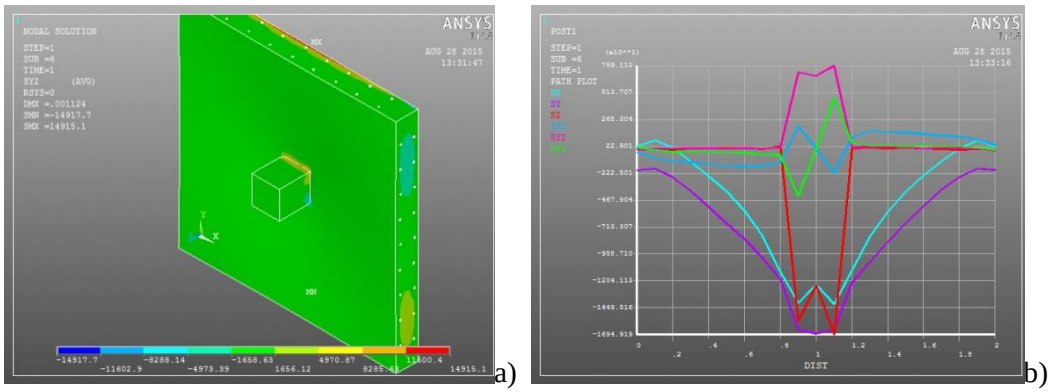


Figure 11. a) Diagram of τ_{yz}; b) Distributtion of the normal and tangential stresses on the column– flat slab contact zone (above the edges of the column) in the section across the y=1.125 m. for third model

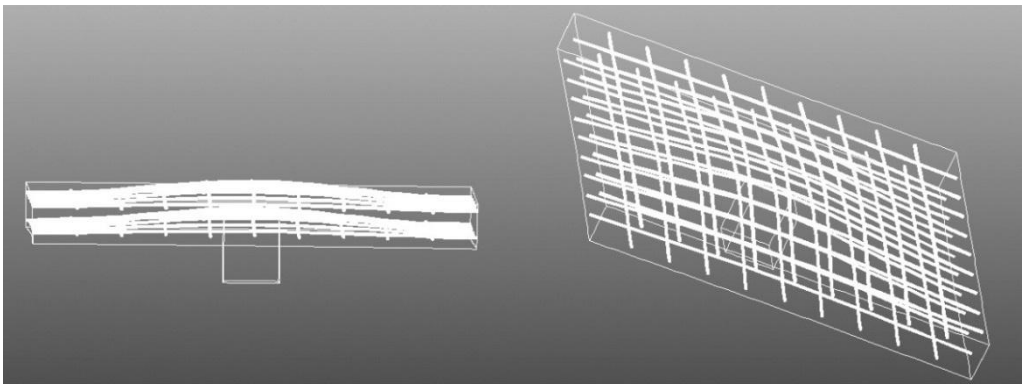


Figure 12. Deformed shape and position of reinforcement.

5. CONCLUSIONS

The latest developments in the finite element method modeling suggest that full advantage must be taken of them for creating new computational and mechanical models in order to study the punching process in its full complexity. Even the FEM alone provides great opportunities for simulating and studying the patterns of punching and deformation behavior around the flat slab – column interface.

The further development and clarification of the presented models with different types of loading, modeling of cracks initiation and propagation until punching shear occurs, identification of failure mechanisms, accounting for material and geometric nonlinearity and other yet unforeseen factors is the subject of future research.

ACKNOWLEDGEMENT

The study has been financially supported by the USEA(VSU) "LyubenKaravelov", Projects 02/2013 and 02/2014.

REFERENCES

[1] European standard Eurocode 2 – BDS EN 1992-1-1

[2] ANSYS help – www.ansys.com

[3] Kazakov K., „*The Finite Element Method for structural modelling*", third edition, ISBN 978-954-322-379-4, GEA 2000 publishing house, Sofia, 2010

[4] Willam, K. J. and Warnke, E. P. (1975). Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering, vol 19, pp. 1- 30.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

CS - 11

Vladimir VITANOV[1]

MODELING OF FRP STRENGTHENED RC BEAM USING BUILT-IN AND CUSTOM MATERIAL MODELS IN ANSYS

SUMMARY

ANSYS, as one of the most widely used computer programs for structural analysis using the finite element method, provides only one dedicated material model for reinforced concrete. A common practice in the structural analysis of RC members strengthened with FRPs, is to use element overlaying, where additional elements representing the FRP material are placed over the concrete elements. This paper presents an attempt to formulate a new material model which should simplify the modeling of FRP strengthened reinforced concrete members. The custom model was used to analyze a FRP strengthened RC beam and its results were compared with experimental data, as well as with the results from analysis which employs just ANSYS's own material models.

Keywords: ANSYS, FRP, reinforced concrete, FEM, material model, strengthening, beam

Владимир ВИТАНОВ[1]

МОДЕЛИРАЊЕ НА АБ ГРЕДА ЗАЈАКНАТА СО FRP СО КОРИСТЕЊЕ НА ВГРАДЕНИ И СОПСТВЕН МАТЕРИЈАЛЕН МОДЕЛ ВО ANSYS

РЕЗИМЕ

ANSYS, какое еден од најкористените програми за анализа со користење на методот на конечни елементи, поседува само еден материјален модел за армиран бетон. Вообичаена практика при анализата на АБ елементи зајакнати со FRPе да се користат дополнителни конечни елементи за моделирање на зајакнувањетоод FRP кои се поставуваат врз армиранобетонските конечни елементи. Во овој труд е претставен обид да се формулира нов материјален модел кој би требало да го поедностави моделирањето на АБ греди зајакнати со FRP. Моделот е употребен за анализа на една зајакната АБ греда, а резултатите се споредени со експериментални вредности, како и со резултатите од анализата во која се користени само на веќе вградените материјали во ANSYS.

Клучни зборови: ANSYS, FRP, армиран бетон, МКЕ, материјален модел, зајакнување, греда

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, v.vitanov@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

ANSYS (2004) is one of the most widely used computer programs for structural analysis using the finite element method. Its vast material models and finite element libraries enable engineers and researches to use it for wide range applications and not only in construction but also in other industries and scientific fields. One of the features of ANSYS that especially appeals to researchers is the possibility to customize it by adding additional features and capabilities. This facilitates the research and formulation of new material models or finite elements contributing to the expansion of the scientific knowledge and understanding in various scientific fields.

ANSYS is also used in modeling of reinforced concrete members and structures. However, at the present time, ANSYS provides only one dedicated material model for reinforced concrete – the constitutive model for triaxial behavior of concrete after Williams and Warnke(1974). Furthermore only one finite element can be used with that model – the three dimensional eight-node solid isoparametric element Solid65.

When there is a need to perform structural analysis on reinforced concrete members strengthened with surface mounted fiber reinforced polymers (FRPs) - an increasingly popular strengthening technique used for seismic retrofit of existing buildings - the majority of the numerical models use element overlaying, where one-, two- or even three dimensional elements (solid or layered) that represent the FRP material are placed over the concrete elements, either with (ex. Khomwan and Foster2004; Wong and Vecchio2003) or without (ex. Kheyroddin and Naderpour2008) interface elements used to model the adhesive material or the bond between the FRP and the concrete.

This paper presents an attempt to formulate a new material model which should simplify the modeling of FRP strengthened reinforced concrete members. The custom model was used to analyze a FRP strengthened RC beam and its results were compared with experimental data, as well as with the results from analysis which employs just ANSYS's own material models.

2. MODEL FORMULATION

The material model presented here is based on the inelastic model for biaxial loading of reinforced concrete of Darwin and Pecknold (1974) which was formulated to be used for structures that can be considered to be in the plane stress state(shear walls, beams, slabs, shear panels, shells, reactor containment vessels) in conjunction with the finite element method.

The concrete in this model is treated as incrementally linear, elastic material, which means that during each load increment the material is assumed to behave elastically. Furthermore, it is also considered to exhibit stress-induced orthotropic material behavior – the material is treated as isotropic before and orthotropic after a crack occurs. The constitutive relationship for incrementally linear orthotropic material in the principal axes of orthotropy directions can be written as:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_C\, d\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{1-\nu^2}\begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \tag{1}$$

where $d\boldsymbol{\sigma}$ and $d\boldsymbol{\varepsilon}$ are stress and strain increment vectors, E_1 and E_2 are initial concrete stiffness modules in principal directions, $\nu = \nu_1\nu_2$ is the equivalent Poisson's ratio, $G = \frac{1}{4(1-\nu^2)}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2})$ is the shear modulus, and $\mathbf{D}_C$ is the concrete constitutive matrix in the principle directions. The concrete constitutive matrix can be transformed to global coordinates using:

$$\mathbf{D}'_C = \mathbf{T}^T \mathbf{D}_C \mathbf{T} \tag{2}$$

where $\mathbf{T}$ is the strain transformation matrix(Cook 1981). At the moment when the principle tensile stress exceeds the concrete tensile strength a "crack" forms perpendicular to the principle stress direction. The model adopts the fixed and "smeared crack" approach when modeling the cracking behavior

of the concrete. This is modeled by reducing the values of E and ν to zero. In order to keep track of the material degradation, the concept of "equivalent uniaxial strain" is used. It allows derivation of the actual biaxial stress-strain curves from uniaxial curves. The monotonic loading uniaxial stress-strain curves of concrete in compression are modeled using(Saenz 1964):

$$\sigma_i = \frac{\varepsilon_{ui} \cdot E_0}{1 + \left(\frac{E_0}{E_s} - 2 \right) \frac{\varepsilon_{ui}}{\varepsilon_{ci}} + \left(\frac{\varepsilon_{ui}}{\varepsilon_{ci}} \right)^2} \tag{3}$$

where E_0 is the tangent modulus of elasticity at zero stress, E_s is the secant modulus at the point of maximum compressive stress σ_{ci}, and ε_{ci} is the equivalent uniaxial strain at the maximum compressive stress. The value for the maximum compressive stress σ_{ci}, is determined using the biaxial strength envelope suggested by Kupfer and Gerstle(1973).

Two different approaches in modeling of the reinforcing steel are generally adopted - discrete or distributed. The model presented here considers the reinforcing steel to be distributed, or "smeared", throughout the concrete. A simple, bilinear model with strain hardening is adopted for the stress-strain behavior of the steel. The constitutive matrix of the steel defined in the direction of the reinforcing bars is

$$\mathbf{D}_S = p_S \begin{bmatrix} E_{Steel} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{4}$$

with E_{Steel} the tangent stiffness of the steel and p_S the reinforcing ratio. Depending on the stress level in the steel, E_{Steel} can be either equal to the initial steel stiffness E_S or reduced by a strain hardening stiffness ratio δ. Before using it in the composite material matrix, $\mathbf{D}_S$ is transformed to the global coordinates using the strain transformation matrix $\mathbf{T}$ as in Eq.(2).

The influence of the FRP strengthening is accounted for in the same fashion as the reinforcing steel. The material is treated as distributed, or "smeared" throughout the concrete. Its material behavior is assumed to be elastic-brittle, having abrupt failure after reaching its maximal strength. It is also capable of transmitting only tension stresses. The constitutive matrix of the FRP defined in the direction of the FRP fibers is therefore:

$$\mathbf{D}_F = p_F \begin{bmatrix} E_F & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{5}$$

with E_F the tangent stiffness of the FRP and p_F the "strengthening" ratio. Again, before using it in the composite material matrix $\mathbf{D}_F$ must also transformed to the global coordinates using the strain transformation matrix $\mathbf{T}$ as in Eq.(2).

After defining the constitutive matrices of the constituent materials, the constitutive matrix of the composite material in the global coordinates is obtained by their summation:

$$\mathbf{D}' = \mathbf{D}'_C + \sum_{i=1}^{n} \mathbf{D}'_{S,i} + \sum_{i=1}^{m} \mathbf{D}'_{F,i} \tag{6}$$

where $\mathbf{D}'$, $\mathbf{D}'_C$, $\mathbf{D}'_S$ and $\mathbf{D}'_F$ are the constitutive matrices if the composite material, concrete, steel and FRP in global coordinates, respectively, n is the number of different reinforcing steels and m is the number of different FRPs used for strengthening.

3. MODEL BEAM

Garden&Hollaway (1998) performed four-point bending tests on1m long RC beams strengthened with CFRP. The CFRP plates with a thickness of 0.82 mm were attached to the soffit of the beam. The beam with designation $3_{U,1.0m}$ was analyzed here (Fig. 1).

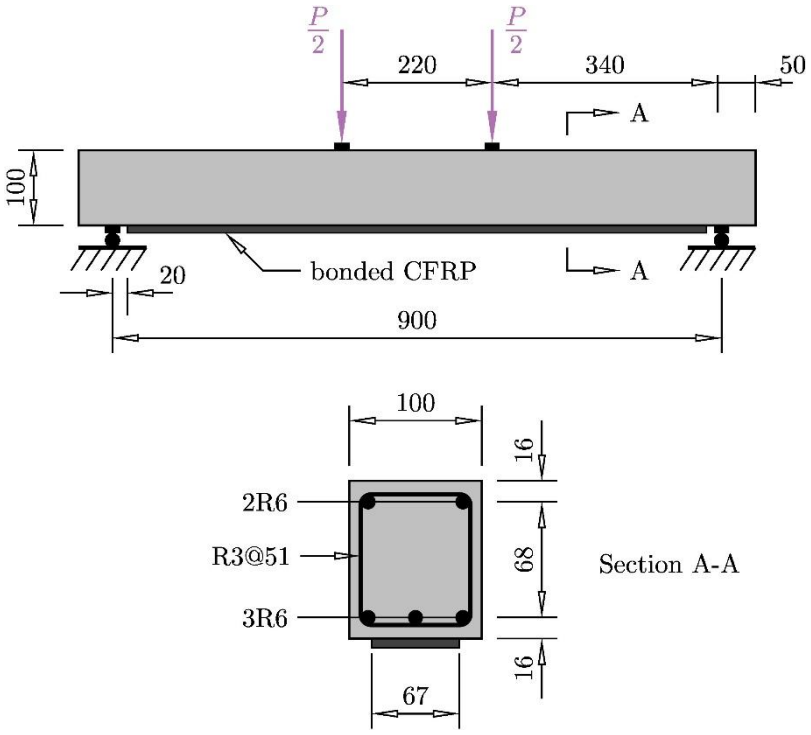


Figure 1. Reinforced beam strenghtned with soffit attached FRP stripts

4. NUMERICAL MODELS

Two numerical models were created for the analysis of the beam shown in Fig.1. The first model was created using just the material models which are already implemented in ANSYS, while the second model employs the custom material model for the simulation of reinforced concrete strengthened with FRP, described in the previous sections. Displacement control analysis was performed in both models by applying series of vertical displacements at the location where the load was applied in the actual test.

4.1 Model using the ANSYS built-in material models

The beam was first analyzed using the built-in material models in ANSYS. The reinforced concrete was modeled using the built-in concrete model based on the William and Warnke (1974)failure criteria, defined with the following parameters: modulus of elasticity of 60 GPa, Poisson's ratio of 0.25, uniaxial crushing stress 60 MPa, uniaxial tensile cracking stress of 3 MPa, shear transfer coefficients for an open crack of 1 and shear transfer coefficient for a closed crack of 1. The model is capable of cracking (in three orthogonal directions) and crushing. This material model in ANSYS can only be used with the spatial Solid65 element (Fig.2). The reinforcement can be entered as smeared throughout the concrete element, by entering its volume ratio and orientation angles with respect to the x and y axes. Linear elastic material model was adopted for it with a modulus of elasticity of 215 GPa, and a Poisson's ratio of 0.2. Three rebar specifications were defined: longitudinal (with a volume ratio of 2.7%) and transversal in horizontal and vertical direction (both with a volume ratio of 1.7%).The FRP strengthening was modeled by using Shell181 elements (Fig.3) placed over the bottom surface of the beam with an equivalent thickness of 0.55 mm (to achieve the same surface area of the cross section as the actual strengthening material), and linear elastic material properties with elasticity modulus of 110 GPa and a Poisson's ratio of 0.2.Considering the symmetry conditions, only one quarter of the beam

was modeled applying appropriate boundary conditions in the symmetry surfaces (Fig.4). Using the "smeared" approach in modeling the steel reinforcement and shearing the FEM model nodes for the concrete and the FRP elements implies that a perfect bond exists between the concrete and the reinforcement as well as between the concrete and the FRP strengthening.

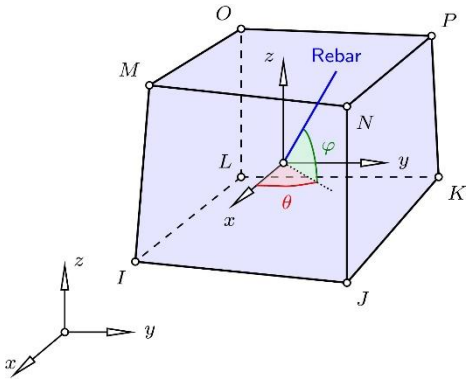


Figure 2. ANSYS Solid65 element geometry

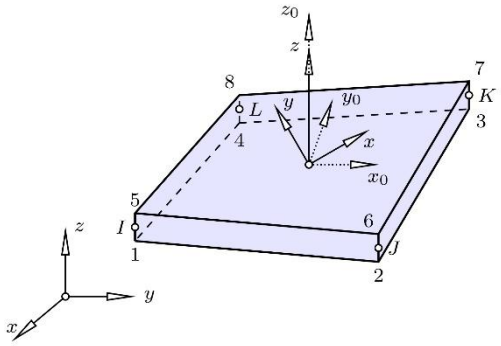


Figure 3. ANSYS Shell181 element geometry

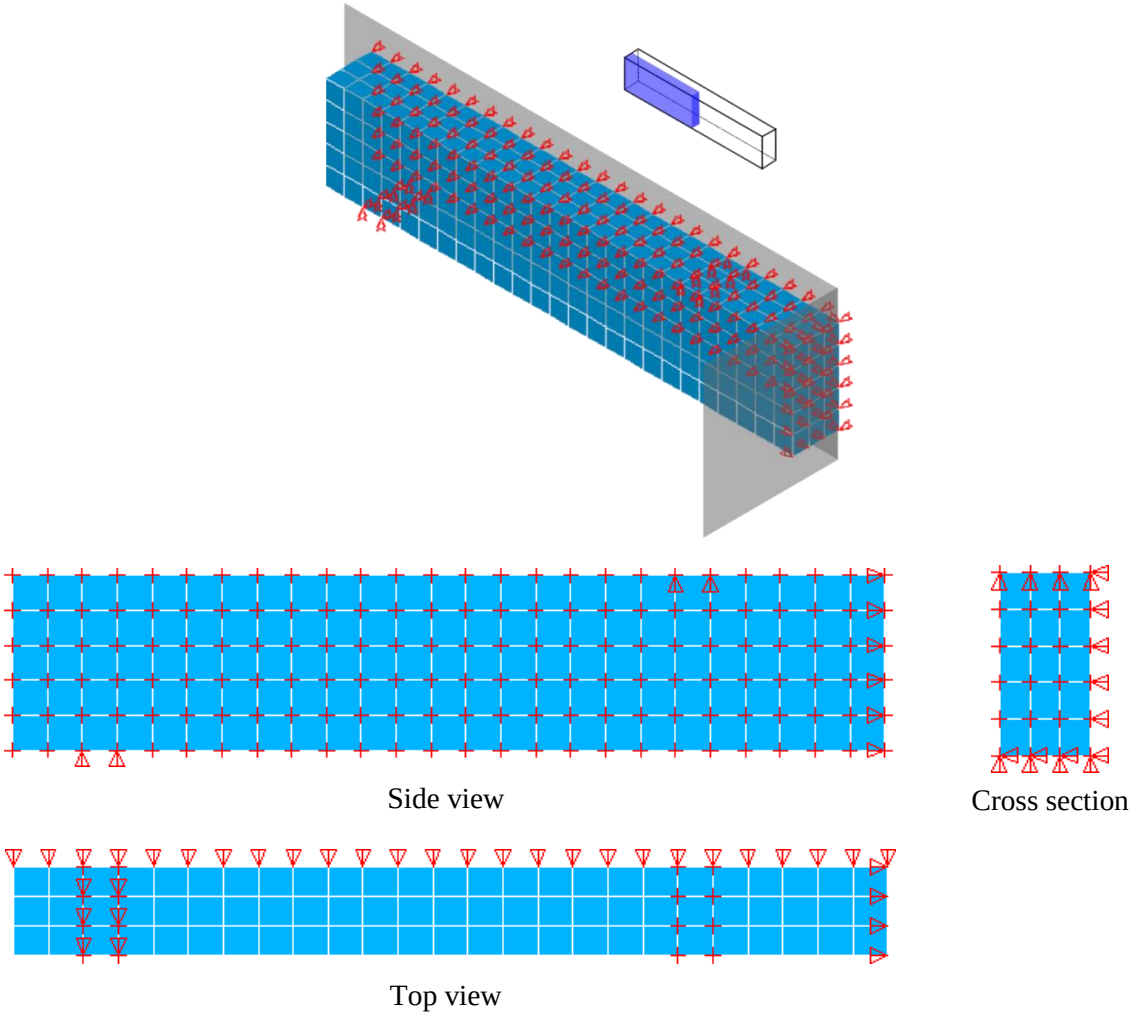


Figure 4. Model using ANSYS built-in material models – 3D model of a quarter of the beam, taking advantage of the load and geometry symmetry

4.2 Model using the implemented custom material model

Three different sections or parts of the beam (top, bottom and middle) were defined in order to accommodate the steel reinforcement and FRP strengthening placement in the actual beam cross-section (Fig. 6). Besides the concrete, the top part contains two steel reinforcement definitions (longitudinal and transversal), the middle part contains only vertical reinforcement while the bottom part contains two steel reinforcement definitions (longitudinal and transversal) as well as FRP strengthening definition (in longitudinal direction). The concrete was modeled using elasticity modulus of 40 GPa, Poisson's ratio of 0.2, compression strength of 43 MPa, tension strength of 3 MPa and strain at peak stress of the real uniaxial curve of -0.22%. The steel reinforcement was modeled using elasticity modulus of 215 GPa, yield strength of 350 MPa, and strain hardening stiffness ratio of 0%.Reinforcement ratio was 2.7% for the longitudinal and 1.7% for the transversal steel reinforcement. The FRP strengthening was modeled using elasticity modulus of 110 GPa, ultimate strain of 1.2% and area ratio of 1.7%. Only half of the beam was model making use of the beam and load symmetry. Element Plane183 (higher order 2-D, 8-node or 6-node element, Fig.5), which supports user material definitions, was used in the analysis. The formulation of this model (the "smeared" approach in modeling the steel reinforcement and the FRP strengthening) implicitly assumes perfect bonds between the different constituent materials (Vitanov 2012).

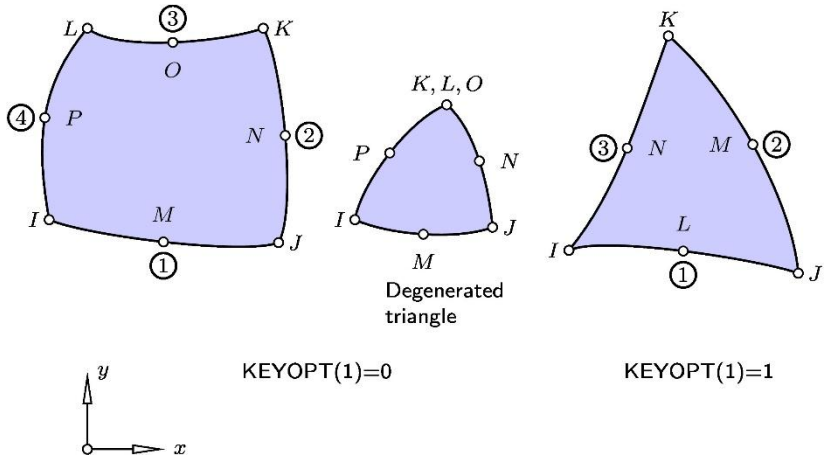


Figure 5. ANSYS Plane183 element geometry

Figure 6. Model using the implemented custom material model – 2D model of a half of the beam, taking advantage of the load and geometry symmetry

5. RESULTS AND DISCUSSION

The load- mid-span deflection curves obtained from the displacement controlled analysis of the two models as well as the experimental one, are shown in Fig. 7.

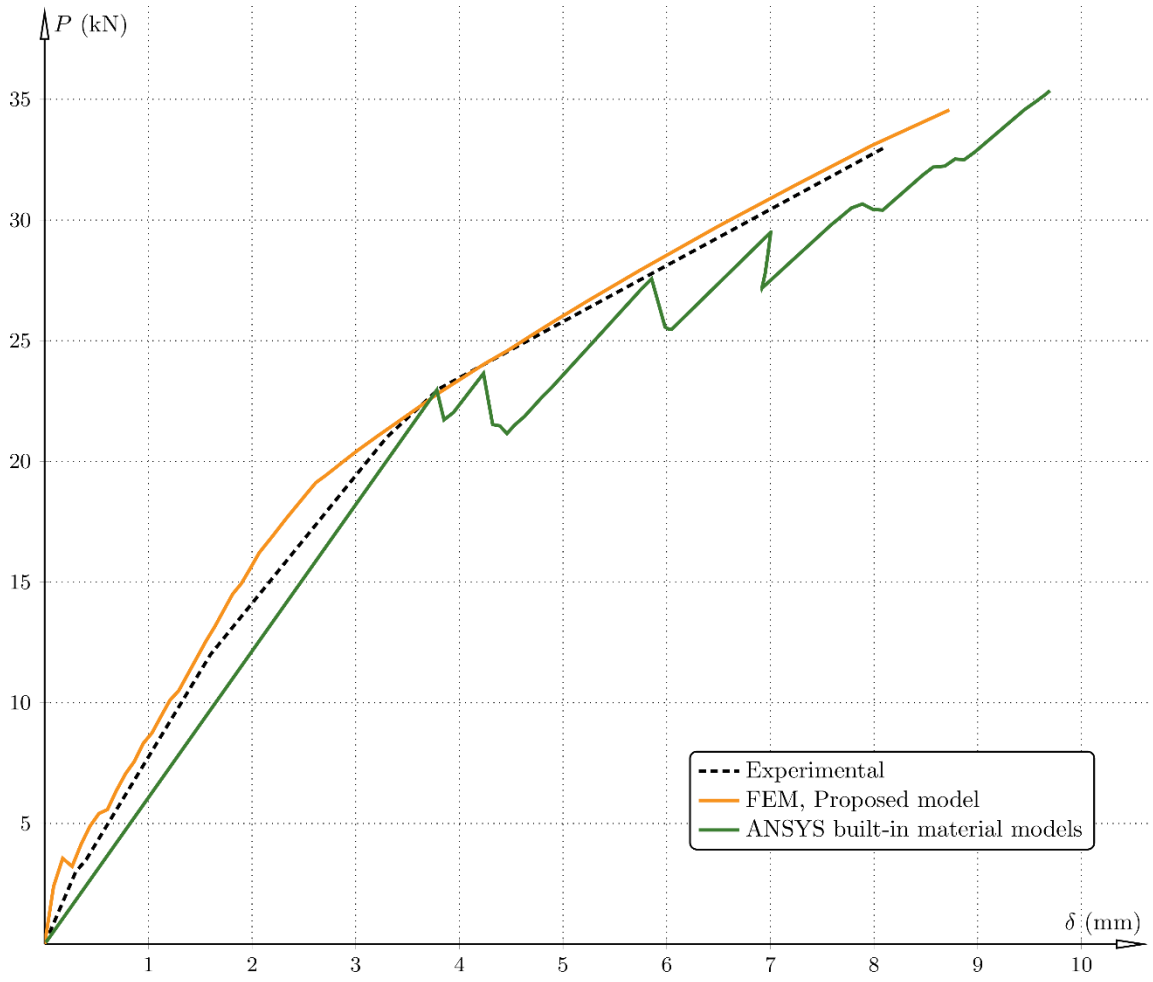


Figure 7. Load vs. mid-span deflection ($P - \delta$) diagram

Both models performed reasonably well in predicting the behavior of the RC beam strengthened by surface mounted FRP strips. The numerical results show reasonably good match with the experimental curve. By comparing the results between the numerical models, it could be seen that the first model, which uses only the ANSYS built-in material models, experiences much more convergence difficulties than the second model which employs the custom material model. The built-in concrete material model imposes some modeling difficulties, restrictions and complications in creating the numerical models for this types of analyses: it can only be used with the Solid65 volume element which imposes creation of spatial models even when they are not necessary, and the FRP strengthening must be applied using additional finite elements. The proposed model can be used with several ANSYS elements. It simplifies the modeling by incorporating the properties of the three constitutive materials into one material definition. Compared to the built-in material models already implemented into ANSYS, the custom model shows better convergence and solution stability for this type of problems.

6. SUMARY AND CONCLUSIONS

An effort was made to formulate a simple and effective material model that could successfully simulate the behavior of RC members in plane stress, strengthened with externally bonded FRP. The model adopts the basic approaches and techniques of an earlier and widely adopted and used RC model and extends it to include the additional material component. The proposed model is subsequently implemented into the code of the general finite element method program ANSYS as a user material model in order to test its results against the available experimental data.

The results of the analysis of a RC beam strengthened by externally bonded FRP strips on its bottom side (soffit) using the newly formulated model were presented. They are compared with the experi-

mentally obtained data as well as against the numerical results from another finite element analysis where more traditional approach into finite element modeling if such problems was taken and only ANSYS's own material models were used. The presented results lead to a conclusion that the proposed model is able to correctly simulate the behavior of the RC beams strengthened with soffit mounted FRP.

REFERENCES

[1] ANSYS. (2004). ANSYS®Multiphysics. ANSYS Inc., Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg, PA 15317

[2] Cook, R. D. (1981). Concepts and Applications of Finite Element Analysis. John Wiley and Sons, New York

[3] Darwin, D., and Pecknold, D. A. (1974). Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete. Civil Engineering Studies, Univeristy of Illinois, Urbana-Champaign, Illinois

[4] Garden, H. N., and Hollaway, L. C. (1998). "An Experimental Study of The Influence of Plate End Anchorage of Carbon Fibre Composite Plates used to Strengthen Reinforced Concrete Beams." Composite Structures, 42(2), 175–188

[5] Kheyroddin, A., and Naderpour, H. (2008). "Nonlinear finite element analysis of composite RC shear walls." Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering, 32(B2), 79–89

[6] Khomwan, N., and Foster, S. J. (2004). Finite Element Modelling of FRP Strengthened Beams and Walls. The University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering, Kensington, Sydney 2052 Australia, 68

[7] Kupfer, H. B., and Gerstle, K. H. (1973). "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses." Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 99(4), 852–866

[8] Saenz, L. P. (1964). "Discussion of 'Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete', by Desayi and Krishman." ACI Journal, 61(9), 1229–1235

[9] Vitanov, V. (2012). "Numerical Model of FRP Strengthened Reinforced Concrete." Ph.D, Ss. Cyril and Methodius University, Skopje

[10] William, K. J., and Warnke, E. P. (1974). "Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete." International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings, ISMES, Bergamo, Italy, 174

[11] Wong, R. S. Y., and Vecchio, F. J. (2003). "Towards Modeling of Reinforced Concrete Members with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Composites." ACI Structural Journal, 100(1), 47–55

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

SE - 1

Aleksandra BOGDANOVIC[1], Zoran RAKICEVIC[2], Dejan FILIPOVSKI[3]

OPTIMAL NUMBER OF DAMPING DEVICES IN STEEL FRAME STRUCTURES USING GENETIC ALGORITHM

SUMMARY

Very complex research program divided in three phases has been fully realized. The first two phases were related to shake table testing and analytical modelling. The final third phase was to determinate the procedure for optimal placement of PDDs in controlling the structural response due to seismic excitations. As a continuation of the previous research program this paper refers to optimizing the number of already optimal placed PDDs in the hypothetical 3D 5 story steel frame structure. Genetic algorithm is used implemented in the fitness function combined from inter story drift and energy ratio. Numerous nonlinear analyses have been conducted in order to confirm the validity and the application of the presented procedure including fitness function in any steel structure.

Keywords: passive control, optimal placement, optimal number, genetic algorithm

Александра БОГДАНОВИЌ[1], Зоран РАКИЌЕВИЌ[2], Дејан ФИЛИПОВСКИ[3]

ОПТИМАЛЕН БРОЈ НА ДАМПЕРИ ВО ЧЕЛИЧНИ РАМОВСКИ КОНСТРУКЦИИ СО КОРИСТЕЊЕ НА ГЕНЕТСКИ АЛГОРИТАМ

РЕЗИМЕ

Комплексно истражување составено од три делови е целосно реализирано во ИЗИИС,Скопје. Првите две фази од проектот се поврзани со експериментални испитувања и математичко моделирање на моделот и дамперот. Последната фаза ја опфаќа процедурата за определување на оптималната местоположба на преднапрегнатите дампери при дејство на земјотресна побуда. Како продолжение на овие три фази од истражувањето во овај труд е дадена постапката за определување на оптималниот број на дампери кои се со оптимална метоположба кај 3D рамовска конструкција. Фитнес функцијата во својата основа го користи генетскиот алгоритам и е комбинација од меѓукатно поместување и коефициентот на енергија.

Клучни зборови: пасивна контрола, оптимален број на дампери, генетски алгоритам

[1] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology(IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, saska@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology(IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, zoran_r@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Young Assist. BSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology(IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, dejan@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The steel frame structure, with three bays in two directions (X and Y), have been designed as Moment Resisting Frame (MRF) according to EC8 and EC3 requirements taking into account design response spectrum calculated for soil type B, PGA=0.28g (in two directions), damping of 2%, behavior factor q=4. The bay length in Y direction is 6.0 m, in X direction is 4.0m, while the storey height is 3.0 m.

Modelling and analysis of the designed steel frame structures for the purpose of non-linear response history analysis was done using computer program ANSYS v12.1.(figure 1). The steel frame structure was modeled as 3D structures, using several types of elements available in the program. Columns and girders are modeled using beam188 element.

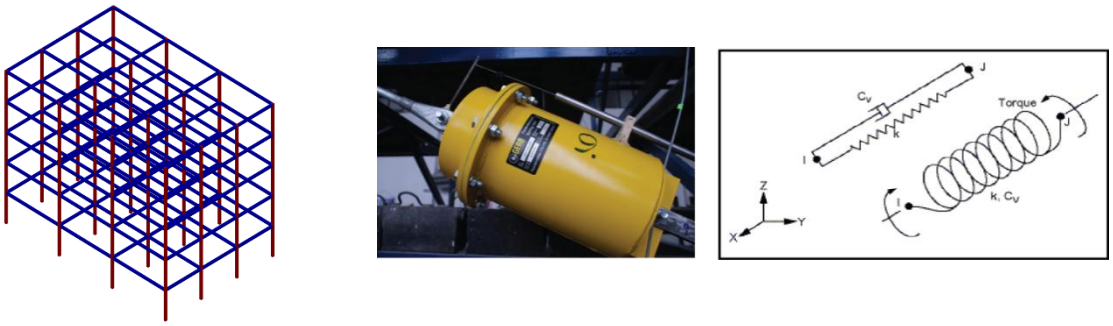


Figure 1. Mathematical model of structure and PDDs in ANSYS

The effectiveness of the PDDs was estimated by comparing analytically obtained response time histories, FFT amplitude spectra of the model with installed PDDs at different locations and the one without it, and also comparisons between experimental and analytical data for different configuration. For the process of optimization 24 damper devices, 12 in each direction X and Y, were implemented on the external frames only. Mathematical modelling of PDDs was done using combin14 element. (figure1).

2. OPTIMAL DISTRIBUTION USING GENETIC ALGORITHM

Genetic Algorithms are the heuristic search and optimization techniques that mimic the process of natural evolution and make it possible to explore a far greater range of potential solutions to a problem than conventional programs. General steps of the algorithm are: generate a random initial population; calculate fitness function for each individual of the population; select pairs according to the fitness function; create a new generations by mutation and crossover; repeat evaluation of fitness function for the new generation; stop when the termination condition is achieved.

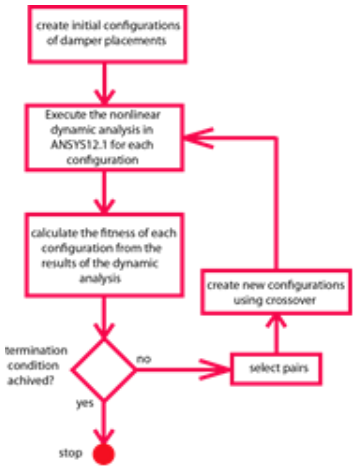


Figure 2. Schematic presentation of the problem using genetic algorithm

The optimization process starts with nine initials configurations for damper placements same in X and Y directions on the external frames (Figure 3).

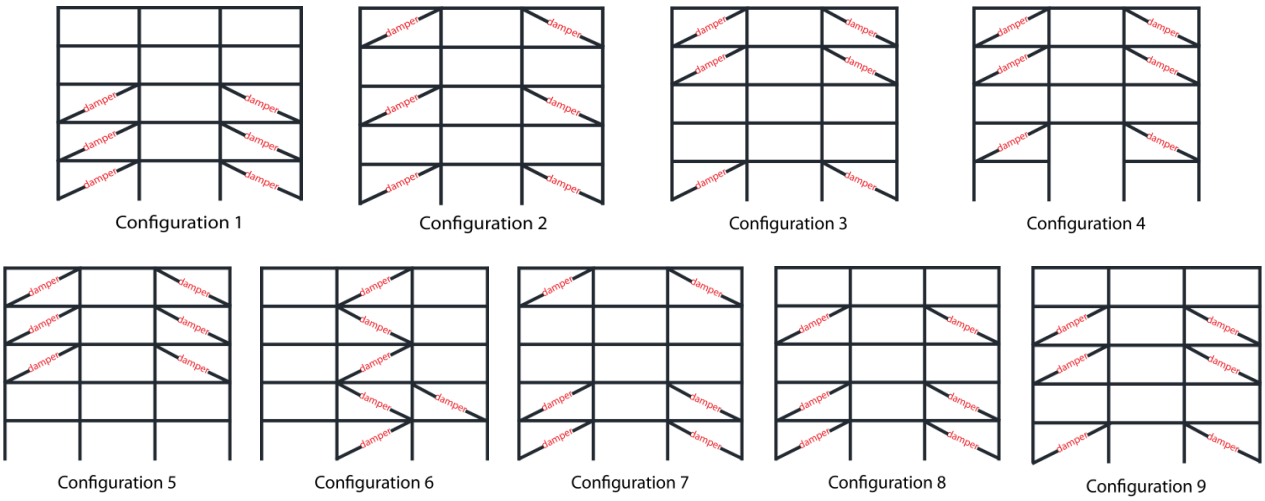


Figure 3. Schematic presentation for the nine initials configurations for the external frames in X and Y directions

For the optimization method fitness function is defined as sum of two quantities inter-storey drift and energy coefficient in two directions X and Y respectively presented with Equitation 1 and 2.

$$Pi(x) = driftx + \frac{Edam\,(x)}{Ekons\,(x)} \tag{1}$$

$$Pi(y) = drifty + \frac{Edam\,(y)}{Ekons\,(y)} \tag{2}$$

Pi(x), Pi(y) are performance indexes for X and Y direction

- driftx, drifty are maximum inter-storey drifts in X and Y direction
- $\mathrm{Edam(x)} = \int \mathrm{Fxdx}$, $\mathrm{Edam(y)} = \int \mathrm{Fydy}$ are damper dissipated energy in X and Y direction
- $\mathrm{E(x)} = -\int_0^t \mathrm{mi} * \ddot{\mathrm{z}}\,\mathrm{x} * \dot{\mathrm{x}}\mathrm{dt}$, $\mathrm{E(y)} = -\int_0^t \mathrm{mi} * \ddot{\mathrm{z}}\,\mathrm{y} * \dot{\mathrm{y}}\mathrm{dt}$ are total input energy on the structure in X and Y direction

Taken as a condition for limitation of the inter storey drift is the value $driftx, drifty \leq 3.5$см in accordance with the formula from Eurocode 8 referring to an inter storey height of h=3m.

The limitation of the interstorey drift is considered to correspond to a structure in the linear range of behavior, whereat in the case of occurrence of plastic hinges, they should occur first in the beams, while the structure should remain functional. As to the energy coefficient, it has been adopted such that the maximum energy of dissipation of the damper is 70% of the total energy input in the structure, whereat 30% of the energy would be absorbed by the structure itself and consumed through other mechanisms. From the analyses, it has been defined that the value and the participation of this coefficient in the entire fitness function is lower in respect to the participation of the interstorey drift, but has a considerable effect upon definition of the value of the entire index of behavior $Pi(x), Pi(y)$ and hence on the optimal position of the PDD dampers in the structure.

From such established conditions for limitation, the maximum value of $Pi(x), Pi(y)$ amounts to 4.2, i.e.

$$Pi(x) = 3.5 + 0.7 = 4.2(3)$$
$$Pi(y) = 3.5 + 0.7 = 4.2(4)$$

which would be obtained in the case when maximum displacement would reach the value of 3.5 and the energy coefficient would have a unity value. Hence is the value of 0.7 in the equation in which case the entire input energy of the structure would be 100% dissipated by the dampers, but only in the ideal case. Considered as solutions in the optimization process would be only those configurations in which $Pi(x), Pi(y)$ would be lower or equal to 4.2, while at the same time, the interstorey drift would be less than 3.5.

Having the defined fitness function with accordance of genetic algorithm with limitation factors explain before for nine generation of solutions with nine configurations obtained from 86493225 combinations of possible damper placement only thirty configurations satisfied the conditions. They are called solutions for optimal damper placement set as a starting point in the process of optimizing the number of the dampers in the structure.

The main purpose in this paper is to present that with optimizing the number of the optimal dampers placement would be achieved a similar effects in the reduction of structural response under earthquake excitations as it would be economically feasible.

3. PROCEDURE FOR OPTIMAL NUMBER OF PDDS USING GENETICALGHORITHM

The process of number optimization begins separately for each configuration solution for optimal damper placement explained before, with the difference that one basic configuration of positions of dampers is used as a starting point. The total number of dampers is 24, i.e., six on each of the two external frames in X and Y direction placed in accordance of obtained solutions bounded with limitation factors.

The same fitness function previously defined is used in the optimization process with the small correction of boundary conditions. Initially the number of the dampers in the starting configuration is 24. As a basis for disposal of the dampers is taken the value of interstorey drifts and the dissipating energy of the dampers. The storey which have the smallest value of interstorey drift is a potential place for damper disposal. If there is a damper placed on that storey which satisfied the conditions it will be removed. But if there is no damper on that storey the first nearest is taken into account. Also if there are more than one damper installed on the same floor with the smallest interstorey drift, than as a second parameter is checked the dissipating energy of the damper. One who has the lower dissipating energy between the dampers on the same storey is removed. The same procedure is valid for the both directions X and Y.A lot of results have been obtained using the explained procedure for optimal number of dampers and in this paper will be presented the results for five chosen configurations.

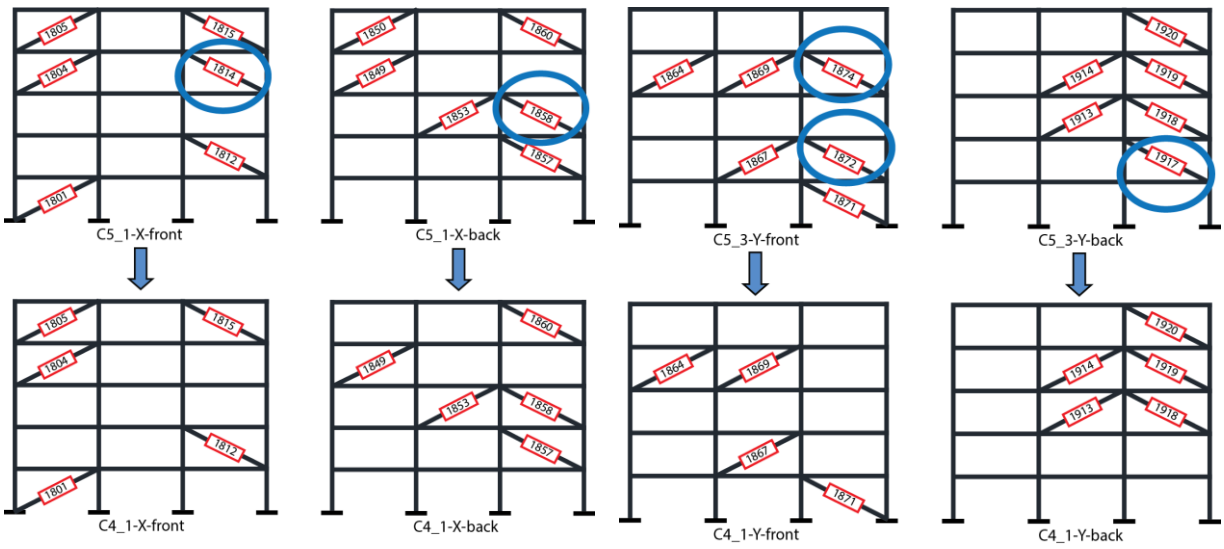


Figure 4. Schematic presentation of procedure of optimizing
the number of dampers in structure C5_3 and C4_1

For C5_3 configuration where the 5 means fifth generation of solutions and 3X and 3Y configurations of damper placement the number optimization is given bellow for both directions X and Y.

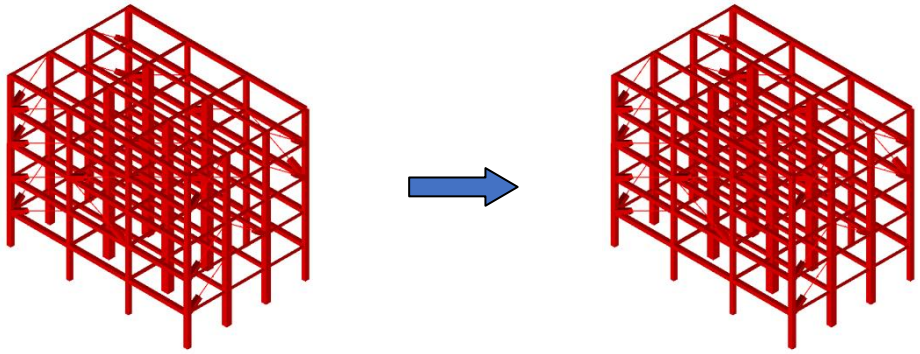


Figure 5. 3D model of C5_1 configuration and new optimized C4_1 configuration

The same was done for the other chosen configuration.

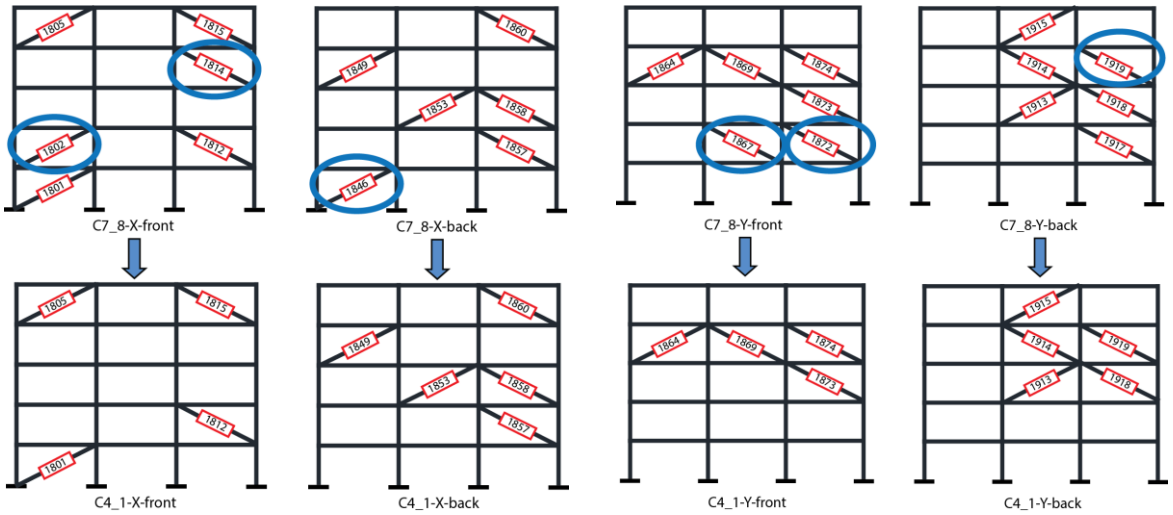


Figure 6. Schematic presentation of procedure of optimizing the number of dampers in structure C7_8 and C4_1

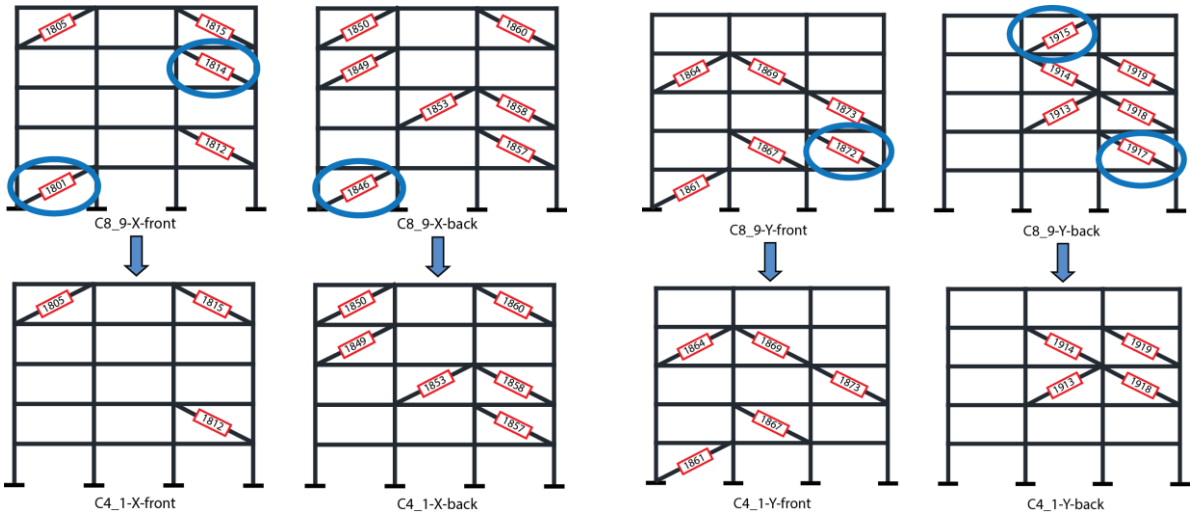


Figure 7. Schematic presentation of procedure of optimizing the number of dampers in structure C8_9 and C4_1

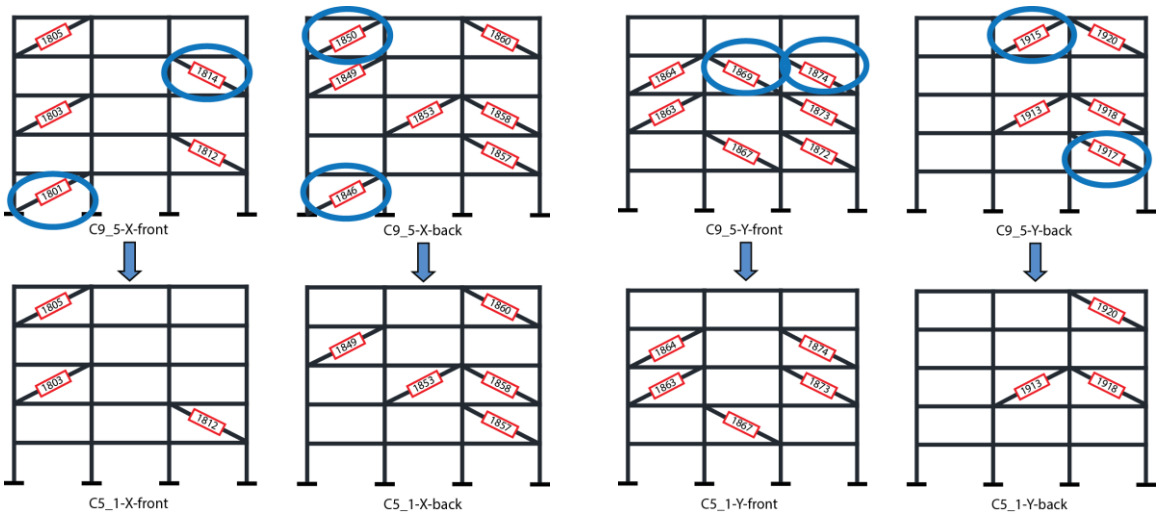


Figure 8. Schematic presentation of procedure of optimizing
the number of dampers in structure C9_5 to C5_1

From the figure 6 can be seen that six dampers are removed from C7_8 configuration and the new generation C4_1 is presented with total 18 dampers. From the configuration C9_5 eight dampers are removed and new configuration have 16 dampers in total given on figure 8.

4. COMPARISON AND RESULTS

Comparison and results will be given for the solutions, C5_3; C7_8; C8_5; C8_9; and C9_5 for optimal number of dampers in the structure. The results will be presented in a terms of storey accelerations and inter-storey drifts for both cases: optimal damper placement with 24 dampers and optimal number of dampers case – new configurations.

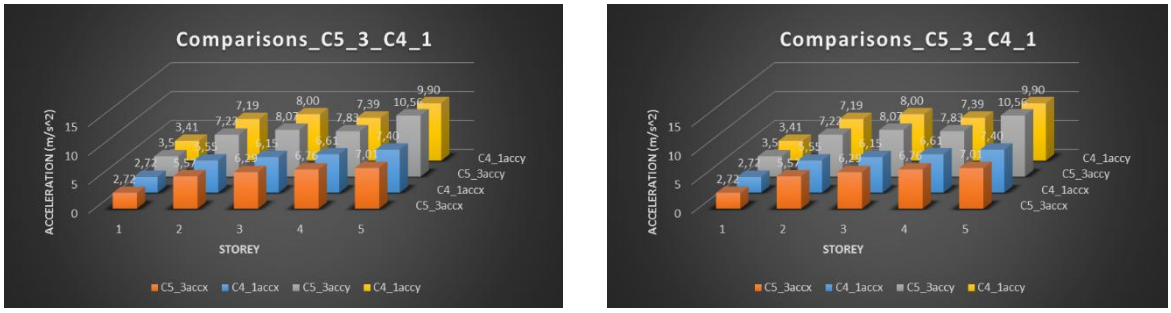


Figure 9. Comparisons for acceleration and drifts in X and Y direction for C5_3 to C4_1

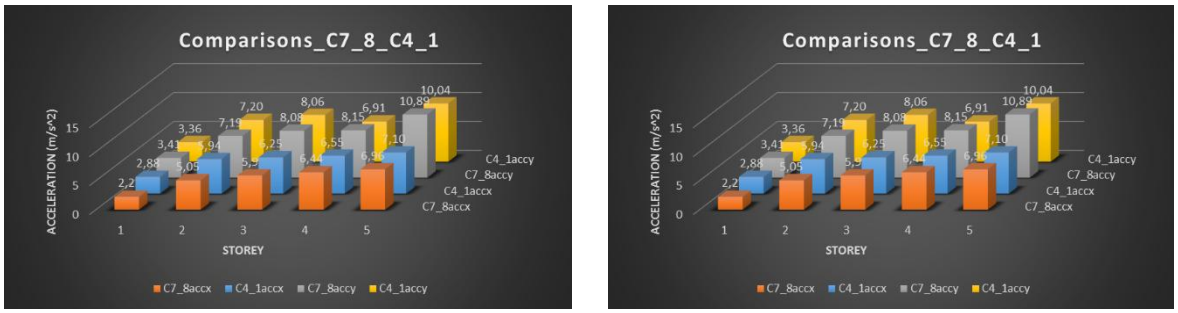


Figure 10. Comparisons for acceleration and drifts in X and Y direction for C7_8 to C4_1

On the Figure 9 are presented comparison of envelop values for acceleration and drifts in X and Y direction along the height of the structure. As it can be seen there is a slight difference between accelerations and drifts for configuration C5_3 and new configuration C4_1 with optimal number of dampers, obtained with the dampers removing from the C5_3

configuration using the procedure explaned before. The same is presented on figures 10-12 for other configurations where it is shown the same tendency. Another parameter which quantifies the obtained solutions is given in the table 1. Presented for C4_1_C5_3 drift deviation for x and y direction compared with the C5_3 configuration is very small starting from 5.3% for second storey driftx to 17.9% for the fifth storey, 4.2% drifty first storey and 12% second storey. For configurations C7_8_C4_1 2.4% is for the first storey for driftx and 3.2% drifty to 11.2% driftx second storey and 10.5% first storey. Maximal deviation is obtained for the C9_5_C5_1 first storey 23.1% driftx and 12.1% drifty fourth storey.

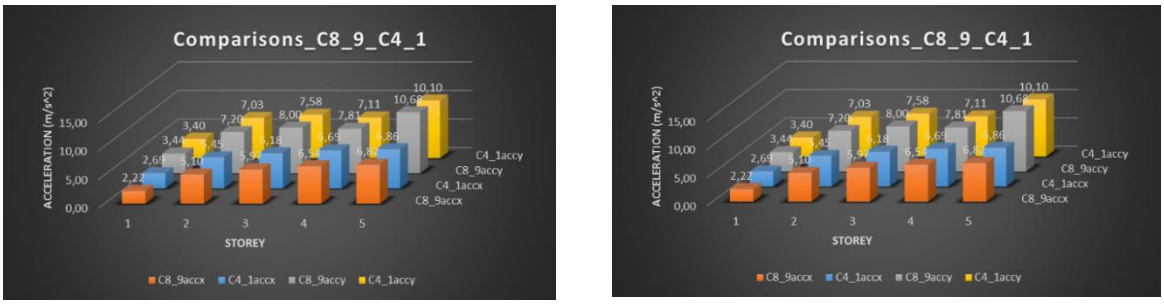


Figure 11. Comparisons for acceleration and drifts in X and Y direction for C8_9 to C4_1

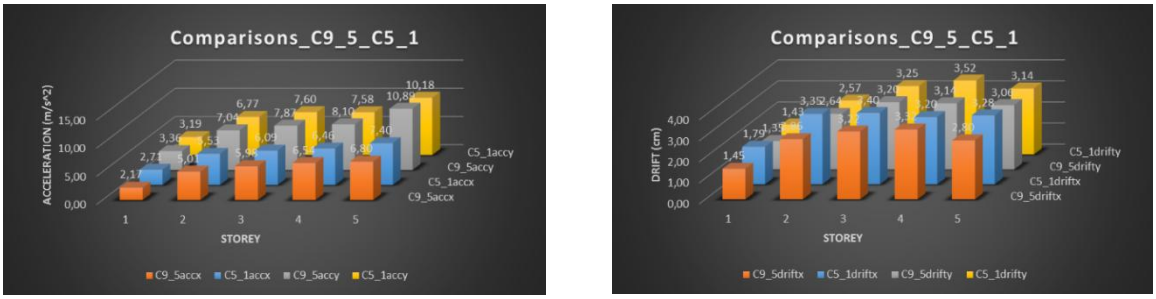


Figure 12. Comparisons for acceleration and drifts in X and Y direction for C9_5 to C4_1

	driftx(%) deviation	drifty(%) deviation	driftx(%) deviation	drifty(%) deviation	driftx(%) deviation	drifty(%) deviation	driftx(%) deviation	drifty(%) deviation
Storey 1	8.2	4.2	2.4	10.5	17.4	4.1	23.1	5.8
Storey 2	5.3	12.0	11.2	5.6	0.6	5.7	17.1	2.8
Storey 3	8.2	10.2	3.0	3.2	6.0	4.4	5.5	1.7
Storey 4	1.6	9.4	1.2	4.9	6.6	5.2	3.7	12.1
Storey 5	17.9	4.4	7.4	2.4	6.7	2.4	17.2	2.6

Table 1. Drift deviations for chosen configurations

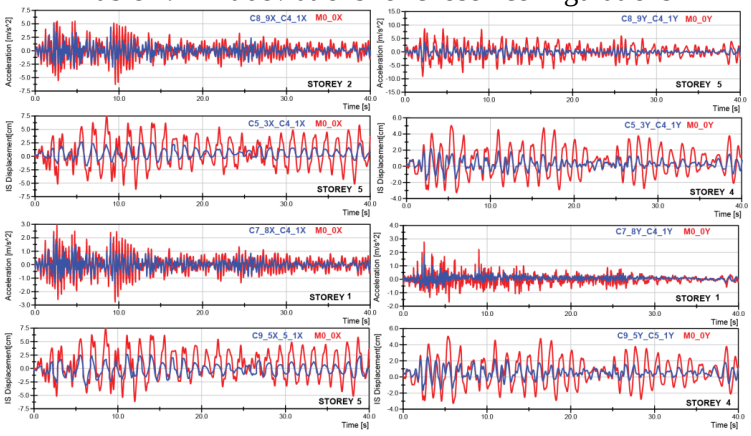
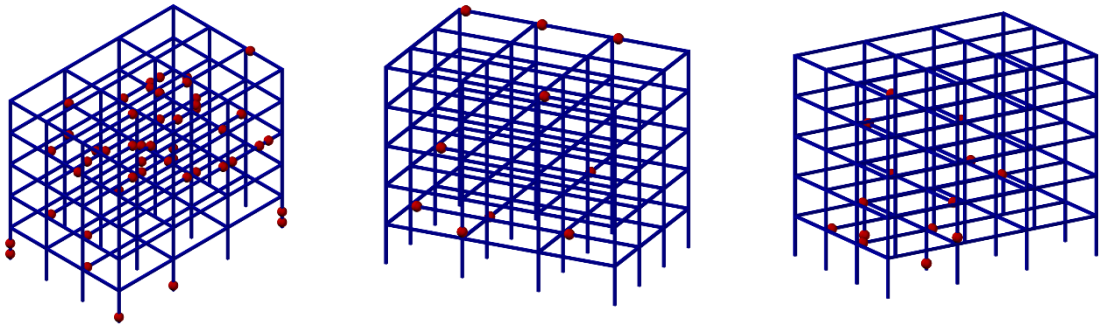


Figure 13. Comparison between the response time histories of accelerations, inter storey drifts of the structure without dampers (M0_0) and the structure with the optimal number of dampers solutions (C8_9_C4_1;C5_3_C4_1;C7_8_C4_1;C9_5_C5_1) in both X and Y directions.

Figure 13 presented that the response time history of acceleration marked in blue color for the optimal number of dampers solution is lower and reduced compared with the response time history of the structure without dampers(M0_0X, M0_0Y)marked in red color in both X and Y direction. The same tendency is also for the response time history of inter storey drifts in X and Y direction.



M0_0 C9_5 C9_5_C5_1

Figure 14. Occurrence of plastic hinges in the structure without dampers M0_0 and the structure with the optimal solution C9_5 and optimal number of dampers C9_5_C5_1

On Figure 14is given plastic elements (hinges) with irreversible deformation for M0_0 model without dampers, structure with optimal solution (C9_5) and solution with optimal number of dampers (C9_5_C5_1). It can be seen that in both cases (optimal solutions and optimal numbers of dampers) will contribute to elimination or reducing to minimum a big number of these plastic elements (hinges). Visually, there is no big difference in the number of plastic hinges for configuration presented as optimal placement of dampers and new generate configuration with optimal number of dampers.
The very fact that most of the plastic hinges are absent in the structure with optimal number of dampers leads to another proof of the efficiency of the fitness function and the algorithm as well as the dampers themselves.

5. CONCLUSIONS

Numerous nonlinear analyses have been conducted to optimize the number of already optimal PDDs placement in the hypothetical 3D 5 story steel frame structure designed according to the Eurocode 3 and Eurocode 8 requirements.
Optimization procedure was based upon genetic algorithm using derivate fitness function combined from inter-storey drifts and dissipated energy by PDDs. As a starting point is used configuration with optimal placement of dampers solution with 24 dampers in total. The storey which have the smallest value of interstorey drift is a potential place for damper disposal in accordance with the lowest dissipating energy by the dampers.
Results from the analysis showed that there is a slight difference between accelerations and drifts for configuration with optimal placement and a new generate configuration with optimal number of dampers even is the number of the dampers are reduced. Visible effects were considered in substantial reduction in accelerations and inter story drifts as well as elimination to minimum the plastic elements which leads to better performance of the structure and economically feasible.

REFERENCES

[1] Rakicevic, Z., Bogdanovic, A. and D. Jurukovski (2009) "Shaking Table Effectiveness Testing of GERB PDD (Prestressed Damping Device) Control System" IZIIS Report 2009-40, Skopje, R. Macedonia

[2] Rakicevic, Z., Bogdanovic, A., D. Jurukovski, H. Kammerer and P. Nawrotzki (2010), "Shaking Table Testing of a Steel Frame Structure Without and With GERB Prestressed Damping Devices", 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, 12-14 July 2010, Tokyo, Japan, Session E-8, Paper No 226

[3] Rakicevic, Z., Bogdanovic, A., D. Jurukovski, H. Kammerer and P. Nawrotzki (2010), "Analytical Estimation of the Effectiveness of Prestressed Damping Devices Using Shaking Table

[4] Bogdanovic A., Rakicevic Z., Filipovski D., 2014, „Comparison between two optimization procedures for damper location in steel frame structures", 15ECEE Istambul 24-29 August

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 2

Julijana BOJADJIEVA[1], Vlatko SHESHOV[2], Kemal EDIP[3], Igor GJORGIEV[4], Toni KITANOVSKI[5]

DESIGN AND CONSTRUCTION OF LAMINAR BOX FOR GEO-MODELS TESTING

SUMMARY

Earthquake geotechnical studies can involve different methodologies and approaches such as dynamic soil element tests, reduced scaled models, numerical and analytical models and full scaled field tests.. This paper describes the important aspects in design, fabrication and commissioning of a single axis laminar shear box for use in seismic geotechnical studies. The laminar box described in this paper is designed to be used for investigation of different kinds of geomodels on the shaking table in the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, Skopje, Macedonia.

Keywords: laminar box, earthquake geotechnical engineering

Јулијана БОЈАЏИЕВА[1], Влатко ШЕШОВ[2], Кемал ЕДИП[3], Игор ЃОРЃИЕВ[4], Тони КИТАНОВСКИ[5]

ЛАМИНАРЕН КОНТЕЈНЕР ЗА ТЕСТИРАЊЕ НА ГЕО-МОДЕЛИ НА ВИБРО-ПЛАТФОРМА

РЕЗИМЕ

Земјотресното геотехничко инженерство вклучува различни видови на методологии и пристапи на анализа меѓу кои најзастапени се елемент тесотвите, скалирани модел тестови, нумерички и аналитички модели како и теренски full scale тестови. Во овој труд се прикажани важните аспекти при проектирањето, конструирањето и инсталирањето на ламинарен контејнер за испитување на гео модели на виброплатформа. Ламинарниот контејнер ќе се користи за испитување на различни гео-модели на вибро-платформата во ИЗИИС.

Клучни зборови: ламинарен контејнер, земјотресно геотехничко инженерство

[1] Assist. MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[5] BSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, tonik@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Model tests are essential when the prototype behaviour is complex and difficult to understand. In model testing, usually the boundary conditions of a prototype are reproduced in a small-scale model. If done properly, scaled model tests can be advantageous for seismic studies because of their ability to give economic and realistic information about ground amplification, change in pore water pressure, soil non-linearity, and occurrence of failure and soil structure interaction problems (Prasad et. al, 2004, Ueng et. al, 2010; Kokusho, 2003; Orense et al., 2003; Sesov, 2003; A.T. Carvalho et. al, 2010; Coelho, 2007; Taylor, 1994; Cubrinovski et. al, 2006; Towhata et. al, 2004, and others). The model tests can be divided into two categories, namely, those performed under gravitational field of earth (generally called shaking table tests or 1-g tests) and those performed under higher gravitational field (centrifuge tests or multi-g tests). Both shaking table and centrifuge model tests have certain advantages and limitations. Shaking table tests have the advantage of well controlled large amplitude, multi-axis input motions and easier experimental measurements and their use is justified if the purpose of the test is to validate the numerical model or to understand the basic failure mechanisms (Jafarzadeh, 2004). In the case of geotechnical structures, an additional issue is related to the presence of a container which will set the boundary conditions of the soil. Laminar box or shear box is widely used experimental tool for both mentioned categories.

IZIIS investigated the key parameters and criteria, which laminar boxes as experimental tools have to satisfy in order to enable representative shaking table tests on large geo-models. The laminar box is designed and is installed in the laboratory for dynamic testing of soils at the Institute for earthquake engineering and engineering seismology IZIIS in Skopje, Macedonia. The laminar box is planned to be used for experimental testing on fully saturated cohesionless soil in order to investigate the liquefaction phenomena and cyclic behavior of cohesion less soil in earthquake conditions. The comprehensive research program is ongoing and is expected to give beneficial and useful results into the soil liquefaction experimental research area. On the other hand, the sand which is planned to be used in the shaking table tests is representative for the alluvial deposits around the Vardar River (Cvetanovska et. al, 2013) and the performed investigations can be good basis for further definition and higher awareness of the liquefaction hazard in Republic of Macedonia.

2. THE SHAKING TABLE

The shaking table in IZIIS is one of the first installed vibrations platform in Europe. One interesting facts that in its life time many structures have been investigated, yet no geotechnical structure with proper boundary conditions have been tested. The constructed laminar box is expected to give beneficial results in the experimental research on geo models.

The shaking table (fig.1) has the following characteristics:

- Size 5.0m x 5.0m
- Mass 330 kN
- Maximum model mass 400 kN with height of 6.0m
- Frequency range 0-80 Hz
- Maximum Acceleration horizontal 0.70g

3. DESIGN PROCESS OF THE LAMINAR BOX

The ideal container is one that gives a seismic response of the soil model identical to that obtained in the prototype, i.e. the semi-infinite soil layer 1D response under vertically propagating shear waves. The boundary conditions created by the model container walls have to be considered carefully, otherwise the field conditions cannot be simulated properly. The presence of rigid and smooth end walls in the case of a ground model introduce three serious boundary effects compared with a semi-infinite soil layer in the prototype: deformation incompatibility, stress dissimilarity and input excitation pattern dissimilarity (A.T. Carvalho et al. 2010).

Figure 1. The shaking table in IZIIS (left) and its dynamic characteristics (right)

For flexibility in the walls of the container a laminar system is applied, since in this system, the shear stiffness of the walls is limited to the friction between the layers and the influence of rubber membrane inside the box. So this kind, so called laminar shear box; at the time of liquefaction, has the least undesirable effect in the real behavior of the model (Sesov, 2003).

The geotechnical model cannot be directly mounted on shaking table due to the requirements of confinement. An ideal container should be large, flexible, massless and transparent. However, it is impossible to provide all the essential features. During the last decade many laminar boxes are being developed across the globe to suit field conditions better. Table 1 presents some of the existing laminar boxes around different research centers in the world.

Author	Dimensions (W x L x H) [mm^2]
Gibson	350x900x470
Prasad et al.	500x1000x1000
Meymand	2280x2130x2130
Ueng and Chang	1888x1888x1520
Van Laak et al.	254x457x254
Pamuk et al.	355x710x355
Shen et al.	584x500x500
Takanashi et al.	200x450x325
A.T. Carvalho et al.	750x2000x1750
Jafazaderh F.	1000x1000x1000
Wienbroer et al.	600x800x2100

Table 1. *Some laminar boxes designs (modified after Turan et al.(2009)*

The laminar box described in this paper (Figure 2) is designed according the following criteria:

- Layers and the membrane inside should have minimum stiffness to horizontal shear.
- The laminar box should have mass much smaller than the soil material which is built inside it
- It retains water and air without leakage.
- It offers little resistance to vertical settlement of soil.
- Height of each layer is small which increased the flexibility for the deformation of soil inside.
- It is fairly large to better simulate field behaviour.
- It possesses capability to increase confining pressure.
- It maintains its horizontal cross section during shaking.

- It develops shear stress on the interface between soil and vertical wall equal to that on the horizontal plane.
- It provides good contact between the bearings and groove.
- It allows free movement of soil along the transverse cross section.
- It possesses provision for instrumentation.
- It is strong and stable against all the dynamic forces and moments.
- To provide stiff connection to the shaking table

Dimensions: 2m * 1m * 1.5m
Material of the sliding laminar rings – aluminium
Material of the frame and base plate – steel
Number of rings: 16
Weight of each ring ~36kg
Total weight of empty container: 1553 kg

Figure 2. The constructed Laminar box

All the construction activities are carried out at IZIIS only some necessary specific parts for the project are purchased from specialized companies. Figure 3 presents some parts of the construction and installation process of the laminar box.

Figure 3. The construction process of the laminar box

4. COMPONENTS OF THE LAMINAR BOX

The 3 dimensional layout of the designed container is shown in Figure 4. The container consists of the following main components:

(a) Aluminum layers and ball bearings;

(b) Base plate with the saturation and drainage system in the floor;

(c) The steel frame which is used to hold the laminar layers;

(d) Internal membrane used as a cut-off and keeping the moving bearings away from dust.

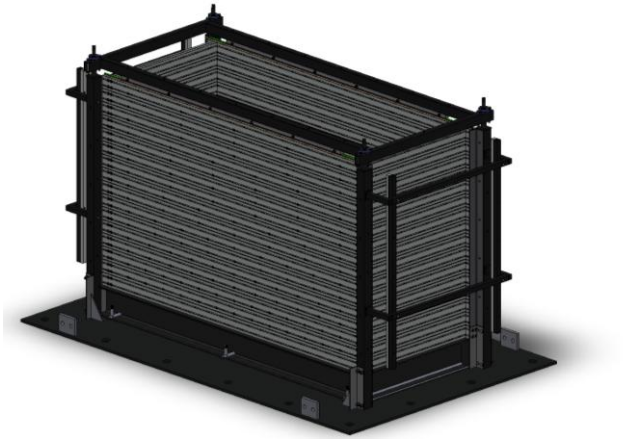


Figure 4. 3d layout of the laminar container

3.1. The layers and the mechanism of motion

Each layer is a square ring which is composed of hollow aluminum profiles with 40×80 mm2 section The whole system is composed of 16 layers-rings (fig.5). In order to minimize the friction between the layers, transfer ball bearings have been used so that the two dimensional motion in the horizontal plane is possible. These balls are designed in a way that they can be simply as possible and without any additional devices to provide maximum sliding of rings with minimum friction. This makes the balls act as a column between the lower and upper hollow aluminum sections and prevents the surface from being deformed, by the point contact stress between the ball bearing and the surface of the aluminum profile. In order to make the distribution uniform, rotating ball bearing are used in each layer and the gap between the 2 adjacent layers is 3 mm.

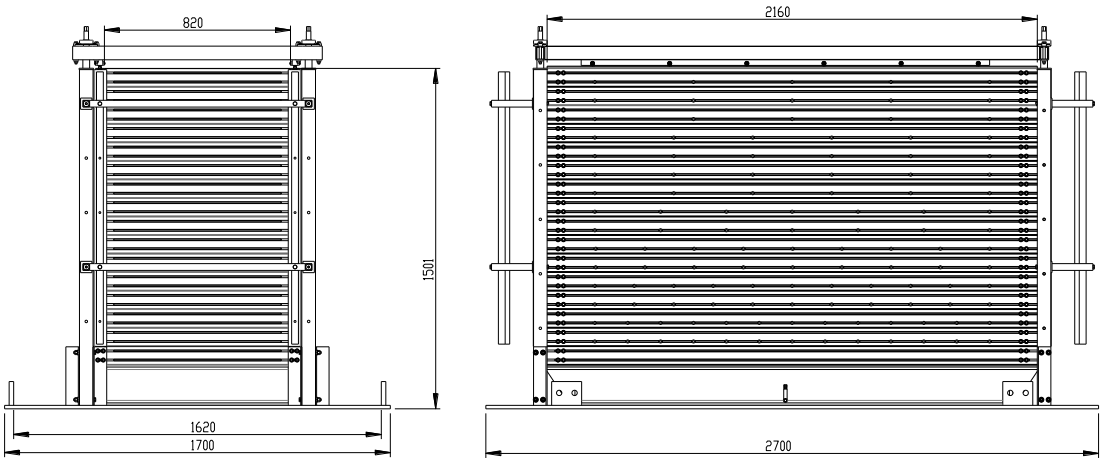


Figure 5. Longitudinal and cross section of the laminar container

3.3 The steel frame

The steel construction frame is used to attach the whole container to the shaking table and to provide the necessary stiffness of the components of the laminar container. On the upper side, non-moving guides are installed for connection to the highest laminar layer. The guides should prevent vertical moving of the laminar layer.

The steel frame has such a construction that allows set of measuring instruments for the acquisition system. Also, breaks are provided serving to fix the frame during the installation of the sand into the container, and rubber dumpers which provide dumping of the larger translational movements of the laminar rings.

3.3 Base plate and saturation and drainage system

The lowest laminar layer has been fixed on a steel U18 profiles which are fixed on a steel base with 2.7 × 1.7 × 0.015 m in dimensions. In order to allow saturation of the soil model, the base has been designed with double bottom plates (one is perforated) and system of small pipes (Fig. 6). In this way, not only saturation and drainage of the samples is facilitated but this improves the contact between the soil and the steel plate of the container which makes better shear stress transition.

For hydraulic cut-off system and the protection of the ball bearings, the inside of the container is covered by a 1.2 mm thick rubber membrane.

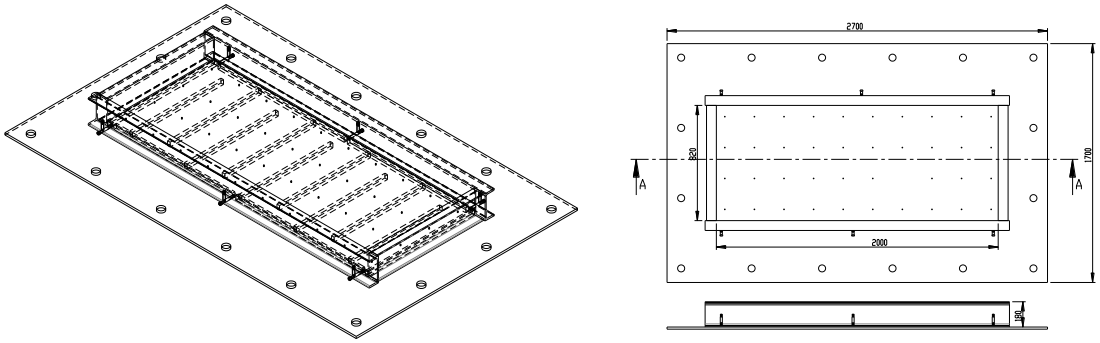


Figure 6. Base plate and saturation system

3.4 Sieve for installing the sand

The method for installing the sand in the laminar box should fulfill the following criteria (Gade et. al, 2013): 1) to be able to produce loose to dense sand beds in the unit weight range expected within an in-situ soil deposit; 2) the sand bed must have a uniform void ratio throughout; 3) the samples should be well mixed without particle segregation, regardless of particle gradation or fines content; 4) sample preparation method should simulate the mode of soil deposition commonly found in the soil deposit being modeled.

Most widely spread are the dry pluviation/pouring devices, where dry sand is either “rained” over the surface of the model, or poured close to the surface, creating a dry soil profile (Stringer et. al, 2013).

Dry pluviator devices can be split into three categories, based on the area over which sand is rained and the required number of axes of movement relative to the model: point pluviators, curtain pluviators and carpet pluviators. With point pluviators, the sand exits from a relatively small opening which is moved along 3 axes to cover the complete model area and maintain a constant falling height. Curtain pluviators are designed to pluviate a complete line of sand across the surface of the model and as such they must be moved laterally across the model along one axis, as well as vertically. Finally, carpet pluviators drop sand across the full surface area of the model, requiring only vertical movement of the equipment.

For the purpose of so called capret pluviator technique of installing the sand in the laminar box, sieve is constructed (fig. 7, left). Based on previous studies and tests, the sieve is made from wooden frame and steel plate perforated with holes of 10 mm (fig.7, right). Calibration tests of installing the sand into the laminar box are expected to verify whether the designed sieve is suitable for installation of the sand.

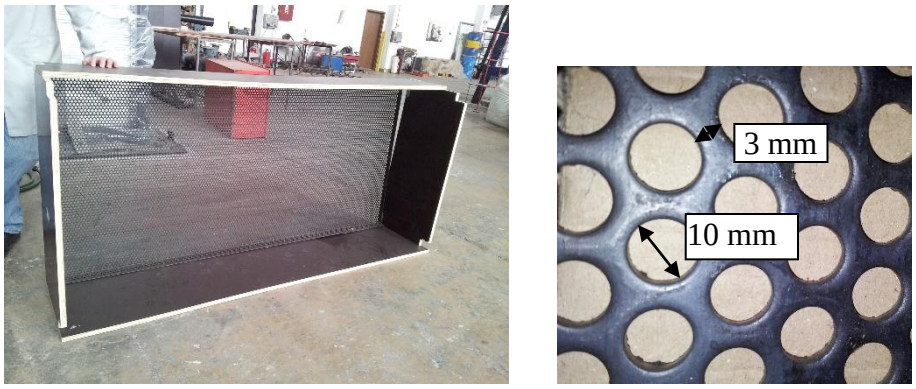


Figure 7. The constructed sieve for installing the sand

5. CONCLUSION

Model testing under 1-G environment in earthquake geotechnical engineering has become an integral part of research. Detail design procedure and description of the components of the laminar shear container which is designed and installed in IZIIS have been presented in this paper. Use of laminar box can improve efficiency of testing and can better simulate ground conditions in geomodels testing. Amplification, liquefaction and cyclic mobility phenomenon, excess pore water pressure generation and dissipation rates can be performed using such facilities.

The designed laminar box is going to be used in order to investigate the liquefaction phenomena and cyclic response of cohesion less soils. The sand which is planned to be used in the shaking table tests is representative for the alluvial deposits around the Vardar River and the performed investigations can be good basis for further definition and higher awareness of the liquefaction hazard in Republic of Macedonia.

We strongly believe that this new design of Laminar Container will overcome a lot of shortcomings that previous types of laminar box or shear box exhibits such as boundary conditions, saturation of sand etc. The results from the planned investigations will have big influence in the European region for the development of the geotechnical earthquake engineering.

6. AKNOWLEDGEMENT

The research and the design is supported by the European FP7 Project UREDITEME REGPOT-2008-1 (Upgrading of research equipment for dynamic testing of large scale models), grant no. 230099

REFERENCES

[1] Alper Turan, Sean D. Hinchberger, et al., Design and commissioning of a laminar soil container for use on small shaking tables, Soil Dynamics and Earthquake Engineering **29**: (2009) 404-414

[2] Cvetanovska J. et al. (2012) Important Aspects In Design Of Laminar Soil Container For 1-G Shaking Table Tests, 22nd European Young Geotechnical Engineers Conference, Gothenburg, Sweden, 26-29th August, 2012

[3] Cvetanovska J. et al. (2013) Sand characterization for experimental studies on liquefaction phenomena. ICEGE Conference, from case history to practice in honour of prof. Kenji Ishihara, Istanbul 2013

[4] Coelho P. In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations. PhD thesis (2007), Churchill College, Cambridge

[5] Cubrinovski M., T. K. a. K. I. (2006). "Interpretation from large-scale shake table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils." Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26: 275-286

[6] S. K. Prasad, I. Towhata, G. P. Chandradhara and P. Nanjundaswamy. Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering. Current science, special section: geotechnics and earthquake hazards (2004) **87**(10)

[7] Jafarzadeh, f. Design and evaluation concepts of laminar shear box for 1g shaking table tests. 13th world conference on earthquake engineering (2004)Paper No. 1391. Vancouver, B.C., Canada

[8] A.T. Carvalho, J. Bilé Serra, et al. Design of experimental setup for 1 g seismic load tests on anchored retaining walls. Physical Modelling in Geotechnics – Springman, Laue & Seward (eds) L. © 2010 Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-59288-8.

[9] V. Sesov. Dynamic behavior of potentially nonstable layers and application of a model for decreasing the seismic risk of liquefaction occurrence. PhD Thesis (2003). University Ss. Cyril and Methodius-Skopje, Macedonia

[10] S. Iai. Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field. (1989) Soils and Foundations **29**(1): 105-118

[11] Stringer, M. E., L. Pedersen, et al. (2013). Design and use of a rotating spiral pluviator for creating large sand models. ICPMG2014 Physical Modelling in Geotechnics, CRC Press: 253-258

[12] Tatsuoka et al. (1986). "Cyclic undrained riaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods" Soils and Foundations Vol.26 No.3 23-41

[13] Taylor C.A., Dar A.R., Crew A.J.,(1994), "Shaking table modelling of seismic geotechnical problems", Proceeding of the 10th European Conference on Earthquake Engineering , Balkema, 1995: 441-446

[14] Towhata, I. (2004). Development of Geotechnical Earthquake Engineering in Japan. 6th Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng. Osaka, Japan. 1: 251-291

[15] Terzaghi, K.; Peck, R. and Mesri, G. (1996)."Soil mechanics in Engineering Practise". 3ª ed., New York, John Wiley & Sons Inc, USA

[16] Ueng, T. S. (2010). "Shaking Table Tests for Studies of Soil Liquefaction and Soil-Pile Interaction." Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS &AGSSEA 41(1)

[17] V. K. Gade, T. N. D., V. B. Chauhan & S. M. Dasaka (2013). Portable traveling pluviator to reconstitute specimens of cohesionless soils. Indian Geotechnical Conference Roorkee, India

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 3

Sergey CHURILOV[1], Kristina MILKOVA[2], Elena DUMOVA-JOVANOSKA[3]

EXPERIENCES FROM CALIBRATION OF MATHEMATICAL MODELS OF MASONRY STRUCTURES BASED ON IN-SITU DYNAMIC TESTS

SUMMARY

This paper presents some experiences from using structure dynamic characteristics assessed by ambient vibration measurements in numerical modeling and FE updating of masonry structures. Three unreinforced and one confined masonry structure were used. First, proposed relations from Eurocode 6 were used to predict the material properties, and then according to the assessed mode shapes and frequencies, two parameters were iteratively changed to calibrate the mathematical models, modulus of elasticity and stiffness of the floor slabs. The results show that one should pay special attention taken when selecting the material properties for the existing masonry structures.

Keywords: calibration, masonry, mathematical model, ambient vibration, frequency

Сергеј ЧУРИЛОВ[1], Кристина МИЛКОВА[2], Елена ДУМОВА-ЈОВАНОСКА[3]

ИСКУСТВА ОД КАЛИБРИРАЊЕ НА МАТЕМАТИЧКИ МОДЕЛИ НА SИДАНИ ОБЈЕКТИ ВРЗ ОСНОВА НА IN-SITU ДИНАМИЧКИ ТЕСТОВИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажано искуството на користење на динамичките карактеристики проценетисо мерења на амбиенталните вибрации при нумеричко моделирање и калибрирање на математички модел за sидани конструкции. Анализирани се три конструкции од неармирана sидарија и една конструкција од врамена sидарија. Најпрво,при моделирањето користени се карактеристиките на sидаријата дефинирани во Еврокод 6, а потоа, според утврдените фреквенции на тоновите форми, со промена на вредноста на модулот на еластичност, направена е калибрација на математичкиот модел. Резултатите покажуваат дека потребна е голема внимателност при избор на материјалните карактеристики на постоечките sидани конструкции.

Клучни зборови: калибрација, sидарија, математички модел, амбиент вибрации, фреквенција

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia, curilov@gf.ukim.edu.mk
[2] MSc, PhD student, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia, kristina.manevska@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia, dumova@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

За да се проценат карактеристиките на ѕидаријата од која се изведени четирите објекти од интерес, во овој труд формирани се математички модели и извршена е калибрација на карактеристиките на ѕидаријата врз основа на резултати добиени од динамички тестови.Примарна цел на динамичките тестови извршени на лице место на објектот е да се идентификуваат динамичките карактеристики на конструкцијата преку мерење на амбиенталните вибрации. Со нив, директно се проценува крутоста на објектот преку тоновите форми и фреквенциите на слободни осцилации за нив.

Динамичките тестовисе спроведуваат со мерења на забрзувањата,а се извршени со мобилна опрема, тип Digitexx PDAQ Premium portable system со физички димензии 457 x 330 x 170 mm. Овој систем овозможува далечинско прибирање на податоци и далечинска анализа.Главни карактеристики на овој систем за прибирање на податоци се: 16 канали, 24 бита, локална и далечинска анализа на податоци во реално време, FFT, функции за трансфер, релативно катно поместување базирано на стандардите за сеизмичка сигурност FEMA 351 и 274, хистерезисни петелки за релативните катни поместувања, пресметување на забрзувања, брзини и поместувања. Овој систем овозможува најповолни перформанси за постојан мониторинг на однесувањето на конструкциите за период до 6 месеци. Сензорите со кои што се следат забрзувањата (акцелерометри) се триаксијални микро електро-механички капацитативни со широк динамички ранг +/- 3g, одличен опсег и ултра ниски шумови, што ги прави идеални за мониторинг на конструкциите.

За определување на динамичките карактеристики искористен е програмот ARTeMIS Modal 2.5.0.5 (2014). Во анализата не се земени предвид вертикалните забрзувања поради тоа што за овој тип на конструктивен систем тие немаат значително влијание.Пред анализата, измерените сигнали се обработени со дигитален филтер. Филтрирањето е извршено со филтер од типот Lowpass од 8 ред со фреквенција за прекин (cut-off frequency) од 20 Hz.Динамичките карактеристики на објектот се идентификувани со помош на методот за декомпозиција на фреквентниот домен (FDD-Frequency Domain Decomposition) кој се базира само на излезните податоци.

Математичките модели на конструкциите се направени со компјутерскиот програм Robot Millennium (2007), производ на компанијата Robobat. Столбовите и гредите (во објектите каде се идентификувани) се моделирани со гредни конечни елементи сопретпоставени изотропни карактеристики, а плочите и ѕидовите се моделирани со плочести конечни елементи со 4 јазли соизотропни карактеристики. Граничните услови на конструкцијата со подлогата се моделирани во форма навклештувања, односно се разгледува крута подлога.Анализите се спроведени со реалните натоварувања и реалните геометриски карактеристики на носивите елементи. Механичките карактеристики на ѕидаријата се утврдени со изрази според Еврокод 6 (EN 1996-1-1:2005), и тоа за јакост на притисок $f_k = 0.55 \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.7}$, Јунгов модул на еластичност $E = 1000 \cdot f_k$, модул на смолкнување $G = 0.4 \cdot E$, волуменска тежина $\gamma_m = 16\ kN/m^3$.

За да се дефинира математички модел којшто ќе гипоседува реалните крутосни карактеристики на објектите, врз основа на експериментално утврдените динамички карактеристики на објектите,извршено е калибрирање на пресметковните модели. Голем број параметри може да имаат влијание врз крутосните карактеристики на објектите како на пример: Јунговиот модул на еластичност, волуменската тежина, геометријата на објектите, состојбата и континуалноста на ѕидовите (без или со присуство на пукнатини), врските со меѓукатните конструкции и кровот, начинот и типот на фундирање на објектите, типот и карактеристиките на почвата на која е фундиран објектот и сл.

Меѓутоа, поради бројноста на променливите големини, како и поради неможноста детално да бидат проверени и утврдени голем дел од променливите големини, калибрирањето е вршено со промена на Јунговиот модул на еластичност (во еден и двата хоризонтални правци) итипот на меѓукатната конструкција, апсолутна крута во својата рамнина и со реални димензии на напречниот пресек. Целта на калибрацијата е да се добијат приближни фреквенции на слободните непридушени осцилации во однос на експериментално проценетите.

2. ОБЈЕКТ 1 –Станбена зграда наул. „Борис Кидрич“ бб во Тетово

2.1 Опис и конструктивен систем

Зградата се состои од подрум, приземје и кат со вкупна висина над котата на теренот од 8.40m, Студија 1 (2014). Во основа објектот има правоаголна форма и габаритни димензии 22.4x10.4 m, а од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина (не постојат дилатациони фуги) и истиот е симетричен во однос на двете ортогонални оски, сл. 2.1. Геометријата на објектот е утврдена на лице место, додека примероците од ѕидаријата (полна тула) извадени од карактеристични позиции се испитани експериментално во лабораторија.

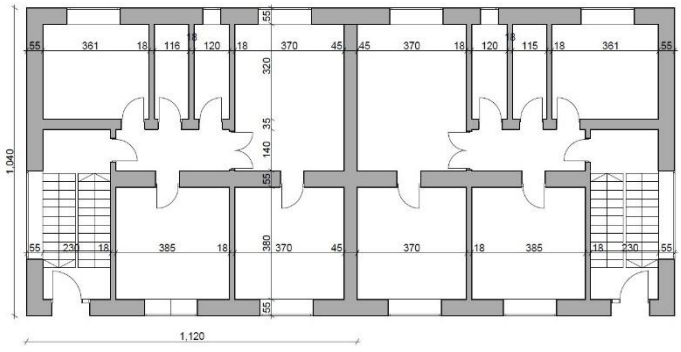
Основниот конструктивен систем на објектот е масивен, составен од носиви ѕидови од полна глинена тула во двата ортогонални правци, сл. 2.2. Бидејќи непостојат доволно информации, се претпоставува дека за врзно средство е искористен продолжен малтер. Дебелината на ѕидовите е различна и се движи од 50 cm, 38 cm, 28 cm и 12 cm. Меѓукатната конструкција меѓу приземјето и катот е ситноребраста армиранобетонска плоча со дебелина на плочата од 7cm и димензии на ребрата 10x25cm. Поради неможност детално да се утврди растојанието на ребрата, се претпоставува декаребрата се поставени на меѓусебно растојание од 60cm. Над катот не е изведенаармиранобетонска плоча, а во подрумот е изведена подна плоча која најверојатно лежи нанасип. Кровната конструкција е дрвена столица со керамиди како кровен покривач.Вертикалната комуникација се остварува преку армирано-бетонски скали. Иако немаподатоци за видот и димензиите на фундаментите, може да се смета дека станува збор залентовидни темели под носечките ѕидови кои што се изведени од бетон. Ѕидовите во подрумот сеизведени од бетон чии физичко-механички карактеристики не се познати.

Во отсуство на каква било информација за вградените материјали во објектот,извршено е лабораториско испитување на механичките карактеристики на ѕидаријата со земање тули од ѕидовите.Земенитепримероци тула се обработени и испитани согласно важечките методи за испитување тули,блокови и плочи од глина, односно според стандардот МКС Б.Д8.011/1987. Согласно испитувањата, добиени се следниве средни вредности за тулата: волуменска тежина$\gamma_b = 16.08\ kN/m^3$, јакост на притисок$f_b = 9.32\ N/mm^2$.

2.2 Динамички тестови на лице место

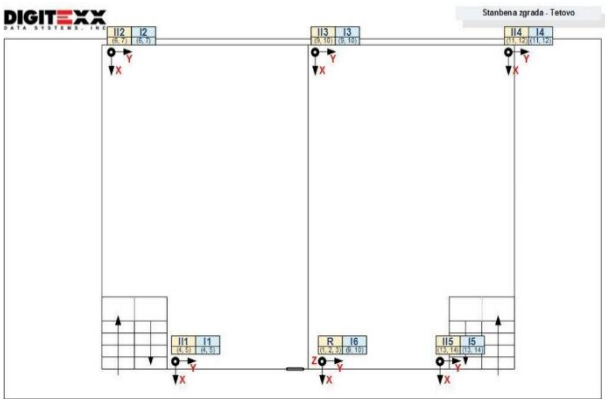
Извршени се три серии мерења на амбиенталните забрзувања, едно на катот на конструкцијата и две серии на приземјето. Изборот на точките и должината на секоја серија мерења овозможуваат преглед на однесувањето на конструкцијата во мерените локации. Мерењата се спроведоа на 3. април 2014 год., авкупното времетраење на секое мерење изнесува 305 sec ~ 5 min, со фреквенција на запишување од 200 Hz.

Мерењето на забрзувањата е извршено со користење на триаксијални сензори - акцелерометри со мерење и запишување на податоците во 6 точки од конструкцијата. На катот мерењата се извршени во една серија во сите 6 точки. Поради ограничување на бројот на расположливи

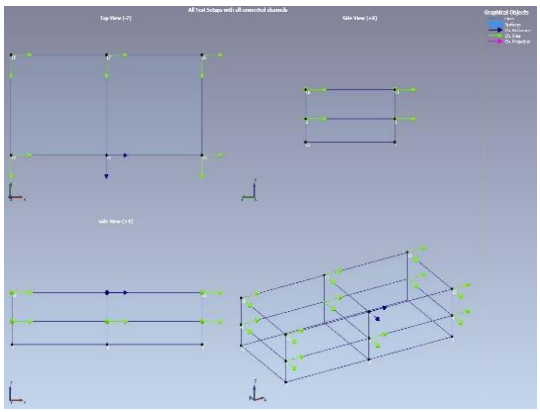


Слика 2.1. Основа на приземје на објект 1

Слика 2.2 Изглед на објектот 1



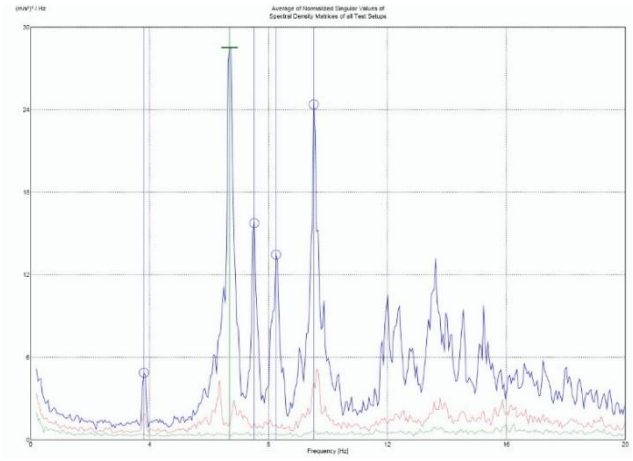
Слика 2.3. Мерни точки, насока на оски и броеви на канали за објект 1



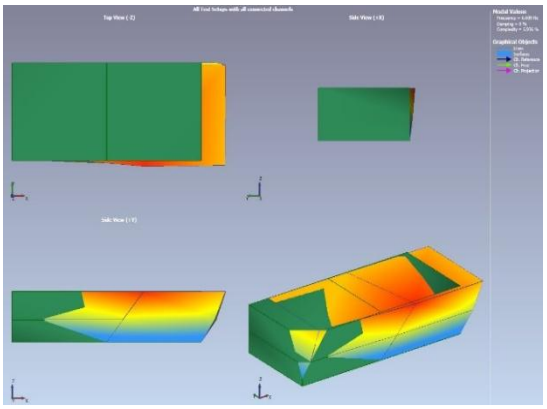
Слика 2.4. Модел за симулација во ARTeMIS Modal за објект 1

сензори, на приземјето извршени се две серии мерења, со преместување на еден сензор на различна позиција во двете серии. На сликата 2.3 прикажан е шематски распоред на мерните точки по катови, како и правците и бројот на каналите во кои се извршени мерењата. Распоредот на точките е идентичен за сите серии мерења.Измерените аналогни сигнали беа дигитализирани и зачувани во ASCII формат,аквалитетот на снимените податоци визуелно беше проверен на лице место со прегледна необработените сигнали во временско подрачје за секој канал. На лице место беше извршенабрза Фуриева трансформација на необработените сигнали за некои канали.За сите добиени сигнали извршено е елиминирање на можнитепојави за трендовска зависност на влезните истории, како и неутрализирање наотстапувањето од основната линија на сигналот поради влијание на електричните импулси(DC offset). Обработените сигнали визуелно се споредени со влезните сигнали(необработени) за да се провери нивниот квалитет и да се откријат евентуалнизабележителни отстапувања. Сите операции за обработка на сигналите и презентирање надобиените резултати се извршени со сопствен програмски код во програмот Matlab (2014). Обработените сигнали заедно со позициите на сензорите се внесени во програмот, ARTeMIS Modal 2.5.0.5,сл. 2.4.

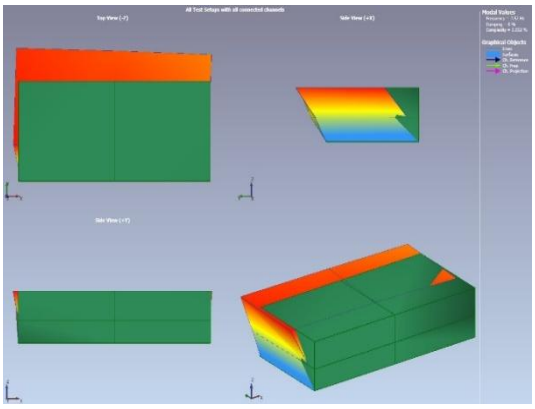
Динамичките карактеристики на објектот се идентификувани со помош на методотFDD, сл. 2.5.Тоновите форми на осцилации и соодветните фреквенции се прикажани на сл. 2.6 и 2.7. Според добиениот одговор, конструкцијата во првата тонова форма ($f_1 = 6.69\ Hz$) осцилира во правецот X (подолжно) со транслација и мала ротација. Во втората тонова форма ($f_2 = 7.52\ Hz$), конструкцијата осцилира транслаторно во правецот Y (попречно), повторно со ротација на конструктивниот систем. Во третата тонова форма ($f_3 = 8.25\ Hz$) осцилациите се околу вертикалната оска, односно во вид на торзија на конструктивниот систем.



Слика 2.5. Единечните вредности за спектралните матрици на густина за објект 1



Слика 2.6. Тонова форма 1 - правец X (подолжен), $f_1 = 6.69\ Hz, T_1 = 0.149\ sec$



Слика 2.7. Тонова форма 2 - правец Y (попречен), $f_2 = 7.52\ Hz, T_2 = 0.133\ sec$

2.3 Динамички карактеристики

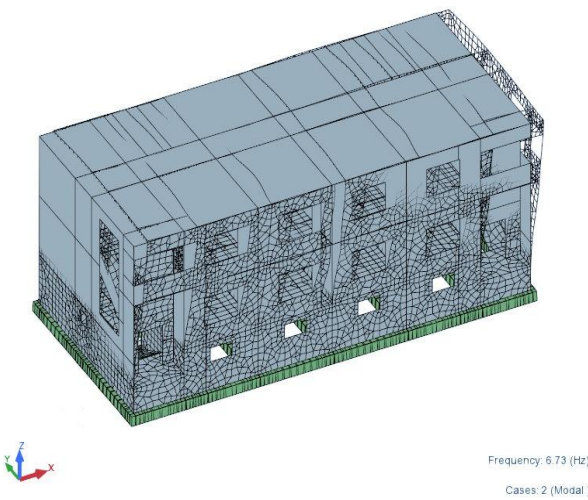
Динамичката анализа на конструкцијата е спроведена на просторен математички модел со користење на анализа со тонови форми преку која се пресметани периодите и тоновите форми. За да се добијат приближно еднакви вредности на измерените, во математичкиот модел направени се повеќе различни калибрации на променливите параметри. Прикажаните вредности на тоновите форми насл.2.8 и 2.9 се однесуваат на конечниот, „искалибриран“, математички модел.

3. ОБЈЕКТ 2 – Семејна куќа на ул. „Багдадска“ во Скопје

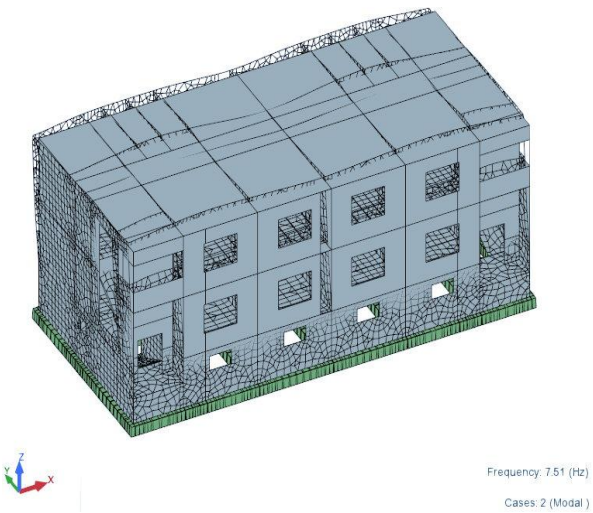
3.1 Опис и конструктивен систем

Објектот е изведен со конструктивен систем од неармирана ѕидарија. Ѕидаријата е изведена од полна глинена тула со димензии 250x120x65 mm и продолжен малтер. Објектот е со катност П+1, а се наоѓа на ул. „Багдадска“ во нас. Тафталиџе во Скопје, Студија 2 (2014).За објектот пронајдена е оригинална проектна документација од која што се превземени потребните информации за анализата и експерименталните мерења.

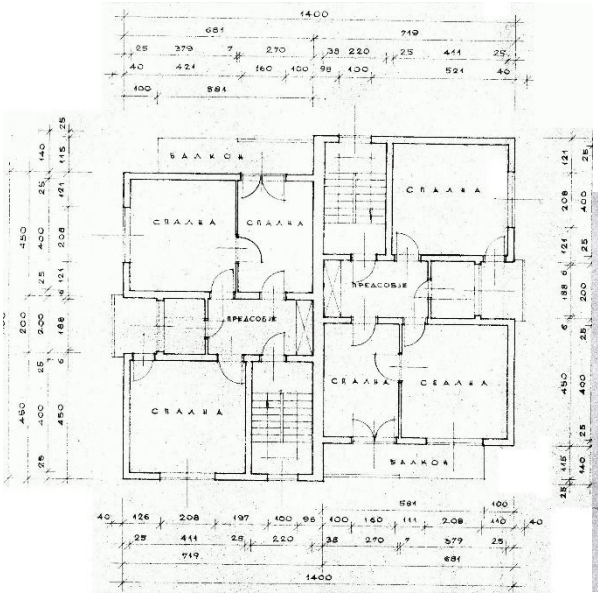
Зградата е наменета за семејно домување и содржи 4 станбени единици,односно по 2 единици на кат и 2 влеза. Функционално е поделена на две целини со оска на симетрија во средината, а едната целина е заротирана паралелно на оската на симетрија за180^0, сл. 3.1 и 3.2. Дополнително, двете целини во основа се поместени една во однос на друга за 140 cm.Во основа објектот има правоаголна форма со габаритни димензии од 14.00x11.00 m. Вонапречен пресек објектот содржи подрум, приземје и кат. Катните височини се -2.30, ±0.00,+2.90, +5.90 m.



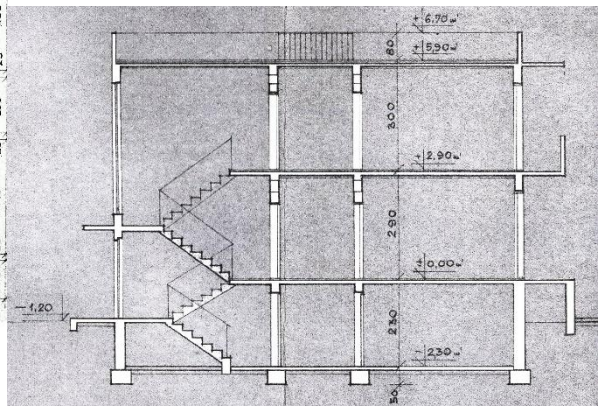
Слика 2.8. Пресметана тонова форма 1 - правец X (подолжен), $f_1 = 6.73\ Hz, T_1 = 0.149\ sec$



Слика 2.9. Пресметана тонова форма 2 - правец Y (попречен), $f_2 = 7.51\ Hz, T_2 = 0.133\ sec$



Слика 3.1. Основа на приземје на објект 2

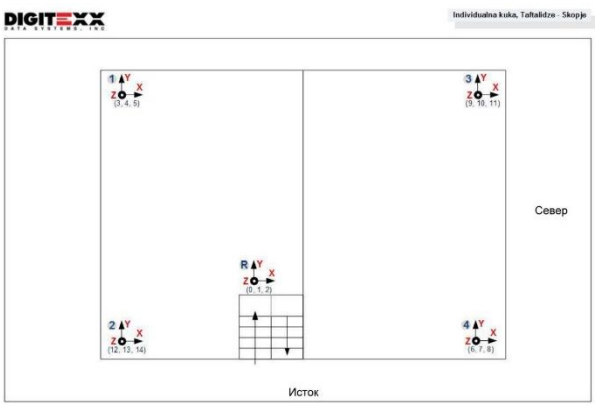


Слика 3.2. Пресек на објектот 2

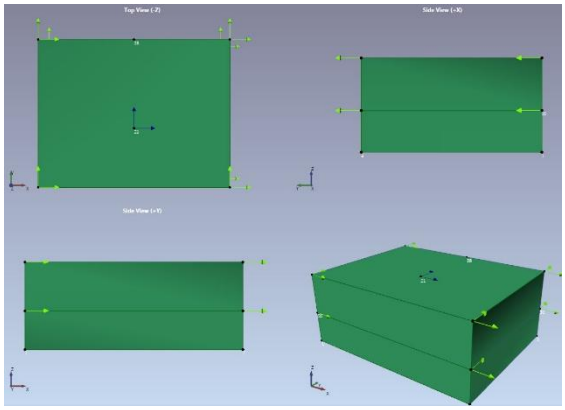
Од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина, односно не постојат дилатациони фуги. Основниот конструктивен систем на објектот е масивен и се состои од носечки ѕидови од ѕидарија поставени во двата ортогонални правци во основата на објектот. Дебелината на ѕидовите е различна, 38 cm, 25 cm и 12 cm.Меѓукатната конструкција меѓу приземјето и катот е ситноребраста армиранобетонска плоча. Над катот е проектирана армирано бетонска плоча за отворена рамна тераса. На терен е утврдено дека над катот е изведена дрвена кровна конструкција. Кровната конструкција е дрвена столица со керамиди како кровен покривач. Вертикалната комуникација се остварува преку армиранобетонски скали. Иако нема податоци за видот и димензиите на фундаментите, може да се смета дека станува збор за лентовидни темели под носечките ѕидови, најверојатно изведени од бетон со непознатифизичко-механички карактеристики.

3.2 Динамички тестови на лице место

Извршени се две серии мерења, едно на катот на конструкцијата и едно на приземјето. Изборот на точките и должината на секоја серија мерења овозможуваат преглед на однесувањето на конструкцијата во мерените локации. Мерењата се спроведоа на 5. декември 2013 год., а вкупното времетраење на секое мерење изнесува 305 sec ~ 5 min, со фреквенција на запишување од 200 Hz.

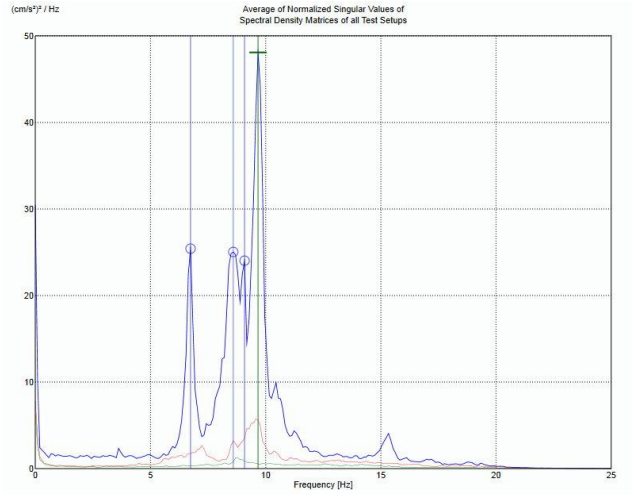


Слика 3.3. Мерни точки, насока на оски и броеви на канали за објект 2



Слика 3.4. Модел за симулација во ARTeMIS Modal за објект 2

Мерењето на забрзувањата е извршено со користење на триаксијални сензори - акцелерометри со мерење и запишување на податоците во 5 точки од конструкцијата, односно по едно мерење на кат. На сликата 3.3 прикажан е шематски распоред на мерните точки по катови, како и правците и бројот на каналите во кои се извршени мерењата. Распоредот на точките е идентичен за двете серии мерења. При спроведувањето на испитувањата, движењето и активноститена луѓето присутни во објектот беа ограничени за времетраење на сериите, се со цел да се избегне евентуално влијание врз снимените податоци. Сите сензори беа поставени на тврда подлога со цел да се избегнат евентуални грешки при мерењата. Снимените податоци се обработени и внесени во анализата на сличен начин како за објекот 1, сл. 3.4.

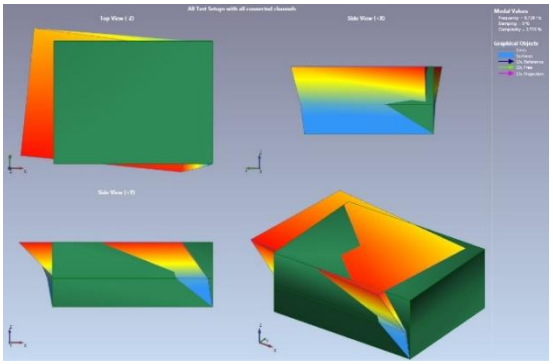


Слика 3.5. Единечните вредности за спектралните матрици на густина за објект 2

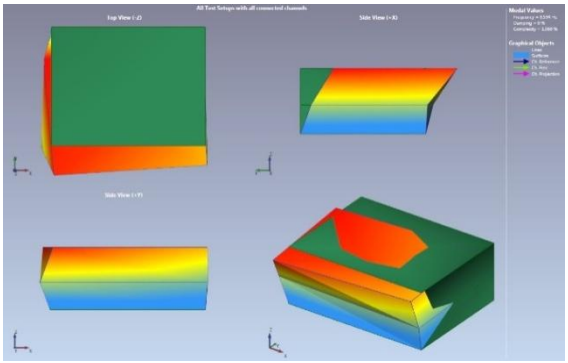
Динамичките карактеристики на објектот се идентификувани со помош на методот FDD, сл. 3.5.Тоновите форми на осцилации се прикажани на сл. 3.6 и 3.7. Според добиениот одговор, конструкцијата во првата тонова форма ($f_1 = 6.74\,Hz$) осцилира во правецот X (подолжно) со транслација и мала ротација. Во втората тонова форма ($f_2 = 8.59\,Hz$), конструкцијата осцилира транслаторно во правецот Y (попречно), повторно со ротација на конструктивниот систем. Во третата тонова форма ($f_3 = 9.67\,Hz$) осцилациите се околу вертикалната оска, односно во вид на торзија на конструктивниот систем.

3.3 Динамички карактеристики

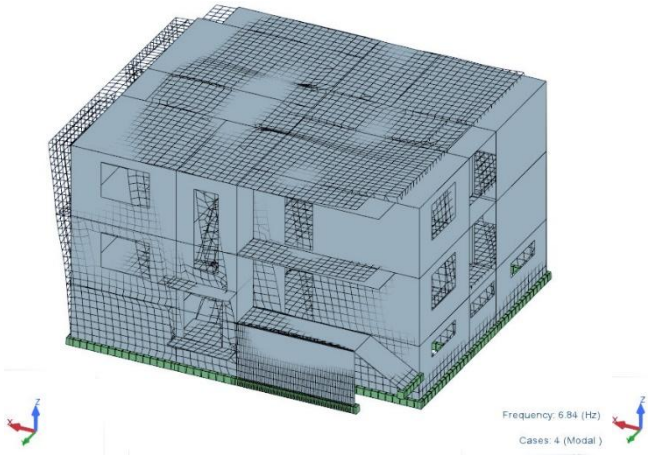
Динамичката анализа на конструкцијата е спроведена на просторен математички модел со користење на анализа со тонови форми преку која се пресметани периодите и тоновите форми. За да се добијат приближно еднакви вредности на измерените, во математичкиот модел направени се повеќе различни калибрации на променливите параметри. Прикажаните вредности на тоновите форми на сл. 3.8 и 3.9 се однесуваат на конечниот, „искалибриран“, математички модел.



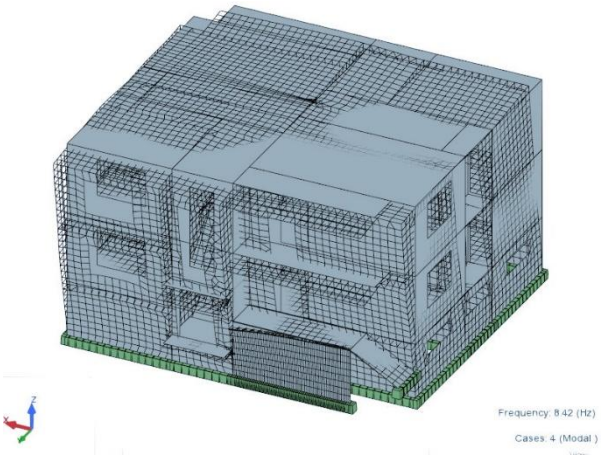
Слика 3.6. Тонова форма 1 - правец X (подолжен), $\boldsymbol{f_1 = 6.74\,Hz, T_1 = 0.148\,sec}$



Слика 3.7. Тонова форма 2 - правец Y (попречен), $\boldsymbol{f_2 = 8.59\,Hz, T_2 = 0.116\,sec}$



Слика 3.8. Пресметана тонова форма 1 - правец X (подолжен), $\boldsymbol{f_1 = 6.84\ Hz, T_1 = 0.146\ sec}$



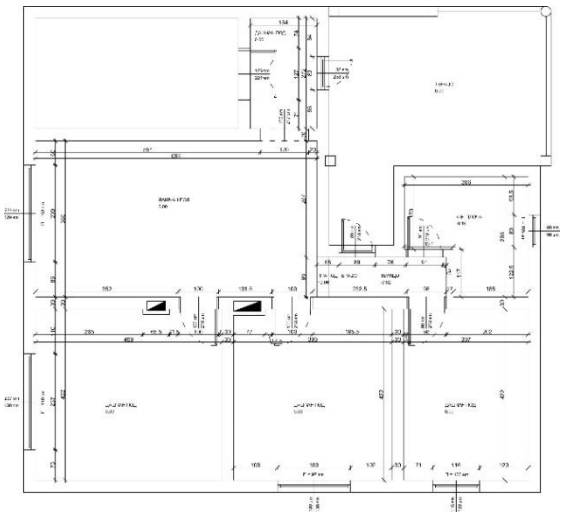
Слика 3.9. Пресметана тонова форма 2 - правец Y (попречен), $\boldsymbol{f_2 = 8.42\ Hz, T_2 = 0.119\ sec}$

4. ОБЈЕКТ 3 – Семејна куќа на ул. „Ленинградска“ во Скопје

4.1 Опис и конструктивен систем

Куќата се состои од подрум, приземје и два ката со вкупна височина од 11.60 m, Студија 3 (2014). Во основа објектот има приближно квадратна форма со габаритни димензии 12.76 x 12.00 m. Од конструктивна гледна точка објектот претставува една целина на која е придодаден еден новдел во северозападниот агол на објектот што претставува проширување на постојните тераси. Оваа доградба била изведена пред десеттина години од армирано бетонски рамовски системкој најверојатно не е анкеруван во постојниот објект. За потребите на оваа анализа оваа доградба не е третирана конструктивно.

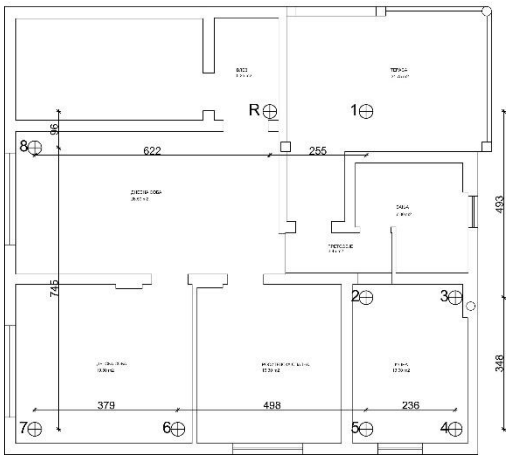
Основниот конструктивен систем на објектот е масивен, составен од носиви ѕидови од полна тула во двата ортогонални правци, сл. 4.1. Дебелината на ѕидовите е 38 cm на фасадните ѕидови и25 cm и 12 cm на преградните ѕидови. Меѓукатната конструкција на првиот кат е изведена на висинска кота +3.10 m, на вториот на кота +6.20 m, а на третиот на +9.30 m. Меѓукатната конструкција на сите катови се состои од дрвени греди во подолжен правец со димензии 20x30 cm, поставени на меѓусебно растојание од ~70 cm. Гредите се поврзани со дрвени летви во попречен правец, а просторот помеѓу е исполнет со прашинкаст материјал. Кровната конструкција е релативно нова, изведена пред неколку години при реновирање на третиот кат.



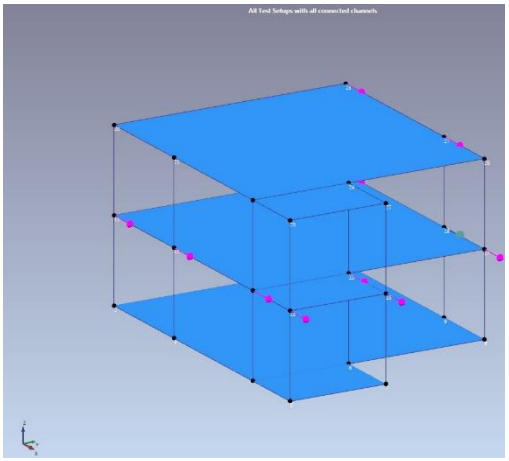
Слики 4.1. Основа на приземје на објект 3

Слика 4.2. Изглед на објектот 3

Таа е со конструктивен систем дрвена столица и керамиди како кровен покривач. Вертикалната комуникација се остварува преку армирано бетонски скали. Иако нема податоци за видот и димензиите на фундаментите, може да се смета дека станува збор за лентовидни темели под носечките ѕидови, најверојатно изведени од бетон. Изгледот на објектот е прикажан на сл. 4.2.



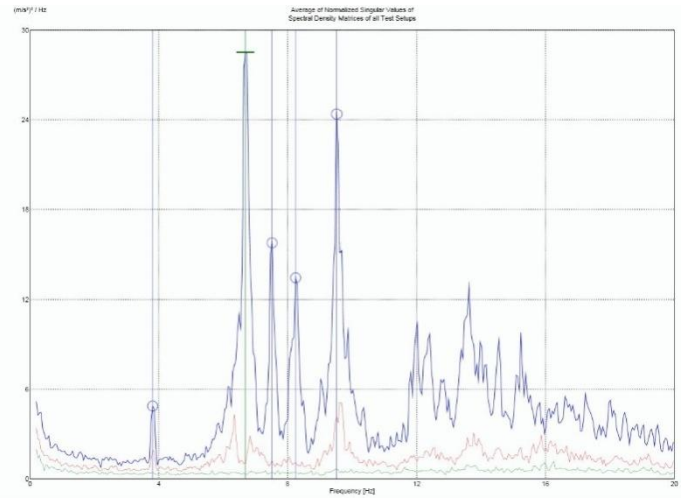
Слика 4.3 Мерни точки за објект 3



Слика 4.4 Модел за симулација во ARTeMIS Modalза објект 3 (прикажан само X правец)

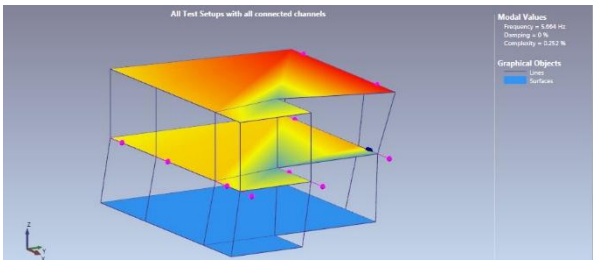
4.2 Динамички тестови на лице место

Вкупно извршени се 5 серии мерења, четири на првиот кат на конструкцијата и една серија на вториот кат. Мерењата се спроведоа на 19. ноември 2014 год., авкупното времетраење на секое мерење изнесува 180 sec = 3 min и фреквенција на запишување од 200 Hz. На сликата 4.3 прикажан е шематски распоред на мерните точки во кои се извршени мерењата. За овие снимања искористени се едноаксијални сензори – акцелерометри. За добивање на резултати во двата хоризонтални правци, овие сензори се ротирани за 90^0 пред секое мерење во дадениот правец. Обработените сигнали заедно со позициите на сензорите се внесени во програмот, ARTeMIS Modal, сл. 4.4. Обработката и подготовката на снимените сигнали за проценка на динамичките карактеристики е спроведена на сличен начин како за објектот 1.

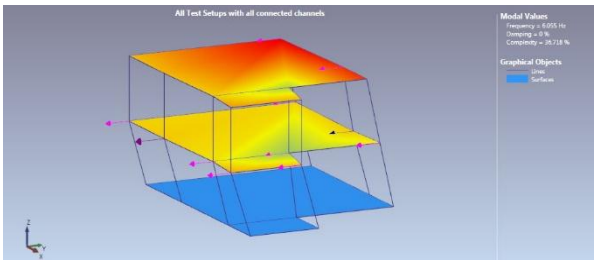


Слика 4.5. Единечните вредности за спектралните матрици на густина за објект 3

Динамичките карактеристики на објектот се идентификувани со помош на методотFDD, сл. 4.5.Тоновите форми на осцилации се прикажани на сл. 4.6 и 4.7. Според добиениот одговор, конструкцијата во првата тонова форма ($f_1 = 5.66\ Hz$) осцилира во правецот X (попречен) со транслација и мала ротација. Во втората тонова форма ($f_2 = 6.05\ Hz$), конструкцијата осцилира транслаторно повторно со мала тенденција за ротација на конструктивниот систем.



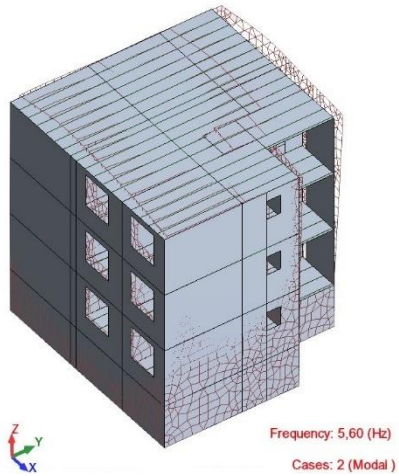
Слика 4.6 Тонова форма 1 - правец X (подолжен), $\boldsymbol{f_1 = 5.66\ Hz, T_1 = 0.176\ sec}$



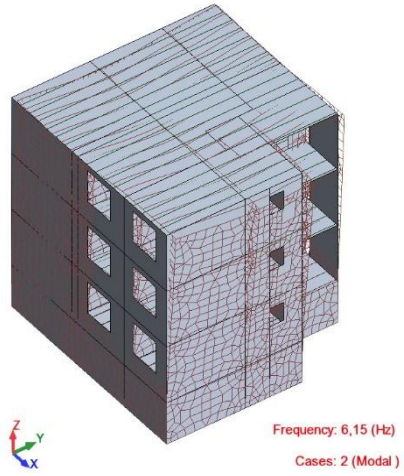
Слика 4.7 Тонова форма 2 - правец Y (попречен), $f_2 = 6.05\ Hz, T_2 = 0.165\ sec$

4.3 Динамички карактеристики

Динамичката анализа на конструкцијата е спроведена на просторен математички модел со користење на анализа со тонови форми преку која се пресметани периодите и тоновите форми. За да се добијат приближно еднакви вредности на измерените, во математичкиот модел направени се повеќе различни калибрации на променливите параметри. Прикажаните вредности на тоновите форми на сл. 4.8 и 4.9 се однесуваат на конечниот, „искалибриран“, математички модел.



Слика 4.8 Пресметана тонова форма 1 - правец X (подолжен), $\boldsymbol{f_1 = 5.60\ Hz, T_1 = 0.179\ sec}$

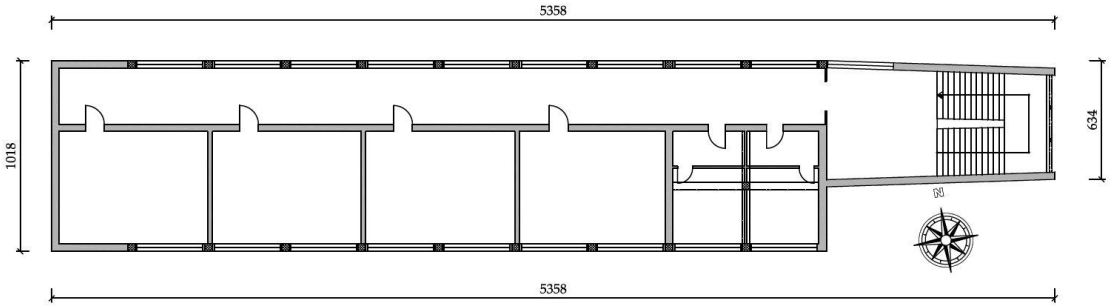


Слика 4.9 Пресметана тонова форма 2 - правец Y (попречен), $f_2 = 6.15\ Hz, T_2 = 0.163\ sec$

5. ОБЈЕКТ 4 – Училишна зграда на ОУ „Војдан Чернодрински“ во Скопје

5.1 Опис и конструктивен систем

Објектот на ОУ „Војдан Чернодрински“ во Скопје е карактеристичен пример на јавни објекти изградени пред Скопскиот земјотрес во 1963 година. За објектот е пронајдена некомплетна оригинална проектна документација во Архивот на Македонија. Согласно податоците од проектот, објектот е изграден во 1952 год., и се состои од приземје и 2 ката. Зградата има правоаголна форма со габаритни димензии 53.38x10.18 m, сл. 5.1. Конструктивниот систем е изведен од врамена ѕидарија и се состои од ѕидови од полни тули и малтер со непознати карактеристики, како и армирано бетонски столбови од марка МБ 16 поставени на рамномерни растојанија. Меѓукатните конструкции се проектирани како ситноребрести со МБ 22 со одреден број армирано бетонски греди од марка МБ 22 кои поврзуваат неколку столбови и премостуваат поголеми отвори. Дебелината на фасадните ѕидови и главниот преграден ѕид изнесува 38 cm, додека дебелините на преградните ѕидови меѓу училниците и помошните простории изнесуваат 25 cm и 12 cm, соодветно. Во проектот извршена е само статичка анализа и димензионирање од вертикални гравитациони товари. Изглед на објектот е прикажан на сл. 5.2.

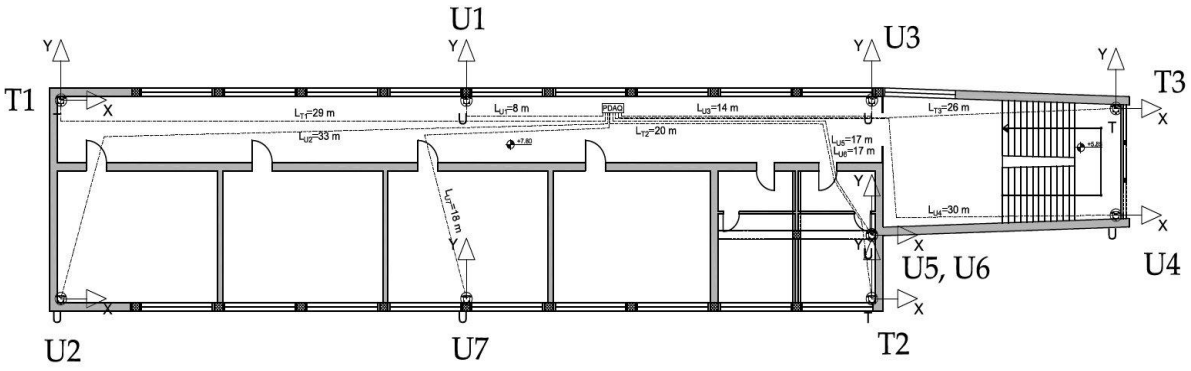


Слика 5.1 Основа на приземје на објект 4

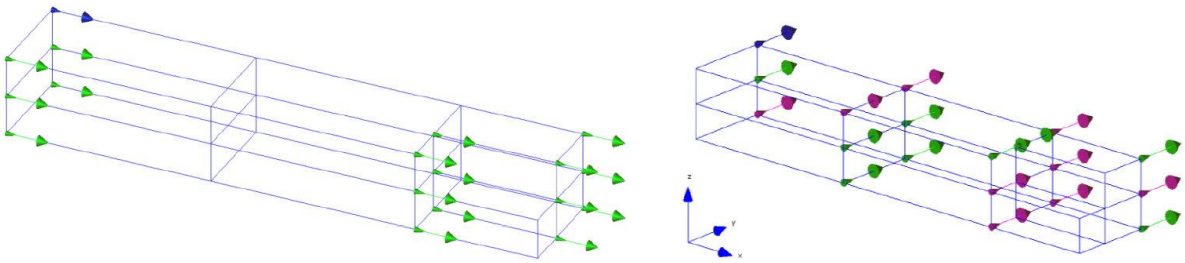
Слика 5.2 Изглед на објектот 4

5.2 Динамички тестови на лице место

На објектот се спроведени три серии на тестови со мерење на амбиенталните вибрации на 18 август 2011 год. Секоја серија содржи резултати од акцелерометрите кои беа лоцирани на секој кат, односно мерењата се спроведоа со 9 сензори со променлива местоположба и 1 фиксен (референтен) сензор. Во овие мерења беа користени едноаксијални и триаксијални акцелерометри. Вкупното времетраење на секое мерење изнесува 212 sec = 3.5 min, со фреквенција на запишување од 200 Hz.На сликата 5.3 прикажан е шематски распоред на мерните точки во кои се извршени мерењата. Обработените сигнали заедно со позициите на сензорите се внесени во програмот, ARTeMIS Modal. Обработката и подготовката на снимените сигнали за проценка на динамичките карактеристики е спроведена на сличен начин како за објектот 1. При проценката на динамичките карактеристики користени се снимените податоци за двата хоризонтални правци X и Y поединечно, сл. 5.4.



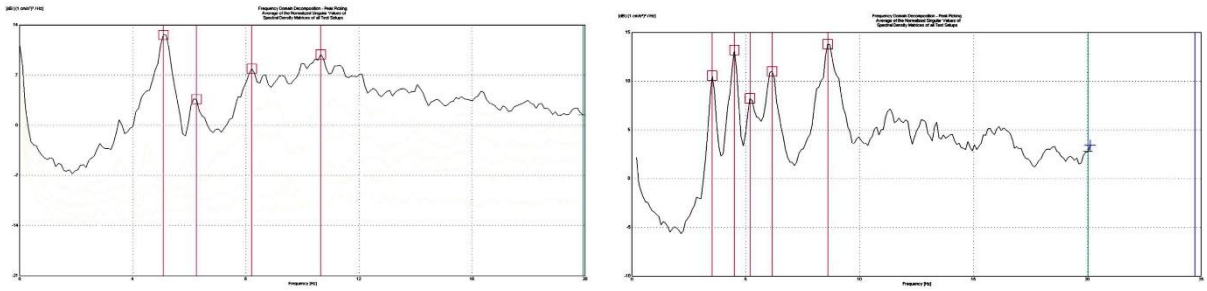
Слика 5.3 Мерни точки, насока на оски и локација на кабли за објект 4



(а) Правец X (б) Правец Y

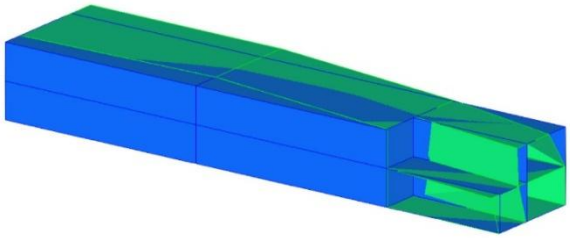
Слика 5.4 Модели за симулација во ARTeMIS Modal за објект 4

Измерениот одговор на конструкцијата на амбиенталните вибрации беше анализиран со методите FDD и EFDD (подобрен метод на декомпозиција на фреквентниот домен), Churilov (2012).Со двата метода се добиени многу блиски резултати, а просечните нормализирани единечни вредности за спектралните матрици на густинана објектот идентификувани со методотFDD се прикажани насл. 5.5.Тоновите форми на осцилации се прикажани на сл. 5.6 и 5.7. Според добиениот одговор, конструкцијата во првата тонова форма ($f_1 = 4.49\,Hz$) осцилира во правецот Y (попречен) со транслација и мала ротација во делот околу скалите. Во втората тонова форма ($f_2 = 5.08\,Hz$), конструкцијата осцилира транслаторно во правецот X (попречен).

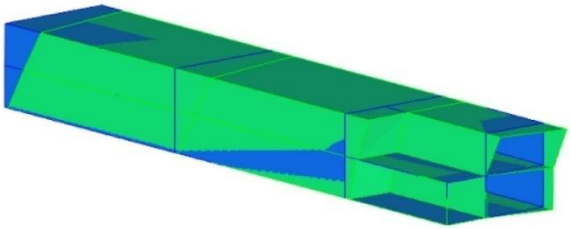


а) Правец X б) Правец Y

Слика 5.5 Единечните вредности за спектралните матрици на густина за објект 4



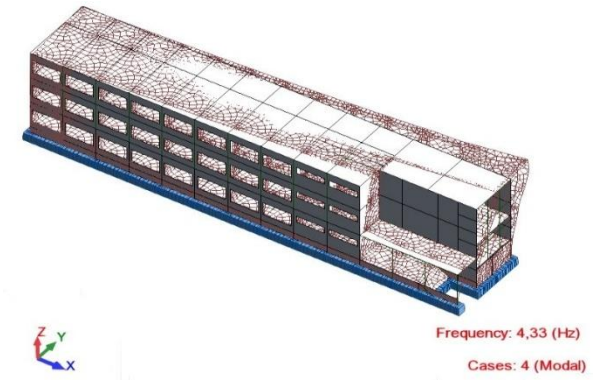
Слика 5.6 Тонова форма 1 - правец Y (попречен), $\boldsymbol{f_1 = 4.49\,Hz, T_1 = 0.223\,sec}$



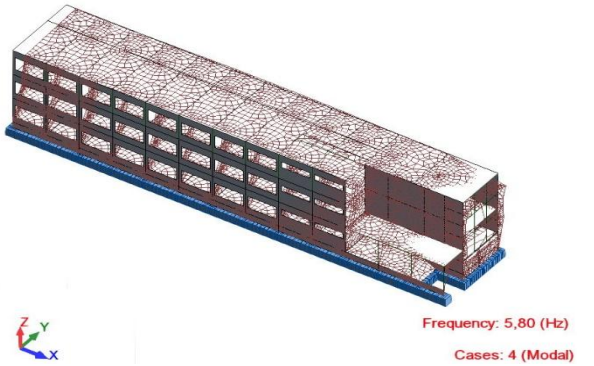
Слика 5.7 Тонова форма 2 - правец X (подолжен), $f_2 = 5.08\,Hz, T_2 = 0.197\,sec$

5.3 Динамички карактеристики

Динамичката анализа на конструкцијата е спроведена на просторен математички модел во кој се моделирани сите конструктивни елементи од ѕидарија и елементите за врамување на ѕидаријата од армиран бетон. За да се добијат приближно еднакви вредности на измерените, во математичкиот модел направени се повеќе различни калибрации на променливите параметри. Како и кај претходните три објекти, најпрво е испитано влијанието на апсолуто крутата меѓукатна конструкција во однос на констуркција со реални карактеристики, а потоа е калибриран Јунговиот модул на еластичност, заеднички за двете насоки и за секоја насока посебно. Прикажаните вредности на тоновите форми на сл. 5.8 и 5.9 се однесуваат на конечниот, „искалибриран“, математички модел.



Слика 5.8 Пресметана тонова форма 1 - правец X (подолжен), $\boldsymbol{f_1 = 4.33\ Hz, T_1 = 0.231\ sec}$



Слика 5.9 Пресметана тонова форма 2 - правец Y (попречен), $f_2 = 5.80\ Hz, T_2 = 0.172\ sec$

6. АНАЛИЗА И КОМЕНТАРИ НА ДОБИЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

Основниот принцип на нумеричкото калибрирање или ажурирање на моделот со КЕ се состои во промена на одредени параметри во математичкиот модел сè додека пресметаните динамички карактеристики не се совпаднат со екпериментално измерените. Со калибрираниот модел се обезбедува подобра аналитичка претстава на одговорот на конструкциите на динамички товари и служи како калибрациона алатка за предвидување на одговорот од влијание на сеизмички товари, Lordetal., (2004). Главна цел на калибрираниот модел е да се постигне прифатлива корелација помеѓу пресметаните динамички карактеристики и оние измерени експериментално. Оваа операција се изведува со помош на анализа на чувствителност на матрицата на крутост на моделот во корелација со промена на вредностите на некои однапред дефинирани параметри, Ventura et al., (2005).

За да се подобри корелацијата на експерименталните и пресметаните резултати, се извршува корелациона анализа на одбрани параметри кои влијаат на одговорот на конструкцијата. Обично ова се постигнува со итеративно менување на вредностите на одбраните параметри се додека корелационите параметри не задоволат определен критериум на конвергенција. Калибрирањето може да се постигне со мануелна или автоматска промена на вредностите на параметрите. Автоматското калибрирање има предности во однос на мануелното со тоа што е можно итеративно да се менуваат неколку параметри одеднаш, додека споредбата на фреквенциите се врши преку контрола на релативните отстапувања (грешки) помеѓу измерените и пресметаните фреквенции. Односот помеѓу пресметаните и измерените тонови форми, пак, се проценува со таканаречениот критериум MAC (Modal Assurance Criterion), Allemang and Brown, (1982).

Поради недостаток на соодветен софтвер за корелациона анализа, во овој труд користена е мануелна калибрација на двата одбрани параметри, типот на меѓукатната конструкција и Јунговиот модул на еластичност во еден случај како заеднички за двете насоки, а во друг случај за секоја насока посебно. Во табелата 6.1 дадени се сумарните резултати од извршената калибрација за сите четири објекти за наведените параметри за калибрација, претставени преку фреквенциите наслободните непригушени осцилации. При тоа, прикажани се 4 случаи на калибрација, и тоа: Кал1-претпоставени карактеристики на sидаријата (точка 1), апсолутно крута меѓукатна конструкција, Кал2-претпоставени карактеристики на sидаријата, реална крутост на меѓукатна конструкција, Кал3-калибриран модул на еластичност за sидаријата, ист за двата правци, реална крутост на меѓукатна конструкција, Кал4-калибриран модул на еластичност за sидаријата, различен за двата правци, реална крутост на меѓукатна конструкција. Исто така, во табелата 6.1 дадено е релативното отстапување на секој случај на калибрација во однос на експерименталните вредности.

Во табелата 6.2 претставена е промената на модулот на еластичност во зависност од случајот на калибрација за сите четири анализирани објекти.

Објект	Правец	Експер.	Кал1		Кал2		Кал3		Кал4	
		f (Hz)	f (Hz)	Δ (%)	f (Hz)	Δ (%)	f (Hz)	Δ (%)	f (Hz)	Δ (%)
1	X	6.69	12.69	89.7	11.51	41.9	7.20	7.6	6.73	0.6
	Y	7.52	13.08	73.9	11.91	36.9	7.04	6.4	7.51	0.1
2	X	6.74	8.61	27.8	6.90	2.4	6.67	1.0	6.84	1.5
	Y	8.59	9.00	4.7	7.40	13.9	7.14	16.9	8.42	2.0
3	X	5.66	8.21	45.0	6.56	15.8	5.41	4.5	5.59	1.3
	Y	6.05	9.64	59.2	7.62	25.8	6.29	3.9	6.13	1.2
4	Y	4.49	5.33	18.7	4.50	0.2	3.91	12.9	4.33	3.6
	X	5.08	7.80	53.5	7.40	45.7	6.27	23.4	5.80	14.2

Табела 6.1. Резултати од калибрација на математичките модели изразени прекуf (Hz)

Објект	Кал1	Кал2	Кал3	Кал4	
	E (MPa)	E (MPa)	E (MPa)	E_x (MPa)	E_y (MPa)
1	3232	3232	1000	1300	800
2	3232	3232	3000	3000	5000
3	3232	3232	2000	1500	2400
4	3232	3232	2200	1400	4000

Табела 6.2. Резултати од калибрација на математичките модели изразени прекуE (MPa)

Како што може да се види од резултатите сумирани во табелите 6.1 и 6.2 одбраните параметри за калибрација имаат големо влијание врз динамичките карактеристики на објектите. Се забележуваат големи отстапувања во однос на експерименталните резултати во првите случаите Кал1 и Кал2 што е за очекување поради претпоставката на карактеристиките на материјалот. Во однос на крутоста на меѓукатната конструкција може да се заклучи дека апсолутно крутата дијафрагма има големо влијание во нумеричките модели, додека одредено приближување се забележува кога таа е моделирана со реалните карактеристики на напречниот пресек. Најмали отстапувања во однос на експерименталните вредности се забележуваат кај случајот Кал4, што беше и главната цел на оваа анализа.

Според добиените резултати може да се заклучи дека при калибрирање на нумеричките модели потребно е особено внимание при изборот на карактеристиките на sидаријата.

ЛИТЕРАТУРА

[1] R.J. Allemang and D.L. Brown. A correlation coefficient for modalvector analysis. In Proceedings of the 1st International Modal AnalysisConference (IMAC), Orlando, Florida, USA, 1982.

[2] Churilov, S. Experimental and analytical research of strengthening techniques for masonry. PhD thesis, University "Ss. Cyril and Methodius", Faculty of Civil Engineering- Skopje, 2012.

[3] Eurocode 6-Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. EN 1996-1-1:2005, CEN Brussels; 2005.

[4] J.F. Lord, C.E. Ventura, and E. Dascotte. Automated model updatingusing ambient vibration data from a 48-storey building in Vancouver.In Proceedings of the 22nd International Modal Analysis Conference,Dearborn, Michigan, USA, 2004.

[5] MATLAB R2014a (version 8.3), Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc., 2014.

[6] Robot Millennium version 20.1 User's Manual, Robobat, 2007.

[7] Студија 1, Студија за носивост и стабилност постојниот објект „Станбена зграда на ул. „Борис Кидрич“ бб во Тетово“, Муратори – архитектура и инженеринг, Тетово, Македонија, 2014.

[8] Студија 2, Елаборат за определување динамички карактеристики на одбрани објекти, Градежен факултет-Скопје, 2014.

[9] Студија 3, Студија за носивост и стабилност на постојниот објект на ул. „Ленинградска“, Скопје, Aircon, Скопје, 2014.

[10] Structural Vibration Solutions, ARTeMIS Modal2.5.0.5, Aalborg, Denmark, 2014. www.svibs.com.

[11] C.E. Ventura, J.F. Lord, M. Turek, R. Brincker, P. Andersen, and E. Dascotte.FEM updating of tall buildings using ambient vibration data.In Proceedings of Eurodyn Conference, 2005.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 4

Kemal EDIP[1], Mihail GAREVSKI[2] , Vlatko SHESHOV[3] , Christoph BUTENWEG[4] , Julijana BOJADJIEVA[5], Igor GJORGJIEV[6]

SIMULATION OF WAVE PROPAGATION IN SOIL MEDIA BY INFINITE BOUNDARY ELEMENTS

SUMMARY

In geotechnical earthquake engineering, wave propagation in semi infinite domains is of a great importance. In these kinds of problems, the elastic waves propagate from the interior to the exterior domain and require a special treatment at the computational boundaries in order not to reflect back to the interior domain. In this paper, a study on stable implementation of an absorbing layer in infinite elements is presented. The proposed algorithm is implemented in the ANSYS finite element software and tested on a two-dimensional wave propagation problem. The results obtained illustrate the usage and the effectiveness of the developed infinite elements in simulation of exterior domain.

Keywords: numerical simulation, infinite elements

Кемал ЕДИП[1], Михаил ГАРЕВСКИ[2], Влатко ШЕШОВ[3], Кристоф БУТЕНВЕГ[4], Јулијана БОЈАЏИЕВА[5], Игор ЃОРЃИЕВ[6]

СИМУЛАЦИЈА НА ШИРЕЊЕ НА БРАНОВИ ВО ПОЧВЕНИ СРЕДИНИ СО КОРИСТЕЊЕ НА БЕЗКОНЕЧНИ ГРАНИЧНИ ЕЛЕМЕНТИ

РЕЗИМЕ

Во геотехничкото земјотресно инженерство, ширењето на бранови во бесконечност е од големо значење. Во овие видови на проблеми, еластичните бранови се шират кон надворешниот домен и бараат посебен третман во компјутерската симулација на граничните услови со цел да нема рефлексија на брановите. Во овој труд, претставена е студијата за стабилна имплементација на бесконечните елементи како гранични услови. Предложениот алгоритам е програмиран во софтверот ANSYS. Добиените резултати ја покажуваат ефективноста на развиените бесконечни елементи во симулација на граничните услови.

Клучни зборови: нумеричка симулација, бесконечни елементи

[1] Assist. Prof. PhD, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, IZIIS, "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, garevski@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, IZIIS, "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, vlatko@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] RWTH Aachen University, Aachen, Germany
[5] Assist. MSc, IZIIS, "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[6] Assist. Prof. PhD, IZIIS, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In geotechnical engineering, the earth under a foundation is a typical example of unbounded domain extending to infinity. From a numerical computational point, such domains extending to infinity can be divided into two parts; an interior and an exterior domain with the separating boundary named as computational boundary. The interior domain is the region of interest in which the field variables are looked for while the exterior is an unbounded domain whose effects are considered at the computational boundary. In dynamic analysis using the linear elastic material models, the calculations are usually performed in frequency domain. However, in more realistic cases, in order to account for nonlinearities in soil simulation, computations in time domain have to be considered. In the finite element model, unbounded soil media are presented by various procedures among which the infinite elements take an important role. In time domain simulations in most cases of finite element analysis boundaries, the infinity is simulated by artificial boundaries such as using of spring-dashpot elements [1, 2]. In the last decades the unbounded soil media are presented by the infinite elements which take an important role in boundary simulations. The efficiency of mapped infinite elements has been shown in the work of Zienkiewicz [3].

2. FORMULATION OF ABSORBING INFINITE ELEMENTS NTRODUCTION

The formulation of mapped infinite elements is the same as for the finite elements in addition to the mapping of the domain. The main advantage of the mapped infinite elements is the usage of the conventional Gauss-Legendre abscissa and weights.

The main difference is in the increased number of nodes of the infinite element and the used mapping functions, whose verification has shown great accuracy of results. The infinite element has been obtained from an eight nodded finite element, as shown in Figure 1.

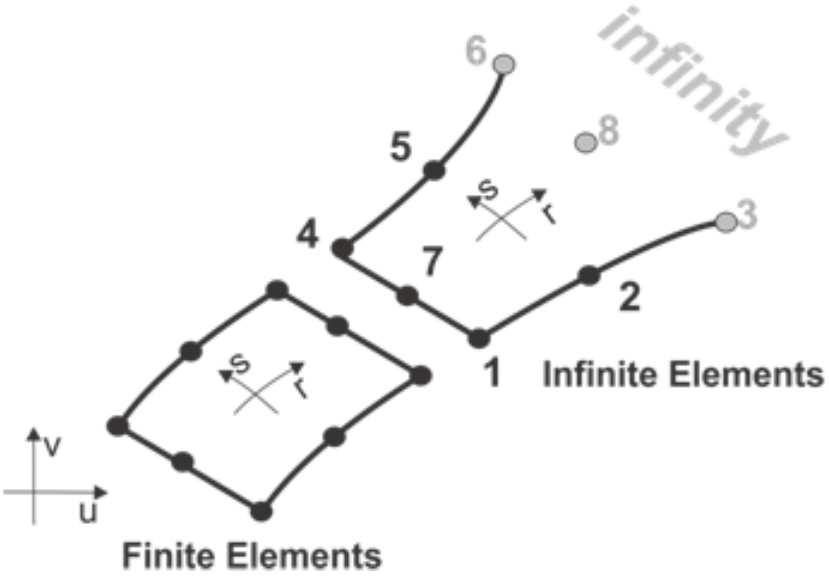


Figure 1. Coupling of finite and infinite elements

The element displacement in *u* and *v* direction is interpolated with the usual shape functions N^1, N^2, N^4, N^5 *and* N^7*:*

$$u = [N^1 \quad N^2 \quad 0 \quad N^4 \quad N^5 \quad 0 \quad N^7 \quad 0]\mathbf{u}$$
$$v = [N^1 \quad N^2 \quad 0 \quad N^4 \quad N^5 \quad 0 \quad N^7 \quad 0]\mathbf{v} \qquad (1)$$

In expression (1), **u** and **v** are vectors with nodal point displacements in global coordinates. The shape functions are given in expression (2) as:

$$
\begin{aligned}
N^1 &= -(r-1)(-1+s)(s+1+r)/4 \\
N^2 &= (r-1)(1+r)(-1+s)/2 \\
N^4 &= -(r-1)(1+s)(s-1-r)/4 \\
N^5 &= -(r-1)(1+r)(1+s)/2 \\
N^7 &= (-1+s)(1+s)(r-1)/2
\end{aligned} \tag{2}
$$

Based on the isoparametric concept, the infinite element in global coordinate is mapped onto an element in local coordinate system using the expression in (3). In the formulation of the infinite element, only the positive *r* direction extends to infinity.

$$
\begin{aligned}
r &= [M^1 \quad M^2 \quad 0 \quad M^4 \quad M^5 \quad 0 \quad M^7 \quad 0]\mathbf{r} \\
s &= [M^1 \quad M^2 \quad 0 \quad M^4 \quad M^5 \quad 0 \quad M^7 \quad 0]\mathbf{s}
\end{aligned} \tag{3}
$$

where

$$
\begin{aligned}
M^1 &= -\frac{(1-s)rs}{1-r} \\
M^2 &= -\frac{(1-s)(1+r)}{2(1-r)} \\
M^4 &= -\frac{(1+s)rs}{1-r} \\
M^5 &= -\frac{(1+s)(1+r)}{2(1-r)} \\
M^7 &= -\frac{2r(1+s)(1-s)}{(1-r)}
\end{aligned} \tag{4}
$$

In expression (3), **r** and **s** are vectors of nodal point displacements in local coordinates where it is to be mentioned that, on the side of infinity (*r=1*), no mappings are assigned to the nodes as it is taken that no displacement is possible at infinity. The number and location of the nodes connecting finite and infinite elements must coincide to guarantee continuity condition between the elements. The main advantage of the proposed infinite elements is that the number of nodes on the infinite element allow coupling with finite elements with eight nodes which are used for displacement sensitive problems. Construction of element matrices is done by using the usual procedures as described in Bathe [7]. The new coordinate interpolation functions are taken into consideration in the Jacobian matrix as described in Bettess[8]. For the absorbing layer of the infinite element, the Lysmer-Kuhlmeyer [9] approach is used. In all cases, a plane strain two dimensional case is studied. For impact of plane waves on element sides, normal and tangential stresses are derived as follows:

$$
\begin{bmatrix} \sigma^n \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a\rho c^P & 0 \\ 0 & b\rho c^S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}^n \\ \dot{u}^t \end{bmatrix} \tag{5}
$$

where c^P and c^S indicate compression and shear waves, ρ is the density of soil medium. In order to take into account the directions of the incident waves, coefficients *a* and *b* as suggested by Kouroussis [10] are used as multipliers for better wave absorption. Transformation from local to global coordinates is done automatically by the ANSYS software [11] such that there is no need of defining transformation matrices. By adding together the parts from each element, the governing incremental equations for equilibrium in dynamic analysis are obtained. The programming of the infinite element has been done using the Programmable Features of ANSYS[11]. For the sake of verification of the presented infinite elements, a two dimensional unbounded soil medium is taken into consideration.

3. WAVE PROPAGATION IN SOIL MEDIUM

T In order to verify the absorbing properties of the newly developed infinite elements, a two dimensional wave propagation problem is simulated. Figure 2 shows the soil domain with a total width of 40m while the height is 20m.

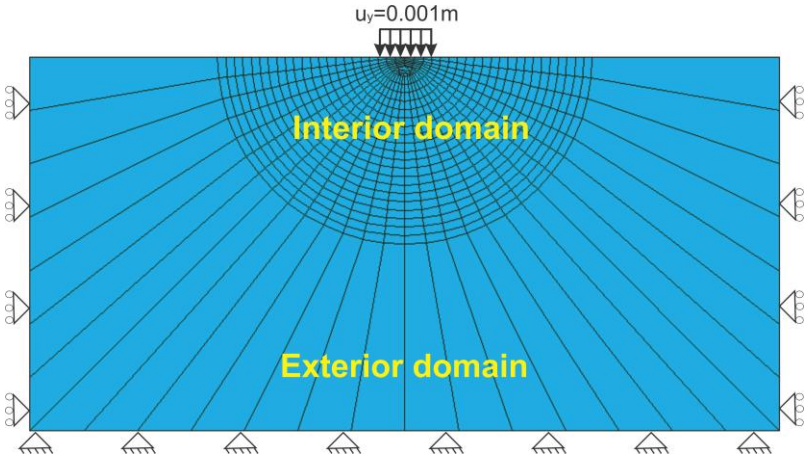


Figure 2. Soil domain

The soil medium is simulated in two alternative ways. First, spring-dashpot elements are considered as boundaries and then absorbing infinite elements are considered to be the exterior domain of the soil medium. The finite elements are used for discretization of the near field while infinite elements are used for discretization of the far field. The soil domain discretization is shown in Figure 3.

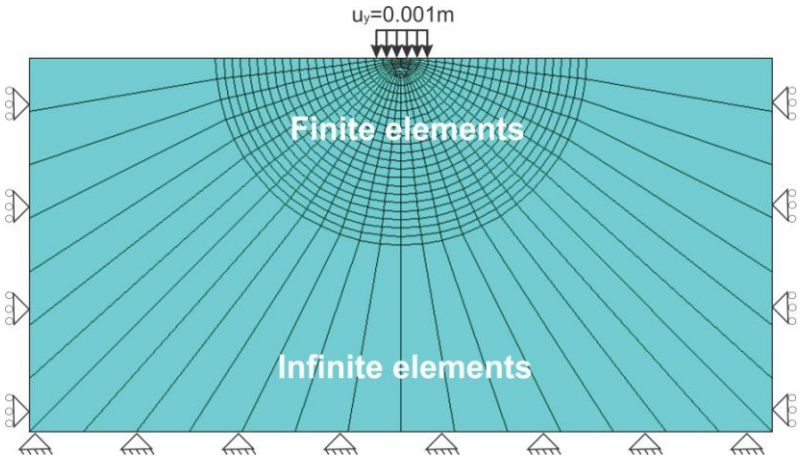


Figure 3. Soil domain of finite and infinite elements

Properties of the soil medium are given in Table 1. The soil medium is considered to be linear elastic due to its simplicity. The main focus is given to the boundary simulation. The nonlinear material models are can be included since the absorbing infinite elements are defined in time domain.

Young's modulus	E	50000	kPa
Poisson's ratio	υ	0.35	-
Density	ρ	2.70	Ton/m^3

Table 1. Soil properties

The applied displacement is considered to be of the impulse type. In this case, displacement of u_y=1mm is applied as an impulse function at the very beginning of the time. (t=0sec)

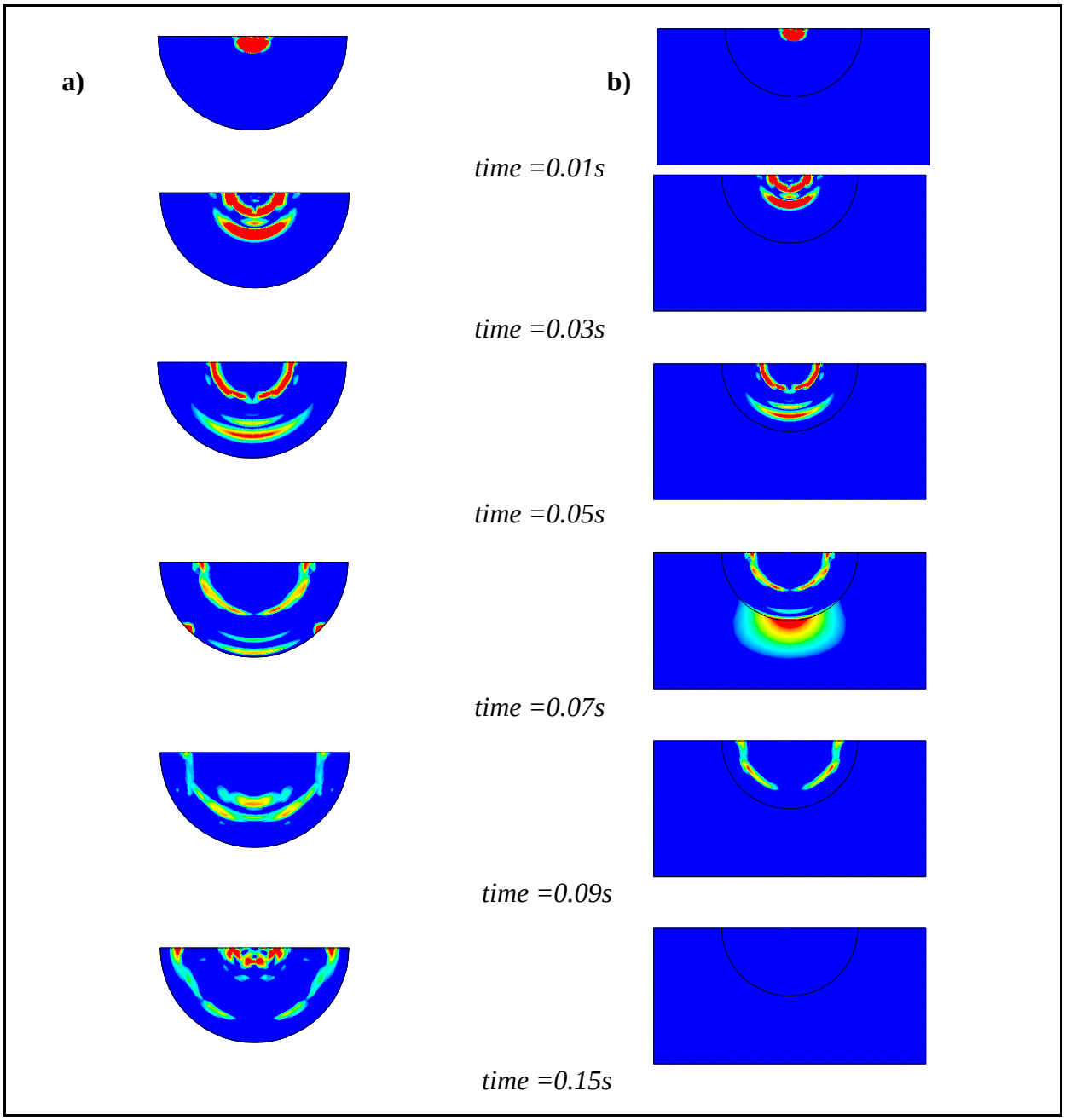


Figure 4. Wave propagation at different time spots when exterior domain is composed of a) springs and b) absorbing infinite elements

As can be seen from figure 4, there are two waves propagating in the domain. The first one is the compression p wave while the second one is the shear S wave. The used infinite elements are able to absorb both types of waves although their speeds of propagation are not the same. It is to be mentioned that, at time *t=0.07 seconds*, the P wave enters the infinite domain. In the case of absorbing infinite elements, the wave is almost completely absorbed while in the case of finite elements with spring-dashpot boundaries, the P wave reflects back to the finite element domain. At *time=0.09 seconds*, in the case of a domain surrounded by absorbing infinite elements, S-wave propagation at the finite element boundaries is observed. On the other hand, in the domain of finite elements with spring-dashpot boundaries, the outward propagating S-wave collides with the reflected P wave, as shown in the figure. At time *t=0.15seconds* in the domain composed of absorbing infinite elements, there is no sign of backward wave propagation since the waves have been absorbed in the infinite element region.

4. CONCLUSIONS

In this work, a coupled computational method of finite and infinite elements is presented and applied in the wave propagation problem considering the unbounded medium. The efficacy of the coupled finite and infinite elements is shown through this numerical example. This model uses mapping infinite elements to approximate the stiffness of the unbounded exterior domain. It can be said that by using the coupled finite-infinite element approach the accuracy of the results in the interior domain is considered to be reliable. Thus, the absorbing infinite elements which were implemented in this study provide a promising tool which is easy to implement in finite element analysis. The presented approach in this paper can be extended to three dimensional cases easily.

REFERENCES

[1] Liu, J. and B. Li, A unified viscous-spring artificial boundary for 3-D static and dynamic applications. Science in China Series E Engineering & Materials Science, 2005. 48(5): p. 570-584

[2] Liu, J., et al., 3D viscous-spring artificial boundary in time domain. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006. 5: p. 93-102

[3] Zienkiewicz, O., et al., Mapped infinite elements for exterior wave problems. INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN ENGINEERING, 1985. 21(7): p. 1229-1251

[4] Häggblad, B. and G. Nordgren, Modelling nonlinear soil-structure interaction using interface elements, elastic-plastic soil elements and absorbing infinite elements. Computers & Structures, 1987. 26(1–2): p. 307-324

[5] M.Garevski, et al. Effects Of Soil Medium On Response Of Base Isolated Multistorey Frame Structures. in 15th World Conference on Earthquake Engineering. 24 – 28 September,2012. Lisbon, Portugal

[6] K.Edip, et al., Numerical Simulation of Geotechnical Problems by Coupled Finite and Infinite Elements. Journal of Civil Engineering and Architecture, 2013. 7(2): p. 68-77

[7] K.J.Bathe, Finite Element Procedures in Engineering Analysis1982, Englewood Cliffs. NJ, : Prentice-Hall

[8] Bettess, P., More on infinite elements. INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN ENGINEERING, 1980. 15(11): p. 1613-1626

[9] Lysmer, J. and R.L. Kuhlmeyer, Finite Dynamic Model for Infinite Media. J.Engng Mech. Div., ASCE, 1969. 95,: p. 859-877

[10] Kouroussis, G., O. Verlinden, and C. Conti, Finite-Dynamic Model for Infinite Media: Corrected Solution of Viscous Boundary Efficiency. Journal of Engineering Mechanics, 2011. 137(7): p. 509-511

[11] ANSYS. Fem Software. 2006

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 5

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Radomir FOLIC[1], Mladen COSIC[2], Boris FOLIC[3]

DECIDING THE ORDER OF INTERVENTIONS ON THE STRUCTURE OF REINFORCED CONCRETE (RC) BRIDGES FOR EARTHQUAKE CONDITIONS

SUMMARY

A multitude of existing bridges fail to meet the criteria of seismic resistance, as designed according to inadequate regulations, which eventually led to the reduction in their resistance. This practice requires interventions (rehabilitation or strengthening) conducted on their structure, which in turn requires developing methods of assessment of seismic performances of existing reinforced concrete (RC) girder bridges. Due to budget constrains it is impossible to strengthen all the bridges, so that a list of priorities is necessary to be drawn. The rank of a specific bridge in this list is stated by the importance of the road, age of the bridge, technical regulations according to which the bridge was designed and the condition of vital support elements. Ranking requires conducting multi-criteria optimization. This paper is focused on overpass, which is used to demonstrate the developed methodology.

Keywords: bridges, multi-criteria optimization, strengthening, seismic resistance

Радомир ФОЛИЌ[1], Младен ЧОСИЌ[2], Борис ФОЛИЌ[3]

ОДРЕДУВАЊЕ НА РЕДОСЛЕДОТ НА ИНТЕРВЕНЦИИ КАЈ АРМИРАНО БЕТОНСКИ МОСТОВИ ПОД ДЕЈСТВО НА ЗЕМЈОТРЕС

РЕЗИМЕ

Голем број на постоечки мостови се дизајнирани во согласност со несоодветни прописи и не успеваат да ги исполнат критериумите за сеизмичка отпорност која на крајот доведува до намалување на нивната отпорност. Оваа практика бара да се спроведат интервенции на конструкцијата (рехабилитација или зајакнување), а за која е потребен развој на методи за проценка на сеизмичките перформанси на постоечките армирано бетонски носачи кај мостовите. Поради буџетски ограничува не е возможно да се зајакнат сите мостови, така што потребно е да се направи листата на приоритетни интервенции. Во оваа листа рангот на одреден мост е определен според важноста на патот, староста на мостот, техничките прописи со кои мостот е дизајниран и според состојбата на носечките елементи. За рангирање потребно е да се изврши повеќе критериумска оптимизација. Во овој труд како пример се разгледува еден надвозник со цел да се демонстрира развиената методологија.

Клучни зборови: мостови, повеќе критериумска оптимизација, зајакнување, сеизмички отпор

[1] Prof. Emeritus PhD, Faculty of Technical Sciences University of Novi Sad, Serbia, folic@uns.ac.rs
[2] PhD independent scientist-researcher, Loznica, Serbia, mladen.cosic@gmail.com
[3] MSc, Faculty of Mechanical Engineering, University of Belgrade, Serbia, boris.folic@gmail.com

1. INTRODUCTION

Assessing a bridge damaged by earthquake presents a complex engineering, technological and economic problem to be solved by analyzing a number of parameters in the process of making an optimum decision. Some of the key aspects of solving this problem are related to the creation of adequate numerical models of the damaged bridge structure and application of nonlinear methods, taking into account modern design rules and regulations. On the other hand, it is necessary to consider a substantial number of potential interventions on the bridge based on which the structure can be efficiently restored to its initial condition (rehabilitation) that preceded the incidental situation or improving the properties (strengthening) to meet the new requirements. However, in addition to the engineering aspects of this complex issue, the economic aspects have also particular importance; they are reflected through the effects of intervention costs, the choice of the method and analysis of the period of time required for interventions on the bridge structure. Taking into account the fact that the above parameters can be related to the attributes of "minimum", "maximum" as well as "optimum", several possible situations can be established, with the following being the most important: minimizing the intervention costs, maximizing the method's quality and implementation in order to increase the safety of the bridge structure. The relation between the method and costs of intervention, as well as the time required for implementation, is also optimized, and a combined model of relation between the above defined three parameters has been introduced.

If the problem is analyzed by considering a larger number of damaged bridges on roads of different categories, different service conditions and levels of maintenance, and if the bridges were designed according to regulations that have changed over time, a complex engineering and mathematical problem occurs with a large number of parameters. The solution to these problems can be found in the application of the MCDM approach (*Multi-Criteria Decision Making*). Given the almost omnipresent budget constraints, additional requirements occur when deciding on priorities and choosing the method of rehabilitating damaged bridges. Today, there are a considerable number of multi-criteria optimization methods in which the solution for a multi-criteria problem is obtained by choosing the best alternative from a set of predefined alternatives (multi-attribute decision making) or programming the best alternative (multi-objective decision making) (Kabir et al. 2014). Among the multi-attribute decision making methods, the most popular are the TOPSIS (*Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution*), CP (*Compromise Programming*), VIKOR (*Multi-criteria Compromise Ranking*), ELECTRA (*Elimination Et Choix Traduisant la REalité*) and PROMETHEE (*Preference Ranking Organization METHod of Enrichment Evaluations*).

In (Yousefi et al. 2013) the VIKOR method had been used for determining the priority of earthquake-damaged bridges for strengthening based on the criteria: age of the bridge, average annual daily traffic, distance of alternative traffic routes, and connections with the other transportation infrastructure. Aiming at establishing the priority for rehabilitation of earthquake-damaged bridges using the TOPSIS multi-criteria optimization, (Yousefi et al. 2014) is based on the following criteria: structural vulnerability, seismic hazard, years of service, average annual daily traffic, connections with other transportation infrastructure, alternative routes and the importance of the bridge. Given that a large number of bridges were designed according to old regulations or without introducing aseismic design, (Bradshaw et al. 2011) discusses the MCDM method taking into account the increase in structural performance (ductility and capacity) along with the reduction in rehabilitation costs. Solutions obtained using the VIKOR and TOPSIS method and their applicability and effectiveness in assessing the structural rehabilitation are presented in (Caterino et al. 2009). The model of multi-parameter economic evaluation of the lowest price and the shortest time of rehabilitation/strengthening the earthquake-damaged bridges is analyzed in (Cheng and Wu 2007). A research project on multi-criteria optimization of the damage to bridges is presented in (Patidar et al. 2007), with the optimization being discussed for a single bridge and a group of bridges.

Given that the problem of strengthening the structure of RC bridges can be taken into consideration and presented as a discrete mathematical problem, this research is based on the VIKOR method. The multi-parameter analysis was conducted in order to determine priority bridges as well as methods for their rehabilitation, taking into account the aspects of minimum costs and time required for rehabilitating/strengthening.

2. ENGINEERING AND SOCIO-ECONOMIC PARAMETERS AND CHOOSING THE METHOD OF BRIDGE REHABILITATION

The development of methodology of multi-criteria analysis in the rehabilitation/strengthening of damaged RC bridge structures is based on taking into account some relevant parameters, such as: bridge database, base of geotechnical, geophysical and seismic soil data on which bridges are built. It is necessary to collect data about the bridges in service conditions (measurements and tests), to provide a description and classification of damage to the structure, and conduct numerical analyses for getting an insight into their condition situation and making decisions on interventions. Furthermore, a detailed description of the developed methodology is provided. The target group of RC bridges analyzed in the present research were overpass (over roads and railways), damaged by earthquake conditions. For this purpose multiple databases were used.

The database of RC bridges for which the monitoring is conducted and decisions made about interventions:

- database created in an object-oriented software environment with the possibility of intervening on existing conditions and introducing new conditions in bridges,
- a brief presentation of the technical documentation of RC bridge structures along with technical reports;
- visual presentation of bridges with details on location, GPS coordinates, *Google* Maps, and local and global coordinates of road infrastructure,
- photo documentation of bridge structures in service conditions,
- damage to bridge structures shown in the layout drawings,
- details on damaged bridge structures (photographs and technical drawings),
- possibility of exchanging data with the existing bridge databases.

Base of geo-technical, geo-physical and seismic data on soil where the RC bridges were built:

- data from geo-technical and geo-physical studies on micro locations where the bridges were built: geo-technical soil profiles, mechanical properties of the soil by layers, geo-seismic properties of the soil (velocity of wave propagation by soil layers, etc.),
- data on micro-seismic reionization,
- seismic hazard maps for the areas where the bridges are located,
- data from the project documentation of importance for the seismic of bridges: maximum design ground acceleration at the surface and on the bedrock, design response spectra, regulations based on which the bridges were designed, and the like.

Detailed visual macroscopic inspections with photographic documentation of bridges (collecting data about the bridges in service conditions):

- detailed visual macroscopic inspections: transport infrastructures of bridges, drains and drain pipes, protective fencing, final asphalt road surfaces, insulation, bridge access structures, traffic profiles, expansion joints, base plates and supports,
- detailed visual inspection of protective concrete layers and preliminary in situ tests,
- detailed visual macroscopic inspections: span structures-deck (beams, plates, stiffeners), vertical elements (columns), abutments, foundations, head plates, piles (if visually available) of the bridge.

Measurements and tests (preliminary non-destructive testing):

- *Ambient Vibration Tests*,
- measuring horizontal and vertical bridge deformations in service and in unloaded conditions for their implementation in numerical models through the initial bridge imperfections and initial node displacements,
- *Pile Integrity Tests*.

Description and classification of damage to bridge structures and possibly foundations:

- damage identification and classification: no damage, minor damage, significant damage, major damage, local/global fracture/collapse (Cooper et al. 2006),
- damage description: barely visible cracks, visible cracks, larger cracks with concrete spalling, very large cracks with extended zones of concrete spalling, visible deformations in the bridge structure (Cooper et al. 2006).

Numerical analyses of bridge structures:

- selecting accelerograms from the database,
- generating and processing artificial and/or synthetic accelerograms,
- scaling and spectral matching of accelerograms and response spectra,
- modelling bridge structures based on the collected data, taking into account the damage to the existing bridges,
- numerical tests of ambient vibrations,
- *Linear Dynamic Analyses* of individual bridge structure eigenforms (damage assessment by eigenforms in the time domain),
- *Spectral-Modal Analyses* of bridges,
- *Incremental Nonlinear Dynamic Analyses* (assessing the current state of bridge structures for earthquake conditions up to the collapse level in time and capacitive domain),
- *Nonlinear Static Pushover Analyses* (assessing the current state of bridge structures for earthquake conditions up to the collapse level in capacitive domain),
- analyses of performance states of damaged elements and the complete bridge structure,
- analysis of vulnerability and reliability of damaged bridge structures on probabilistic level.

Assessing the state and making decisions on interventions to be made on bridge structures:

- pointing out the defects (errors) in the design, construction, and as a result of inadequate maintenance and use,
- analyzing the compliance of the state of existing bridges with current regulations in the area of bridge structure design,
- assessing the state of bridges by identifying their bearing capacity and deformations up to the level of collapse,
- creating an algorithm on the state and interventions to earthquake-damaged RC bridge structures,
    - deciding on interventions: no rehabilitation required, local-level repairs can be carried out, rehabilitation to a lower extent, significant rehabilitation required, part of the structure or the entire structure need to be replaced,
- deciding on additional strengthening or changing the static systems of bridge structures: application of FRP strips, increasing the cross-section, introducing pre-stressing, additional reinforcement, adding new elements, setting dampers and/or base isolation, strengthening foundations and walls, replacing bearings, constraining/preventing displacement,
- recommendations for executing planned works on bridge structures and foundations,
- recommendations for monitoring the existing untreated and subsequently rehabilitated bridges using modern information technologies.

Socio-economic aspects of interventions on bridge structures:

- socio-economic description of the state of bridge structures: in a fully serviceable state, generally serviceable state, state of the bridge where it is necessary to further ensure that human lives are not at risk, state close to collapse of the bridge structure, collapse state of the bridge structure,
- interventions on damaged bridges: executing works on rehabilitation of bridge structures with minimum traffic disruption, in significantly damaged bridge structures interventions should be executed such to ensure the traffic of emergency vehicles (fire trucks, ambulance, police, etc.), optimizing the number of days required for the rehabilitation of totally damaged bridge structures or structures where the traffic is disabled,

- economic analyses and effects of bridge rehabilitations.

The final assessment of the state of the bridge structure is made based on the analysis of actual damage and numerical simulations which indicate the progression of damage if adequate rehabilitation/strengthening measures are not promptly carried out.

3. VIKOR METHOD OF DECISION MAKING IN THE ANALYSIS OF BRIDGE REHABILITATION/STRENGTHENING

3.1. Mathematical formulation of the VIKOR method

Due to spatial constraints for a detailed presentation of the problem and the complexity of the methodology which is conceptually presented in this paper, the research is focused on multi-criteria optimization using the VIKOR method. The VIKOR method was developed for the purpose of multi-criteria decision making in strategic projects (Opricović and Tzeng 2004), by first identifying the best (compromise) solution in a multi-criteria sense from a set of J permissible alternatives evaluated based on a set of n criteria functions. This method requires knowing the values of all criterion functions for all alternatives in the form of a matrix $\|f_{ij}\|$ nxJ, where f_{ij} denotes the value of i-th criterion function for the j-th alternative. The compromise solution $F^c=(f_1^c,\ldots f_n^c)$ is the permissible solution that is the closest to the ideal solution F^* (best values of criteria functions). Here, compromise implies an agreement reached by mutual trade-offs, represented by $\Delta f_i=f_i^*-f_i^c$, $i=1,\ldots n$. The VIKOR method is carried out in several steps:

- determining the ideal point based on the values of criteria functions using the following relation:

$$f_i^* = ext_j f_{ij} \qquad i = 1,\ldots n\ , \tag{1}$$

  where *ext* indicates maximum if the i-th criterion function represents benefit or profit, or minimum if the i-th criterion function represents damage or costs,

- transformation of various criteria functions (different measures of value):

$$d_{ij} = (f_i^* - f_{ij})/(f_i^* - f_i^-)\ , \qquad i = 1,\ldots n\ ,\ j = 1,\ldots J\ , \tag{2}$$

  where f_i^- indicates the worst criteria functions,

- assigning criteria weights w_i, $i=1,\ldots n$, representing the relative importance of the criterion that is based on the preference of decision-maker,

- determining S_j, R_j, Q_j, $j,\ldots J$ based on the following relations:

$$S_j = \sum_{i=1}^{n} w_i d_{ij} \quad \text{(weighted and normalized } \textit{Manhattan} \text{ distance)}, \tag{3}$$

$$R_j = \max_i (w_i d_{ij}) \quad \text{(weighted and normalized } \textit{Chebyshev} \text{ distance)}, \tag{4}$$

$$S^* = \min_j S_j\ , \qquad S^- = \max_j S_j\ , \tag{5}$$

$$R^* = \min_j R_j\ , \qquad R^- = \max_j R_j\ , \tag{6}$$

$$QS_j = (S_j - S^*)/(S^- - S^*)\ , \qquad QR_j = (R_j - R^*)/(R^- - R^*)\ , \qquad Q_j = v \times QS_j + (1 - v) \times QR_j\ , \tag{7}$$

  where $v=(n+1)/2n$, while some studies apply $v=0.5$.

3.2. Analysis of bridge priority for rehabilitation/strengthening

The priority list of bridges for rehabilitation/strengthening was defined and decided based on the following activities:

- forming a list of bridges on various travel routes,
- forming the criteria for multi-criteria optimization,

- numerical procedure of multi-criteria optimization using the VIKOR method in the *LingV* software (Opricović 2015),
- evaluating the solutions formed in accordance with the adopted criteria,
- ranking alternative solutions,
- analyzing and selecting priority bridges for rehabilitation/strengthening.

A total of 12 bridges were taken into consideration (M1,...M12) on various first and second order travel routes, and seven criteria were selected for multi-criteria optimization:

- importance of the bridge c_1,
- years of service c_2,
- average annual daily traffic c_3,
- infrastructure passing through the bridge structure c_4,
- alternative travel routes c_5,
- structural vulnerability c_6,
- seismic hazard c_7.

The criterion *importance of the bridge* (c_1) represents its strategic importance, ranging from regional to international. Three bridge importance categories were considered: strategic, critical and standard. The criterion *years of service* (c_2) refers to the time elapsed since the beginning of operation of the bridge to the time the data was collected for the research presented in this paper. The criterion of *average annual daily traffic* (c_3) represents the average daily flow of vehicles over the bridge on annual level. The criterion *infrastructure passing through the bridge structure* (c_4) represents an additional infrastructure which is mounted on the bridge structure. The criterion *alternative travel routes* (c_5) refer to alternative routes that can be used in the case when the bridge is damaged to such an extent that disables the undisturbed flow of traffic. The criterion of *structural vulnerability* (c_6) refers to performances of the bridge structure and the level of vulnerability in the case of earthquake conditions. Bridges in poor condition have a higher level of vulnerability and they are given a higher priority for rehabilitation/strengthening. The criterion of *seismic hazard* (c_7) is a function of two factors: intensities of ground displacement and ground amplification, which can be displayed as the product of maximum ground acceleration for the bedrock and ground seismic coefficient.

In the next step, each alternative solution was evaluated individually based on the corresponding criteria, forming thereby the initial (non-normalized) decision matrix. For the purpose of this study five possible scenarios were defined for which various weight coefficient values w_i were taken into consideration across the criteria. Table 1 shows the decision matrix and the predefined scenarios along with the weight coefficients. Scenarios S1 and S2 refer to the situation when higher weight coefficients values are taken into account for seismic hazard and structural vulnerability. In scenarios S4 and S5, more importance is attributed to average annual daily traffic and importance of the bridge, while minimizing the impact of seismic hazard. The scenario S3 is a transitional category between the above defined scenarios.

After defining the (non normalized) decision matrix and forming the predefined scenarios with weight coefficients, the decision matrix was normalized, while in the next step was consisted of calculating the weight coefficients that determine the relative importance of each criterion in the criteria order formed. Then the final decision matrix was calculated and the ranking procedure conducted based on the solution obtained from multi-criteria optimization. Due to the volume of calculations and spatial constraints for the presentation of the intermediate solution obtained using the VIKOR method, only the ultimate solution is presented in the form of a ranking chart of priority bridges for rehabilitation/strengthening (Figure 1). In case of the first two scenarios (S1, S2) with higher weight coefficients for seismic hazard and structural vulnerability, bridge M5 has the priority for rehabilitation/strengthening. On the other hand, in the case of last two scenarios (S4, S5), there is M3 a priority bridge, while in the case of scenario S3 the priority bridge is M1. After examining the rank of trade-off solutions, bridges M7 and M8, ranked second and third in four scenarios, were proposed for rehabilitation/strengthening (if there are funds available) immediately after the rehabilitation of

bridges M5 and M3. The level of seismic hazard of bridge M5 is almost identical to that of bridges M3, M7 and M8, while its annual average daily traffic is significantly lower; however, its level of structural vulnerability is slightly higher compared to the vulnerability of bridge M3.

	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7
M1	1	25	22555	3	6	1	0.375
M2	2	9	13108	2	3	3	0.25
M3	1	35	40537	2	2	6	0.275
M4	3	18	11157	1	3	1	0.35
M5	2	55	15288	2	2	8	0.3
M6	2	40	19872	3	4	4	0.25
M7	1	48	30985	3	2	2	0.3
M8	1	20	52873	3	4	2	0.3
M9	3	52	7862	1	2	2	0.3
M10	3	35	9352	1	1	3	0.45
M11	2	48	19285	2	3	5	0.3
M12	3	42	7408	1	2	4	0.4
	w_1	w_2	w_3	w_4	w_5	w_6	w_7
S1	5	3	4	2	1	6	7
S2	4	5	3	1	2	7	6
S3	6	3	5	1	2	4	7
S4	7	3	6	2	1	5	4
S5	6	4	7	5	2	3	1

Table 1. Decision matrix and predefined scenarios with the weight coefficients when deciding on priority of bridges for rehabilitation/strengthening

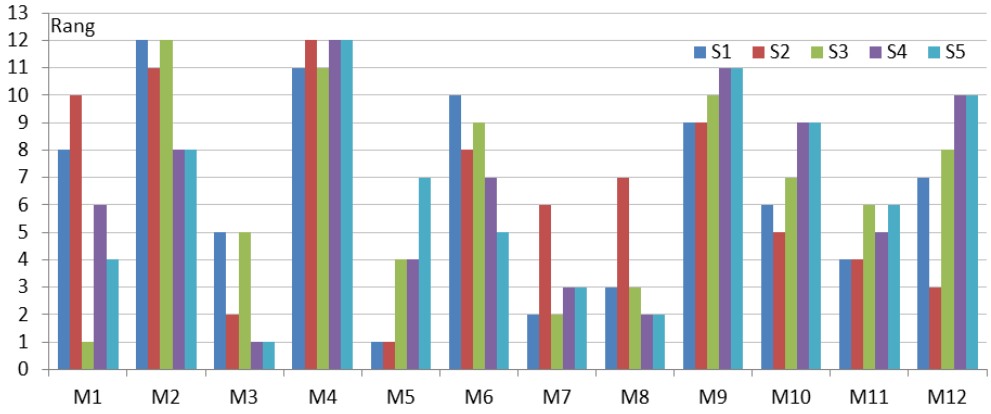


Figure 1. Ranking/priority chart of bridges for rehabilitation/strengthening

3.3. Analysis of priority of bridge rehabilitation/strengthening methods

The priority list of methods of bridge rehabilitation/strengthening was defined and decided based on the following activities:

- forming a list of methods of rehabilitation/strengthening,
- forming criteria for multi-criteria optimization,
- Numerical procedure of multi-criteria optimization based on the VIKOR method using the *LingV* software (Opricović 2015),
- evaluating the solutions formed in accordance with the adopted criteria,
- ranking the alternative solutions,
- analyzing and selecting the priority methods of bridge rehabilitation/strengthening.

In the preliminary stage, a number of rehabilitation/strengthening methods were taken into consideration, which in the final stage were reduced to a total of 8 methods (Met1,...Met8), according

to (Folić et al. 2015): refurbishing rehabilitation, cross-section strengthening, adding stiffeners, rehabilitation using FRP strips, adding dampers, installing base insulation, changing the static system, and strengthening foundation with piles, while 6 criteria being selected for multi-criteria optimization:

- capacity c_1,
- ductility c_2,
- deformation c_3,
- global stability c_4,
- rehabilitation costs c_5,
- time needed for rehabilitation c_6.

The criterion of *capacity* c_1 refers to the increase in structural resistance of the bridge to earthquakes effects as a function of the rehabilitation/strengthening method applied. The criterion of *ductility* c_2 is related to increasing the ratio of maximum deformations and deformations on the yield limit as function of the applied methods of rehabilitation/strengthening. The criterion of *deformation* c_3 is a function of the ratio of deformation of the rehabilitated/strengthened and the earthquake-damaged. The criterion of *global stability* c_4 is a function of increased global stability of rehabilitated/strengthened bridge in earthquake conditions. The criterion of *rehabilitation costs* c_5 refers to the overall rehabilitation/strengthening costs, while the criterion of *time needed for rehabilitation* c_6 refers to the cumulative time from the outset of rehabilitation to the normalization of traffic over the bridge. Values of coefficients c_1,...c_6 are shown as normalized. For the purpose of this study eight possible scenarios were defined for which different values of weight coefficients w_i were considered across the criteria. Table 2 shows the decision matrix and the predefined scenarios along with the weight coefficients.

	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6
Met1	1	1	1	1	1	1
Met2	4	2	3	4	3	5
Met3	5	3	4	5	4	5
Met4	2	4	3	3	4	4
Met5	2	2	3	4	5	4
Met6	2	3	3	4	6	5
Met7	7	5	5	6	5	5
Met8	4	3	4	4	7	8
	w_1	w_2	w_3	w_4	w_5	w_6
S1	6	5	3	4	1	2
S2	5	6	3	4	1	2
S3	5	3	6	4	1	2
S4	5	4	3	6	1	2
S5	4	3	1	2	6	5
S6	2	1	3	4	6	5
S7	4	3	1	2	5	6
S8	2	1	3	4	5	6

Table 2. Matrix decision and predefined scenarios along with the weight coefficients in the analysis of priority methods of bridge rehabilitation/strengthening

The first four scenarios (S1, S2, S3, S4) are related to situations when higher weight coefficients values were taken into account in order to increase the quality of behaviour of bridge structural system. In the case of the remaining four scenarios (S5, S6, S7, S8) higher importance is attributed to the economic effects and the time needed for rehabilitation/strengthening of the bridge. The ultimate solution obtained using the VIKOR method is shown in the form of priority ranks of bridge rehabilitation/strengthening methods (Figure 2). In the case of the first four scenarios (S1, S2, S3, S4) with higher values of weight coefficients, in order to improve the quality of behaviour of the bridge structural system, the method of changing the static system Met7 is the priority approach to rehabilitation/strengthening. In the case of the last four scenarios (S5, S6, S7, S8), with the emphasis

on economic effects and the time needed for rehabilitation/strengthening, Met1 (refurbishing rehabilitation) is the priority approach. However, in specific cases, the method of refurbishing rehabilitation is insufficiently adequate for bridge rehabilitation, so when considering the rank of trade-off solutions the Met3 approach (adding stiffeners) is obtained as optimal solution.

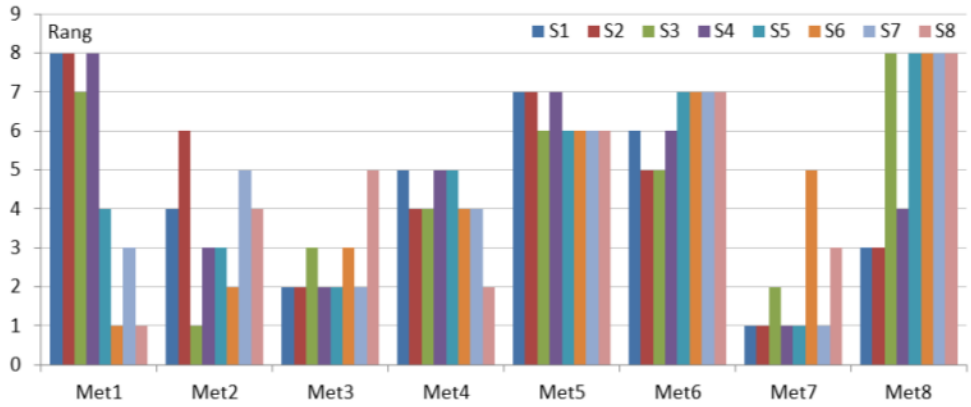


Figure 2. Ranking/priority chart of bridge rehabilitation/strengthening methods

4. CONCLUSION

The research presented in this paper is based on multi-criteria optimization in decision theory of analyzing the priority of bridges for rehabilitation/strengthening of their structures and foundations. Based on the selected 12 bridges, 7 defined criteria and 5 scenarios, the analysis of priority of bridges for rehabilitation/strengthening yielded compromise solution, according to which bridges M5 and M3 have the priority to be rehabilitated/strengthened, followed by bridges M7 and M8.

The study has shown that the bridge with a significantly lower annual average daily traffic have the priority to be rehabilitated/strengthened over bridges of strategic importance and a much higher flow of traffic. This can be justified by the fact that the level of vulnerability of this bridge is higher than that of the first four high ranking bridges, despite the almost identical seismic hazard levels. Based on the 8 methods selected, 6 criteria defined, and 8 scenarios, the analysis of priority bridge rehabilitation/strengthening methods yielded a compromise solution that improving the structural behaviour of the bridge requires changing the static system. When the economic effects and the time needed for rehabilitation/strengthening are of primal concern, then a trade-off solution is obtained based on refurbishing rehabilitation of adding stiffeners.

The research has shown that the VIKOR method presents a powerful engineering and scientific tool in decision theory based on multi-criteria optimization. Based on a number of alternative solutions, criteria and scenarios, trade-off solutions were obtained which can serve some practical engineering purposes.

REFERENCES

[1] Bradshaw, A., Rajeev, P., Tesfamariam, S. (2011). "Multi-criteria decision making tool for the selection of seismic retrofitting techniques", Australian Earthquake Engineering Society Conference, Barossa Valley, Australia, 1-8

[2] Caterino, N., Iervolino, I., Manfredi, G., Cosenza E. (2009). "Comparative analysis of multi-criteria decision-making methods for seismic structural retrofitting", Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 24(6), 432-445

[3] Cheng, M-Y, and Wu, Y-W. (2007). "Economic evaluation model for post-earthquake repair/rehabilitation of bridge", 24th International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Madras, India, 389-395

[4] Cooper, J., Yen, W., O'Fallon, J. (2006). "Seismic retrofitting manual for highway structures: part 1 – bridges", Report No. FHWA-HRT-06-032, Multi-disciplinary Center for Earthquake Engineering Research

[5] Folić, R., Radonjanin, V., Prokić, A., Malešev, M. (2015). "Earthquake damage to RC bridges and recommendations for repair and strengthening", 16th European Bridge Conference, 1-18.

[6] Kabir, G., Sadiq, R., Tesfamariam, S. (2014). "A review of multi-criteria decision-making methods for infrastructure management", Structure and Infrastructure Engineering, 10(9), 1176-1210.

[7] Opricović, S., and Tzeng, G-H. (2004). "Compromise solution by MCDM methods: a comparative analysis of VIKOR and TOPSIS", European Journal of Operational Research, 156(2), 445-455.

[8] Opricović S. (2015). "Softver – LingV", Academy of sciences and arts of Vojvodina, Novi Sad, Serbia.

[9] Patidar, V., Labi, S., Sinha, K., Thompson, P. (2007). "Multi-Objective Optimization for Bridge Management Systems", NCHRP REPORT 590, Transportation Research Board, Washington D.C., USA.

[10] Yousefi, A., Bunnori, N. M., Majid, T. (2013). "Prioritization of lifeline components for upgrading using multi-criteria decision making: a case study of highway bridges of Isfahan", Caspian Journal of Applied Sciences Research, 2(9), 323-328.

[11] Yousefi, A., Sanusi, M., Majid, T. (2014). "Application of TOPSIS method in prioritization of highway bridges for seismic retrofitting", Engineering Structures and Technologies, 6(3), 114-123.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 6

Igor GJORGJIEV[1], Mihail GAREVSKI[2], Kemal EDIP[3], Julijana BOJADJIEVA[4]

VERTICAL BEHAVIOR OF RUBBER BEARINGS WITH LAYERS OF DIFFERENT MATERIALS

SUMMARY

Placement of structures on rubber bearings for protection against earthquakes is being frequently practiced in last 20 years. The most used isolators are rubber bearings with layers from steel material. The new world's trends are implementation of new materials such as carbon and glass fabrics instead of steel plates. The first part of this investigation deals with developing of a technological process for production of a strong bond between the rubber and fabrics. At the end, a series of tests were performed on bearings with layers from different materials in order to obtain the isolators behavior in vertical direction. The obtained result showed that there is a difference in vertical stiffness and that the bearings with fabrics have to have more layers compared to bearings with steel plates.

Keywords: rubber bearings, vertical stiffness, carbon fabric, glass fabric

Игор ЃОРЃИЕВ[1], Михаил ГАРЕВСКИ[2], Кемал ЕДИП[3], Јулијана БОЈАЏИЕВА[4]

ОДНЕСУВАЊЕ НА ГУМЕНИ ЛЕЖИШТА СО СЛОЕВИ ОД РАЗЛИЧНИ МАТЕРИЈАЛИ ВО ВЕРТИКАЛЕН ПРАВЕЦ

РЕЗИМЕ

Поставувањето на конструкциите врз гумени лежишта за заштита од земјотреси често се практикува во последните 20години. Најчесто применувани изолатори се гумените лежишта со слоеви од челични плочи. Последните светски трендови се примена на нови материјали како што се ткаенини од карбон и стаклени влакна за замена на челичните плочи. Првиот дел од ова истражување опфаќа развивање на технолошки процес за производство на лежичта со слоеви од ткаенина. На крај, серија од тестови беа спроведени на лежичта со слоеви од различни материјали со цел да се одреди однесувањето на изолаторите во вертикален правец. Добиените резултати покажаа дека постои разлика во вертикалната крутост и дека лежичтата со слоеви од ткаенина мора да имаат повеќе слоеви во однос на лежичтата со челични плочи.

Клучни зборови: гумени лежишта, вертикална крутост, карбонска ткаенина, ткаенина од стаклени влакна

[1] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, garevski@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, kemal@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] Assist. MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Placement of engineering structures on rubber bearings for protection against earthquakes is being frequently practiced in last 20 years. Because of providing greater safety of structures and equipment, this technique is applied in structures of vital importance as are crisis centres, fire fighting centers, town halls, hospitals and schools. The modern rubber bearings consist of rubber and steel layers. The aim of this investigation is to obtain the behavior of rubber bearings with layers of different fabric materials. Carbon and glass fabrics with closer and wider knitting patterns were used.

The first phase of the investigation covered developing of the technological process of production of rubber bearings reinforced by different fabrics. The main objective was to develop a strong bond between rubber and fabrics. Therefore, a several fabric treatments were applied. The bond strength was obtained by peel tests and the treatments which produced the strongest bonds were used for final production. The several types of squared rubber bearings were produced, namely, without layer, with layers form steel, carbon and glass materials.

At the end, the influence of layers on vertical stiffness was obtained from series of vertical tests.The obtained results, shown that the bearings with layers from carbon and glass materials have lower vertical stiffness compared to bearings with layers from steel plates.The other factor that influenced the bearing stiffness was the fabric initial state.

2. PRODUCTION OF RUBBER BEARINGS

One of the main goals of this investigation was adoption of production of rubber bearings with layers of steel shims and carbon and glass fabrics. The production of rubber bearings with different rubber compounds was carried out in a small local workshop in Macedonia. In this investigation, a square shape bearings, side length of 200mm and total height of 75mm were produced.

The first step in the production of bearings with fabric layers is achievement of a technological solution of a good connection between the rubber and the fabric. Therefore, corresponding coatings should be selected for the fabrics and the corresponding type of fabric. In cooperation with Fyfe Co. from San Diego, the USA, three types of fabric have been procured (Fig. 1).

Figure 1. Fabrics made of carbon and glass fibers

The fabrics are weaved in a factory with direction of the fibers in both orthogonal directions. The material of the fibers for the first weaved fabric is carbon (EP-C-8.3), whereas for the second (WEB) and the third (EP-G-10.5), the material used is glass fiber. The distance between the fibers is defined by the producer and it also defines the type of the woven material.

A stable connection between the fabric and the natural rubber is achieved by use of special coats for the fabric. The bond has been improved by means of trial tests, i.e., combination of different fabrics with different coatings. Commercial coatings have been used (Chemlock 205/220 and 402) produced by LORD, the USA. Based on results obtained from peel tests (Fig 2.), several combinations of different fabrics with different coatings have been selected.

All the fabrics have been treated in two phases. The first and the second phase involve coating of the fabric with the first and the second coat and their drying. Chemlok 205,220 and 402 were used for the first coating. Chemlok 220 and 402 have been used for the finishing, i.e., the second coating. The coats have been cured in an open space at room temperature. From the performed tests, it has been concluded that the strongest bond between the carbon fabric and the rubber is obtained when using Chemlok 205 as the first coat and Chemlok 220 as the second.

Figure 2. Peel tests

For the isolators with steel plate layers, steel sheet metal plates with thickness of 2 mm and proportions of the plan 190/190 mm were prepared. The raw rubber is precisely charged with a certain thickness, i.e., precisely tailored to be proportioned 195/195 mm at plan. The raw rubber is previously rolled to acquire the required thickness. Then, all the steel areas that remain in contact with the rubber after the vulcanization were sand blasted. Prior to the very process of vulcanization, the steel areas have undergone three additional treatments. The first phase has consisted of chemical cleaning of the sandblasted areas. The second phase involved coating of the areas with the so called gray glue. After two hours, the third phase takes place, i.e., treatment of the steel areas with the second coat (the so called black glue).

The vulcanization process and the final product are shown in Fig 3a & 3b.

Figure 3a. Vulcanization of isolator

Figure 3b. View of isolator

The list of produced bearings is presented in table 1.

Label	Type of rubber	Type of layer	No. of elements
RB-1(2).K	Gomline	-	-
SP-4-1(2).K	Gomline	steel	4
CF-4-1(2).K	Gomline	C-8.3	4
GW-4-1(2).K	Gomline	web	4
GF-4-1(2).K	Gomline	G-10.5 (impregnated)	4
SP-3-1(2).K	Gomline	steel	3

Table 1. List of produced bearings proportioned 200/200/50 mm.

3. TESTING PROCEDURE

The main purpose of these tests was to define the vertical behavior of the isolators with layers of different materials. In addition, these tests were used to prove the quality of production and create a data base of force-displacement relationships.

The procedure for the vertical tests involved loading of the element with vertical compressive force at different levels of loads. Prior to each testing of the isolators, the materials were stabilized by keeping them under room temperature of (22±2ºC) with duration of no longer than 24 hours. First, the isolators were pre-loaded with three full sinusoid cycles at a frequency of 0.05 Hz. Such a pre-loading is practiced in testing rubber elements for the purpose of eliminating the Mullin's effect. Pre-loading is carried out exclusively for elements that have not been loaded in the course of the preceding 12 hours. The bearings were tested under three harmonic loading histories (Fig. 4).

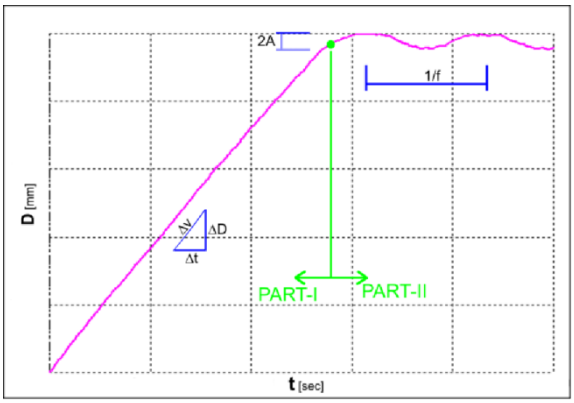


Figure 4. Vertical component of input excitation

4. RESULTS FROM VERTICAL TESTS OF RUBBER BEARINGS

To define the effect of the fabric layers upon the stiffness characteristics of the isolators, comparison of the results was necessary. For that purpose, small bearings with different number of layers of steel plates, fabrics and isolators without layers, were tested. The vertical tests of rubber bearings provided information on the stiffness-deformation characteristics.

Fig. 5 shows the vertical force–displacement relationships for bearings with layers of different materials. This graph shows comparison among rubber bearings without layers, bearings with layers of 3 and 4 steel shims and bearings with four layers of carbon and glass fabric. It is clear that the lowest vertical stiffness is associated with the curve obtained for the bearing without layers (the black curve), while the highest stiffness is associated with the bearing with four layers of steel shims (the red curve). The vertical stiffness of the bearing with layers of three steel shims is close to that of the bearing with four shims. In case of applying the same number of layers of fabric, the vertical stiffness

of the bearings is much lower. So, any bearing with four layers of fabric has a lower vertical stiffness even compared with the bearing with three steel shims. The bearings with carbon fabric have the highest stiffness compared to those with the remaining fabrics (Fig. 5). This is due to the higher modulus of elasticity of the carbon compared to the glass. In addition to the elasticity modulus, the type of fabric through which is defined the bearing surface of the fabric has a considerable influence, as well. The used glass fabric was of two types of weaves. The WEB weave is more widely spaced and with a smaller cross-section area compared to the standard one wherefore the bearings with such a weave are expected to have a lower vertical stiffness. This has experimentally been proved and is shown by the curves in Fig. 5.

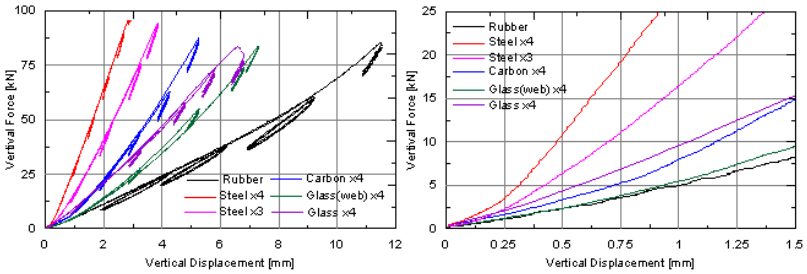


Figure 5. Comparison of vertical behavior of bearings with layers of different materials

Through this series of tests, the main reason for the lower vertical stiffness of the bearings with fabric was confirmed, namely the initial configuration of the fabric and its elasticity modulus. In the process of production, being rigid, steel shims are able to be activated at very low strains and sustain tensile forces (Fig 5b). However, this is not the case with the fabrics, which, due to their type of weave and imperfect production, have an initial inclination that can be local and global. The local inclination due to the type of fabric weave is shown in Fig. 6**Error! Reference source not found.**. The fibers are initially in a zig-zag state wherefore they are not able to sustain the horizontal force at low strains (initial loading). First of all, the fibers must be straightened and then they can sustain the tensile force. This is clear from the results of the performed tests presented in Fig 5b, where the vertical stiffness of the bearings with fabric is very low and then it starts to increase considerably.

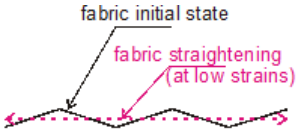


Figure 6. Effect of initial position of the fabric upon vertical stiffness

5. CONCLUTIONS

This paper deals with production of rubber bearings and their testing in order to obtain the influence of the layer material on the vertical stiffness. The process of production involved development of technological process in order to establish a stable bond between the rubber and the materials used for internal layers. A several commercial coatings have been used (Chemlock 205/220 and 402) in order to achieve a stronger rubber-fabric bond. Based on results obtained from peel tests (Fig 2.), several combinations of different fabrics with different coatings have been selected.

Vertical tests were carried out for square bearings with layers from different materials. The isolators were tested on one componential dynamic frame at low frequency. An element pre-loading was applied in order to eliminate the Mullin's effect. The used loading history was consisted of two parts. The first part was linear loading up to certain level of load and then the harmonic load with three cycles was applied.

Based on the performed tests, it was concluded that the behavior of the bearings in vertical direction depends on material used for internal layers. The highest vertical stiffness was produced by bearings with steel shims. Among fabric material, a isolator with layers from carbon fabric was stiffest. The

main reason for the lower vertical stiffness of the bearings with fabric was confirmed, namely the initial configuration of the fabric and its elasticity modulus. Also, other factors that may influence the vertical behavior are local and global fabric inclination. In order to provide a better understanding of behavior of bearings with layers from fabric materials, an additional experimental investigation is need to be perform.

REFERENCES

[1] Gjorgjiev, I. (2011). Analytical Model for Fabric Reinforced Rubber Bearings Based on Experimental Results. Skopje: "Ss Cyril and Methodius" Institute for Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS)

[2] Gent, A. N. (2001). Engineering with Rubber.How to Design Rubber Components.Hanser Gardner Publications

[3] Kelly, J. M. (1999). Analysis of Fiber-Reinforced Elastomeric Isolators. J. Seis. Earthq.Enrgr. , 2(1): 19-34

[4] Kelly, J. M.; Takhirov, Sh. M. (2001).Analytical and Experimental Study of Fiber-Reinforced Isolators. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley PEER 2001

[5] Kelly, James M; Calabrese, Andrea. (2012). Machanics of Fiber Reinforced Bearings. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Headquarters at the University of California, Berkeley

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 7

Nina GLUHOVIC[1], Zlatko MARKOVIC[2], Milan SPREMIC[3], Jelena DOBRIC[4]

DESIGN RECOMMENDATIONS OF FLOOR VIBRATIONS INDUCED BY HUMAN ACTIVITIES

SUMMARY

Structural engineers are now facing with new demands towards long spans, lightweight floors in steel-concrete composite construction and big open interiors. These new design trends are leading to the extensive problems related to the serviceability limit state, especially problems with unwanted floor vibrations. Annoying vibrations caused by human activities are an important serviceability problem, which can significantly affect the comfort of people, quality of life and structure's functionality. Over past years many design recommendations of floor vibrations induced by human activities have been published. This paper presents a short overview of dynamic loads modeling and design recommendations of floor vibrations induced by human activities.

Keywords: serviceability limit state, floor vibrations, dynamic loads, acceptance criteria

Нина ГЛУХОВИЌ[1], Златко МАРКОВИЌ[2], Милан СПРЕМИЌ[3], Јелена ДОБРИЌ[4]

ПРОЕКТНИ ПРЕПОРАКИ ЗА ПОДНИ ВИБРАЦИИ ПРЕДИЗВИКАНИ ОД ЧОВЕЧКИ АКТИВНОСТИ

РЕЗИМЕ

Денес конструктивните инженери се соочуваат со големи предизвици поради зачестеноста на дизајнирање на конструкции со големи распони, лесни подови изведени од комбинација на бетон и челик како и големи слободни површини. Овие нови трендови доведуваат до проблеми поврзани со граничната состојба на употребливост како и со несакани подни вибрации. Иритирачките вибрации предизвикани од човековите активности претставуваат голем проблем кој може значително да влијае на комфорот на луѓето, квалитетот на животот и функционалноста на конструкцијата. Во текот на изминатите години се објавени многу проектни препораки за подни вибрации предизвикани од човечки активности. Овој труд претставува краток преглед на моделирање со динамички товари и проектни препораки за подни вибрации предизвикани од човечки активности.

Клучни зборови: гранична состојба на употребливост, подни вибрации, динамички товари

[1] Teaching assistant, PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, nina@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, zlatko@grf.bg.ac.rs
[3] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, spremic@imk.grf.bg.ac.rs
[4] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, jelena@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

The current design requirements in the field of building construction are mainly reflected in the design of slender structures, with long spans, large open interiors, unconventional shapes and structural solutions with lightweight composite steel-concrete floors. Also, structural engineers are now facing with increasing demands for buildings that are fast to construct, with the possibility of subsequent reuse of the space for other purposes in relation to those originally envisaged by project. These new design trends are leading to the extensive problems related to the serviceability limit state, especially problems with unwanted floor vibrations, because of lower natural frequencies and lower natural damping of structures.

The term of vibration implies the occurrence of the oscillatory movement of individual structural parts, such as floors, with certain amplitude and frequency of oscillation. The most usual and most important internal source of vibrations is human activity. Human perception and uncompromised functionality of object are two most important acceptability criteria for design of floor vibrations. Once constructed, it is difficult to modify existing construction to reduce its susceptibility to vibrations. It is therefore very important that the acceptability criteria of floor vibrations, depending of the structure purpose, are defined at the early stage of design. Over past years many design recommendations of floor vibrations induced by human activities have been published. This paper presents a short overview of dynamic loads modeling and design recommendations of floor vibrations induced by human activities.

2. DYNAMIC LOADS INDUCED BY HUMAN ACTIVITIES

A major part of the loads encountered in the civil engineering can be defined as dynamic loads, because their intensities vary with time. According to their time functions they can be categorized as: harmonic, periodic, stochastic and impulsive. The most usual and most important internal source of structure's vibrations is human activity. Dynamic loads induced by human activities can be categorized as periodic (such as walking, jumping, dancing and skipping) and stochastic represented as a single impulse to a floor structure (such as take off from the diving platform or landing on a floor after jumping from an evaluated position) (Bachmann and Ammann 1987).

According to the site of action, dynamic loads induced by human activities can be classified in two categories: in situ (periodic jumping to music and sudden standing of a crowd) and moving loads (walking, marching, and running are examples of moving activities) (Ebrahimpour and Sack 2005; ISO Standard 10137 2007).

According to Lim (1991) and Smith et al. (2009), floor vibrations induced by human activities can be classified in two categories: continuous and transient. Continuous vibrations of floor constructions arise from periodic dynamic forces lasting significant period of time such as dancing of people. This kind of excitation can produce resonance of the floor when the frequency of the dynamic force coincides with one of the natural frequencies of the floor structure. Transient vibrations are caused by single impulse or series of impulses. Walking with certain velocity is a main example of series of impulses which cause transient vibrations. Transient vibrations are rather annoying for people than structurally damaging. But in environments such as offices, shopping centers and residential buildings, where human activities represent main type of imposed loads, walking is considered as a source of continuous vibrations.

Dynamic response of the structure depends on structure dynamic characteristics such as: mass of the construction, structure's stiffness, damping ratio, structure's natural frequency and period of oscillation. Resonance is a phenomenon that consists of a given system to oscillate with greater amplitude at some preferential frequencies when it is driven by external forces to oscillate. Frequencies at which the response amplitude is a relative maximum are known as the system's resonant frequencies. Historically, many designers have used natural frequency of the floor structure as a measure of acceptable performance of the structure due to the vibrations. Sufficiently high natural frequency of floor structure means that a floor is out of the frequency range of the first harmonic component of the walking activity (Smith et al. 2009). Resonant response can cause significant increase of the effects of vibrations.

3. MODELING OF DYNAMIC LOADS INDUCED BY HUMAN ACTIVITIES

Modeling of dynamic loads induced by human activities presents the first step in dynamic analysis of structures. Modeling of this type of dynamic loads is extremely complex and dynamic response of structure is usually presented in large number of different mode shapes each with its own natural frequency. Those different mode shapes need to be superimposed in order to find an actual displacement of a structure at any given time (Smith et al. 2009). Actual displacement of a structure exposed to the dynamic force represented with single sinusoidal function of frequency *f* (Hz) is given in Eq. (1):

$$w_n(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n \sin(2\pi ft + \varphi_n) \sin(\frac{n\pi x}{L}) \quad (1)$$

where:

$w_n(x,t)$ is the displacement (m) at a position *x* along the beam at time *t*;

t is the time (s);

f is the frequency (Hz) of the forcing function;

u_n is the maximum amplitude (m) of the mode *n*;

φ_n is the phase angle of the mode *n*.

Eq. (1) is only appropriate for dynamic force represented with single sinusoidal function and it is quite unlikely that such a simple forcing function will occur in practice. Therefore, more complicated continuous function which is likely to occur in practice can be broken down into a series of sinusoidal functions. Each sinusoidal function is a harmonic of the forcing function and each harmonic has its own amplitude and phase shift. Set of harmonics are known as a Fourier series (Figure 1). The amplitude of each subsequent harmonic is lower, which represents that most of the energy goes into the first few harmonics. Next chapters represent modeling of dynamic forces induced by human activities according to different standards and publications, mainly based on the Fourier transformation explained earlier.

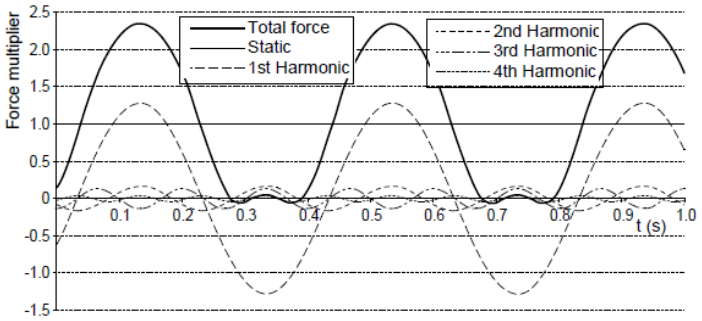


Figure 1. Fourier series for low impact aerobics

3.1. Modeling of continuous dynamic force

Walking, exercising, dancing and other rhythmic activities are classified as continuous dynamic loads on supporting construction and this type of activities can be represented through a combination of harmonic forces, whose frequency *f* (Hz) are multiples of harmonics of the basic frequency of the dynamic force using Fourier series. In general way, different load models were developed in different standards, design recommendations and research works. The most usual load models of continuous dynamic excitation induced by human activities can be presented with Eq. (2) and Eq. (3), as shown in Figure 3 and Figure 2, respectively (Smith et al. 2009; Murray et al.2003):

$$F(t) = P\alpha_i \cos(2\pi if_s t) \quad (2)$$

$$F(t) = P\left[1 + \sum \alpha_i \cos(2\pi i f_s t + \varphi_i)\right] \quad (3)$$

where:

P is the person's weight (0.7kN);

t is the time (s);

i is the number of harmonics;

f_s is the frequency (Hz) of the forcing function;

α_i is the dynamic load factor for the ith harmonic;

φ_i is the phase angle for the ith harmonic.

This load models were used in many research works (Da Silva et al. 2006; Costa-Neves et al. 2014). Continuous dynamic force (Figure 3) can be represented by the first four harmonic components using Fourier analysis. As a general rule, the magnitude of the dynamic coefficient α_i decreases with increasing of the harmonics.

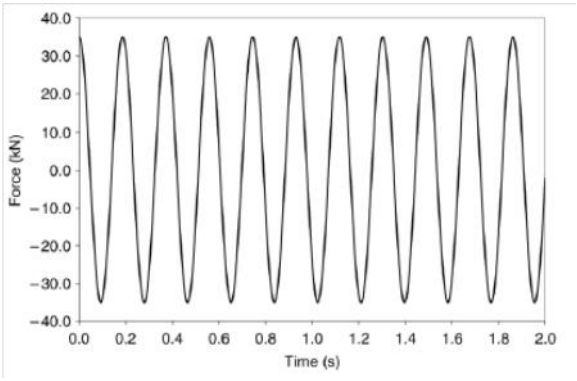


Figure 2. Dynamic load represented with only one resonant harmonic

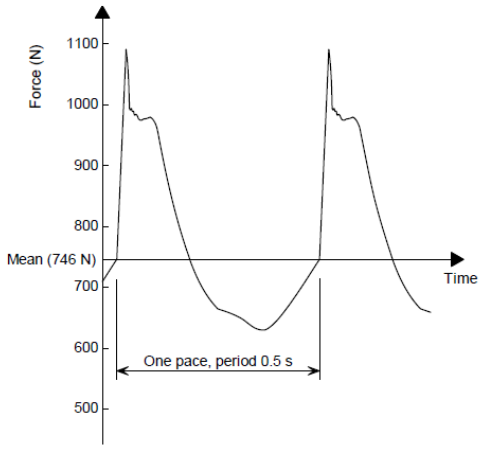


Figure 3. Dynamic load represented by the first four harmonics

The amplitude of the harmonic force for each harmonic can be calculated using Eq. (4):

$$F_i = \alpha_i P \quad (4)$$

and parameters used in this equation have the same definitions as in Eq. (2) and Eq. (3). Excitation frequency range and design value of coefficient α_i for each harmonic, for different types of human activities, according to Smith et al. (2009) and Murray et al.(2003), are presented in Table 1.

	Walking				Exercising		Dancing	
	SCI		AISC		AISC		AISC	
Harmonic i	f_s (Hz)	α_i	f_s (Hz)	α_i	f_s (Hz)	α_i	f_s (Hz)	α_i
1	1,8-2,2	0,436(if_s-0,95)	1,6-2,2	0,5	2,0-2,75	1,5	1,5-3,0	0,5
2	3,6-4,4	0,006(if_s+12,3)	3,2-4,4	0,2	4,0-5,5	0,6	-	-
3	5,4-6,6	0,007(if_s+5,2)	4,8-6,6	0,1	6,0-8,25	0,1	-	-
4	7,2-8,8	0,007(if_s+2,0)	6,4-8,8	0,05	-	-	-	-

Table 1. Design Fourier coefficients for different human activities.

National Annex to BS EN 1991-2:2003 (2008), defines dynamic load models for pedestrian actions on footbridges. Actions that result from single pedestrian or pedestrian groups can be presented by application of a vertical pulsating force F (N), moving across the span of the bridge at a constant speed v_t, as shown in Eq. (5):

$$F = F_0 k(f_v)\sqrt{1+\gamma(N-1)}\sin(2\pi f_v t) \tag{5}$$

where:

N is the number of pedestrians in the group;

F_0 is the reference amplitude of the applied fluctuating force (N);

f_v is the natural frequency (Hz) of the vertical mode under consideration;

$k(f_v)$ is a combined factor;

t is the elapsed time (s);

γ is a reduction factor;

S_{eff} is an effective span length (m);

S is the span of the bridge (m).

Definitions of all parameters shown in Eq. (5) are given in NA to BS EN 1991-2:2003 (2008). Effective span length can be calculated according to definition given in Figure 4, and values of amplitude of the applied force and moving speed are given in Table 2.

Load parameters	Walking	Jogging
Reference load, F_0 (N)	280	910
Pedestrian crossing speed, v_t (m/s)	1,7	3

Table 2. Parameters for calculation of pedestrian response.

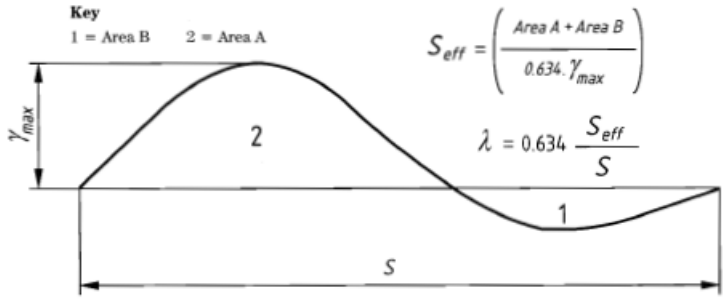


Figure 4. Effective span calculation

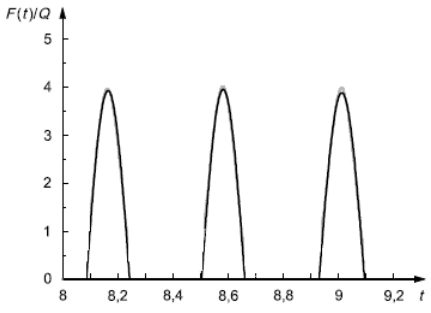


Figure 5. Vertical force for one person jumping continuously

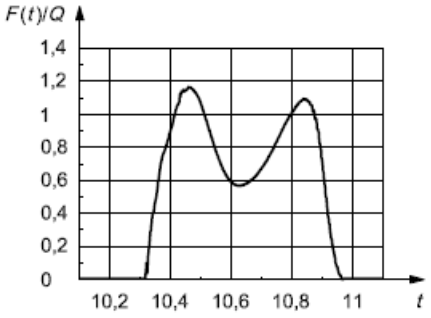


Figure 6. Vertical force for one walking step by one person

According to ISO Standard 10137- Annex A (2007), the dynamic force induced by a person of weight *Q*, caring out repetitive coordinative activity such as jumping can be represented as a function of time *t* with a sequence of pulses (Figure 5). One walking step by one person as a function of time is represented in Figure 6. ISO Standard 10137- Annex A (2007), defines vertical and horizontal dynamic force on supporting construction, induced by different continuous human activities, as a combination of harmonic forces, using Fourier series, represented with Eq. (6) and Eq. (7):

$$F_v(t) = P\left[1 + \sum \alpha_{i,v} \sin(2\pi i f_s t + \varphi_{i,v})\right] \quad (6)$$

$$F_h(t) = P\left[1 + \sum \alpha_{i,h} \sin(2\pi i f_s t + \varphi_{i,h})\right] \quad (7)$$

where:

P is the person's weight (0.7kN);

t is the time (s);

i is the number of harmonics;

f_s is the frequency (Hz) of the forcing function;

$\alpha_{i,v}$ is the dynamic load factor for vertical direction;

$\alpha_{i,h}$ is the dynamic load factor for horizontal direction;

$\varphi_{i,v}$ is the phase angle of ith harmonic for vertical direction;

$\varphi_{i,h}$ is the phase angle of ith harmonic for horizontal direction.

Excitation frequency range and design value of coefficient α_i for each harmonic, for different types of human activities, according to ISO Standard 10137- Annex A (2007) are presented in Table 3.

Activity	Harmonic	Common range of forcing frequency	Numerical coefficient for vertical direction	Numerical coefficient for horizontal direction
	i	if_s (Hz)	$\alpha_{i,v}$	$\alpha_{i,h}$
Walking	1	1,2-2,4	$0{,}37(f_s\text{-}1{,}0)$	0,1
	2	2,4-4,8	0,1	
	3	3,6-7,2	0,06	
	4[a]	4,8-9,6	0,06	
	5[a]	6,0-12,0	0,06	
Running	1	2,0-4,0	1,4	0,2
	2	4,0-8,0	0,4	
	3	6,0-12,0	0,1	

[a] These higher harmonics is rarely significant when human perception is of concern, but may be important for more sensitive building occupancies such as vibration-sensitive instrumentation.

Table 3. Design parameters for moving forces due to one person.

4. DETERMINATION OF DYNAMIC PROPERTIES OF FLOOR STRUCTURES

Determination of dynamic properties of structures can be performed using FEM analysis or using simple calculation formulas for different construction types. The method for determination of dynamic properties of structures should not be disproportionately more refined than the method for the vibration analysis. Various programs can perform dynamic analysis of structures and also offer tools for the determination of natural frequencies and modal masses of structures under consideration.

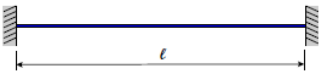
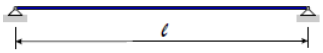
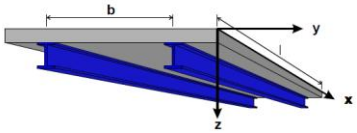
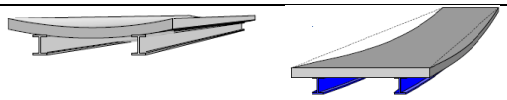
Beams		$f = \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{3EI}{0,37\,\mu l^4}}$
		$f = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{3EI}{0,49\,\mu l^4}}$
Orthotropic floors		$f_1 = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{EI_y}{\mu l^4}}\sqrt{1+\left[2\left(\frac{b}{l}\right)^2+\left(\frac{b}{l}\right)^4\right]\frac{EI_x}{EI_y}}$
Orthotropic floors-Dunkerley approach		$\frac{1}{f^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2}$
Natural frequency from the self-weight approach		$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{4g}{3\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}\,(mm)}}$

Table 4. Simple calculation methods for determination of natural frequencies

If FEM analysis is applied for determination of dynamic properties for vibration analysis, it should be considered that structural model for this analysis may differ from that used for ultimate limit state verification. These differences are especially related to the selection of boundary conditions (hinged connection in ULS analysis may be assumed as full moment connection in the vibration analysis), different concrete modulus of elasticity (concrete dynamic modulus of elasticity should be considered to be 10% larger than the static tangent modules) and usage of 10% to 20% of characteristic value of imposed loads as a quasi permanent part of imposed loads for calculation of the masses (Feldmann et al. 2009). Simple calculation methods for determination of dynamic properties of floor structures are represented in Table 4 (Feldmann et al. 2009).

5. DESIGN CRITERIA

Human response to floor motion is very complex phenomenon, involving the magnitude of motion, the surrounding environment and human activity. Attempts to quantify human response to vibrations of floor structures have been known for many years. Historically, two types of design criteria have been developed: criteria for human response to known or measured vibrations and design criteria which include an estimation of dynamic floor response.

In 1931, Reiher and Meister developed first generally applicable design criteria which was based on a human perception to measured vibrations with frequencies of 5 to 100 Hz and amplitudes of 0,01 mm to 10 mm. In 1961, after studding composite steel-concrete floor structures Lenzen suggested modified Reiher-Meister scale as shown in Figure 7. Lenzen did not suggest any limits of frequencies ranges and amplitudes to assure acceptable criteria for different floor structures. Modified Reiher-Meister scale, Murray acceptable criteria form 1975 and Canadian Standards Association Scale (CSA Scale) where developed only for heel-drop impact and should not be used for any other types of impact. CSA

Scale (Figure 8), applicable only for heel-drop impact, is incorporated in The Canadian Steel Building Standard CAN/CSA-S16.1 (recently changed with CAN/CSA-S16.14). A design formula to estimate acceleration of the floor structures is included in this standard (Murray et al. 2003).

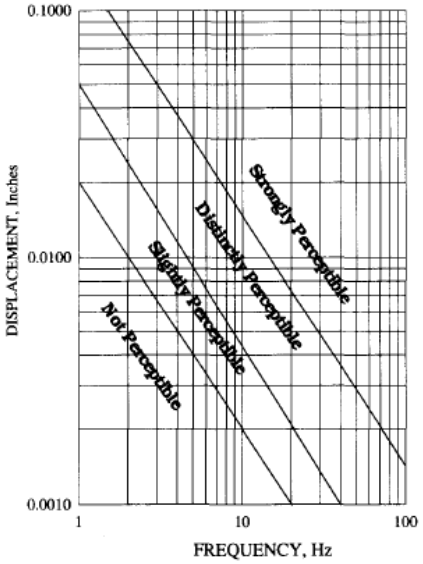


Figure 7. Modified Reiher-Meister scale

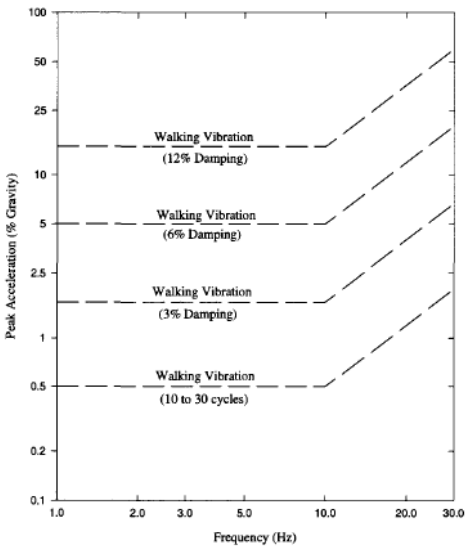


Figure 8. Canadian Standards Association scale

Many design recommendations and standards are based on the International Organization for Standardization's standard ISO 2631-2:1989 (changed with ISO 2631-2:2003) which is written to cover many building vibration environments. This standard presents acceleration limits for mechanical vibrations as a function of exposure time and frequency, for both longitudinal and transverse direction. Limits for different type of constructions are given in terms of root mean square (rms) acceleration as multiples of the baseline curve, as shown in Figure 9 (Murray et al. 2003). Murray et al. (2003) gave a detailed design guide with basic principles and simple analytical tools for calculation of vibrations induced by walking, based on the ISO Scale. According to this design recommendation, dynamic load is presented with Eq. (2) and it represents time dependent harmonic force component which matches the fundamental frequency of the floor. A response function can be calculated according to Eq. (8):

$$\frac{a}{g} = \frac{R\,\alpha_i\,P}{\beta\,W}\cos(2\pi i f_s t) \tag{8}$$

where:

a/*g* is the ratio of the floor acceleration to the acceleration of gravity;

R is the reduction factor;

β is the modal damping ratio;

W is the effective weight of the floor.

Feldman et al. (2009) developed new design recommendations for floor vibrations induced by person's walking which are the background document in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes. Development of the diagrams shown in Figure 10 (Feldman et al. 2009) is based on the measurements carried out in Delft with 700 persons in total and each point in the diagram is based on the statistical evaluation of 700 combination functions of step frequency and body mass. Determination of the limits for OS-RMS-value$_{90}$ for comfort is based on various standards for standardizing human perception such as ISO 10137 (2007) and ISO 2631-2 (2003).

The design procedure based on these diagrams provides three steps: determination of the basic floor characteristics (natural frequency shown in Table 4, modal mass and damping) as an input data, determination of the OS-RMS-value$_{90}$ from the design chart which characterizes the floor response to walking and comparison OS-RMS-value$_{90}$ with the recommended value or required limits for different floor occupancies, shown in Table 5 (Feldman et al. 2009). According to EN 1990:2002 (2006) natural frequency of vibrations of the structure or structural member should be kept above appropriate values which depend upon the function of building.

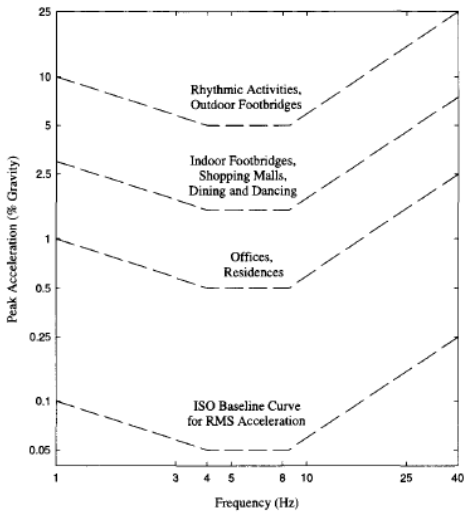


Figure 9. International Standard Association Scale

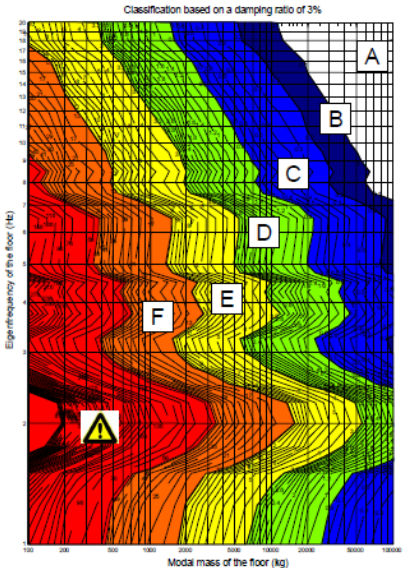


Figure 10. Diagrams for determination of assurance of floor structures due to vibrations

Class	OS-RMS$_{90}$		Usage of the floor structure									
	Lower limit	Upper limit	Critical areas	Hospitals, surgeries	Schools, training centers	Residential buildings	Office buildings	Meeting rooms	Senior citizens' residential buildings	Hotels	Industrial workshops	Sports facilities
A	0,0	0,1										
B	0,1	0,2						Recommended				
C	0,2	0,8										
D	0,8	3,2										
E	3,2	12,8					Critical					
F	12,8	51,2	Not recommneded									

Table 5. Comfort limits for different floor structure's usage

If the natural frequency of vibrations of the structure is lower than the appropriate value, a more refined analysis of the dynamic response of the structure, including the consideration of damping, should be performed. Acceleration of floor structure can be used as more precise criteria for estimation

of its acceptance. According to EN 1990 (Annex A2) pedestrian comfort criteria should be defined by National Annex, but recommended maximum values of acceleration are given for vertical (0.7 m/s^2) and horizontal (0.2 m/s^2) vibration. Appropriate values for natural frequencies of vibrations and acceleration of the structure and more definitions for more refined analysis should be defined in National Annexes.

According to EN 1991-1-1:2001 (2001), if dynamic actions on structures induced by synchronized rhythmical movement of people, dancing or jumping can cause resonant effects on structures, different dynamic load models should be determined for dynamic analysis and different procedures may be defined in National Annexes, such as NA to BS EN 1991-2:2003 (2008).

6. CONCLUSIONS

Annoying vibrations caused by human activities is an important serviceability problem, which can significantly affect the comfort of people, quality of life and structure functionality. This paper presents a short survey of the dynamic loads modeling induced by human activities, simplified procedures of determination of dynamic characteristics of floor structures and historical developments of the acceptance criteria of floor vibrations. Special attention is paid to dynamic modeling of continuous and impulse loading induced by human activities. Dynamic load modeling and analysis of vibrations is extremely complex and development of simplified procedures for determination of floor vibrations is very important in order to prevent problems with excessive vibration. Also, defining dynamic loads modeling as well as acceptability criteria for floor vibrations through implementation of National Annexes for different parts of European Standards is extremely important, and should facilitate design of constructions exposed to the dynamic loads.

REFERENCES

[1] Bachmann, H., and Ammann, W. (1987). Structural Engineering Documents 3e Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines, IAESE-AIPC-IVBH, Zurich, Switzerland

[2] Costa-Neves, L.F., Da Silva, J.G.S., De Lima, L.R.O., Jordão, S. (2014). "Multi-storey, multi-bay buildings with composite steel-deck floors under human-induced loads: The human comfort issue." Computers and Structures, 136, 34-46

[3] Da Silva, J.G.S., Da S. Vellasco, P.C.G., De Andrade, S.A.L., De Lima, L.R.O. (2006). "Dynamical response of composite steel deck floors." Latin American Journal of Solids and Structures, 3, 163-178

[4] Ebrahimpour, A., and Sack, R. L. (2005). "A review of vibration serviceability criteria for floor structures." Computers and Structures, 83, 2488-2494

[5] EN 1990:2002 Evrokod 0. (2006). Osnove proračuna konstrukcija. Beograd, Srbija

[6] EN 1991-1-1:2001 (2001). Eurocode 1- actions on structures- Part 1-1: General actions- densities, self -weight, imposed loads for buildings. CEN, Brussels, Belgium

[7] Feldmann, M et al. (2009). Design of floor structures for human induced vibrations, Sedlacek, G., Heinemeyer, Ch., Butz. Chr., Italy

[8] International Standard Organization (ISO). (2007). International Standard ISO 10137- Bases for design of structures- Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Switzerland

[9] International Standard Organization (ISO). (2003). International Standard ISO 2631-2- Mechanical vibration and shock- Evaluation to human exposure to whole body vibration- Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz), Second edition, Switzerland

[10] Lim, K.Y.S., A Literature Survey of Design Methods for Floors Subjected to Occupant-Induced Vibrations, Study Report No. 31, BRANZ The Resource Centre for Building Excellence, Judgeford, New Zealand

[11] Murray, T.M., Allen, D.E., Ungar, E.E. (2003). Floor Vibrations Due to Human Activity- Steel Design Guide Series 11, Second Printing, AISC American Institute of Steel Construction

[12] National Annex. (2008). UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures- Part 2: Traffic loads on bridges, Incorporating Corrigendum No. 1, BSi, London, UK

[13] National Annex. (2012). Evrokod- Osnove projektovanja konstrukcija- Nacionalni prilog, Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, Srbija

[14] Smith, A.L., Hicks, S.J. and Devine, P.J. (2009). Design of Floors for Vibrations: A New Approach, Revised Edition, The Steel Construction Institute, SCI Publication P354, Berkshire, UK

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 8

Zoran MILUTINOVIC[1], Radmila SALIC[2], Goce BOGDANOVSKI[3]

SEISMIC MEASUREMENTS AND ANALYSIS OF THE VIBRATIONS INTENSITY CAUSED BY BLASTING IN MINEFIELD "GOVRLEVO"

SUMMARY

The study presents measurement of seismic impacts induced by blast (an explosion) in a minefield located within the concession borders of the limestone mine "Govrlevo"; processing, analysis and interpretation of the recordings, determination of vibration intensities and evaluation of, according to current international legislation and standards (due to absence of national), potentially harmful impacts on exposure (humans material property). National legislation inadequately covers the subject area, and being used by institutions and other subjects in the field, dictated that measurements and interpretation of this study are performed in accordance with DIN 4150-3: 1993 and BS 6472-2: 2006 standards, and WAC 296-52-67065, USBM: RI 8507 and OSMRE: CFR Part 816.67 (D) rules and recommendations.

Keywords: seismic measurements, vibrations, blast, Govrlevo

Зоран МИЛУТИНОВИЌ[1], Радмила ШАЛИЌ[2], Гоце БОГДАНОВСКИ[3]

СЕИЗМИЧКИ МЕРЕЊА И АНАЛИЗА НА ИНТЕНЗИТЕТОТ НА ВИБРАЦИИ ПРЕДИЗВИКАНИ СО МИНИРАЊЕ ВО РУДНИКОТ “ГОВРЛЕВО”

РЕЗИМЕ

Извршените истражувања опфаќаат инструментални мерења на сеизмички дејства предизвикани со експлозија во минско поле лоцирано во кругот на површинскиот коп на варовник "Говрлево"; обработка и анализа на добиените регистрации од сеизмичкото дејство, и определување на интензитетот на вибрации и оцена, согласно актуелната законска регулатива и стандарди, на нивните потенцијално штетни влијанија врз човековата изложеност и изложеноста на материјалните добра. Бидејќи националната регулатива несоодветно го покрива предметното подрачје, мерењата и нивната интерпретација е извршена согласно со *DIN 4150-3:1993* и *BS 6472-2:2006* стандардите, односно, правилниците и препораките *WAC 296-52-67065, USBM:RI 8507* и *OSMRE:CFR Part 816.67(D).*

Клучни зборови: сеизмички мерења, вибрации, експлозија, Говрлево

[1] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, zoran@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] BSc, AD USJE, Skopje, Republic of Macedonia, GoceB@usje.com.mk

1. ВОВЕД

Сеизмичките мерења во копот "Говрлево", односно дефинирањето на интензитетот на вибрации и оцена на нивните потенцијално штетни влијанија врз човековата изложеност и изложеноста на материјалните добра е извршено согласно барањата кои произлегуваат од „Б“ интегрираната еколошка дозвола. На барање на: ТИТАН, Цементарница „Усје“ А.Д.-Скопје, Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје (УКИМ-ИЗИИС, Скопје) изврши:

- инструментални сеизмички мерења на сеизмички дејства предизвикани со експлозија во минско поле лоцирано во кругот на површинскиот коп на варовник "Говрлево" (2.07.2014 г.);
- обработка и анализа на добиените регистрации од сеизмичкото дејство; и,
- определување на интензитетот на вибрации и оцена, согласно актуелната законска регулатива и стандарди, на нивните потенцијално штетни влијаниа врз човековата изложеност и изложеноста на материјалните добра.

Бидејќи националната регулатива несоодветно го покрива предметното подрачје – квантификација и оцена на влијанието на вибрации предизвикани од експлозија врз човекот и материјалните добра, мерењата и нивната интерпретација е извршена согласно со *DIN 4150-3:1993* и *BS 6472-2:2006* стандардите, односно, правилниците и препораките *WAC 296-52-67065, USBM:RI 8507* и *OSMRE:CFR Part 816.67(D).*

2. КРИТЕРИУМИ ЗА ОЦЕНА НА ВЛИЈАНИЕТО НА ВИБРАЦИИТЕ ОД ЕКСПЛОЗИИ ВРЗ ЧОВЕКОТ И ГРАДЕЖНИТЕ ОБЈЕКТИ

2.1. Национална нормативна рамка

Минималните барања за заштита на вработените од ризиците по нивното здравје и безбедност, кои настануваат или за кои постои можност да настанат од изложеност на механички вибрации кои исклучиво се применуваат за активности каде вработените се изложени или постои можност да бидат изложени на ризици од механички вибрации за време на нивната работа се дефинирани со „Правилникот за безбедност и здравје при работа на вработените изложени на ризик од механички вибрации“ (Сл. весник на РМ бр. 26/2008), а врз основа на член 47 од Законот за безбедност и здравје при работа („Сл весник на РМ бр. 92/07).

Правилникот (Сл. весник на РМ бр. 26/2008) е фокусиран врз два специфични ризици по здравјето и безбедноста на вработените, односно:

- “вибрација дланка – рака”: механичка вибрација која кога се пренесува на човечкиот систем дланка – рака, предизвикува ризици по здравјето и безбедноста на вработените, а посебно васкуларни, коскени или зглобни, невролошки или мускулни нарушувања;
- “вибрации на целото тело”: механичка вибрација која кога се пренесува на целото тело, предизвикува ризици по здравјето и безбедноста на вработените, а посебно неподвижност на долниот дел на грбот и оштетување на рбетот.

Прилогот А на Правилникот (Сл. весник на РМ бр. 26/2008) во детали ја регулира проценатa на изложеност, постапката на мерење на вибрации и методолошките аспекти за процена на наведените ризици по здравјето и безбедноста на вработените. Усвоените критериумите за нивото на изложеноста и степенот на ризик Правилникот ги превзема од:

- *ISO 5349-1:2001* стандардот (поглавија 4 и 5 и Прилог А) за вибрации на дланка – рака; и,
- *ISO 2631–1:1997* стандардот (поглавија 5, 6 и 7, Прилози А и Б) Вибрации на цело – тело.

Изложеноста на експлозија, како и феномените поврзани со неа (вибрација и ударен бран) се моментални *(impact)* феномени кои траат максимум до неколку секунди.

Дискутираната актуелна национална регулатива од областа не е релевантна за оцена на нивото на изложеност и ризикот од вибрации и ударен бран предизвикани со експлозии земајќи во предвид дека:

- Правилникот (Сл. весник на РМ бр. 26/2008) кој ја регулира безбедноста и здравјето при работа контекстуално не одговара, и не може да се примени во областа на оцена на нивото на изложеност и ризик од вибрации и ударен бран предизвикан со експлозии;
- Карактерот, времетраењето (максимум неколку секунди) и фреквентниот состав на ефектите предизвикани со експлозија радикално одстапуваат од карактеристиките на вибрации и бучава на која вреботените се изложени во тек на 8 часовниот работниот ден; и,
- *ISO* и *BS* критерумите, дефинирани за друга област, не се адекватни за примена во областа на оцена на нивото на изложеност и ризикот од вибрации и ударен бран (воздушен надпритисок) предизвикан со експлозија.

Законот за животна средина (Сл. Весник на РМ бр. 53/2005, 81/2005 и 24/2007) базиран врз одредбите на 96/61 Директивата на ЕУ за интегрирано спречување и контрола на загадувањето, освен процесите поврзани со емисија на хемиските агенти, бучавата и вибрациите исто така ги третира како загадувачи, но со ниеден подзаконски акт не пропишува методологија за нивна анализа и гранични вредности.

2.2. Меѓународна нормативна рамка

За да се создадат услови за релевантна квалитативна и квантитативна интерпретација на измерените вибрации и нивното влијание врз човекот и објектите, извршена е обемна анализа и синтеза на меѓународните стандарди *(ISO)* и релевантни национални правилници и упатства кои ја регулираат предметната област и дефинираат квантитативни критериуми за оцена на:

- оштетување на објекти; и,
- човечка осетливост и перцепција

на разни видови долготрајни и краткотрајни вибрации и вибрации предизвикани од експлозија.

Независно од типот, карактерот и времетраењето на вибрациите (доготрајни /вибрации од активности на градилишта/, краткотрајни /поминување на шински возила и сл./, моментални /експлозија/), квантитативните критериуми на стандардите се базирани на:

- максималните *(ppD, ppV),* односно средните квадратни *(rmsD, rmsV)* вредности на поместување (*D)* и брзина *(V),* респективно; и,
- амплитудни фреквентни спектри на брзината на вибрирање на почвените честички.

Наведените физички големини се идентификувани, усвоени и квантитативно изразени, како параметри кои имаат екслузивна контрола врз процесите на оштетување на објекти и човечката осетливост и перцепција на вибрации.

2.2.1. Ризик на оштетување на објекти од вибрации

Со *DIN 4150-3:1999* и *BS 7385-2:1995* се опфатени и вибрациите од експлозии, меѓутоа, доминантен дел од емпириската основа на утврдените критеруми се влијанија од краткотрајни вибрации врз потенцијалот на оштетување на објектите и човечката чуствителност и перцепција на истите.

Меродавни стандарди за оцена на влијанието на вибрации од експлозии се инкорпорирани во *WAC (Washington Administrative Code) 296-52-67065*, Глава *296-52: Safety standards for possession, handling, and use of explosives*, Дел: *67065*.

Основите на *WAC 296-52-67065* се истражувањата публиковани во извештаите *USBM: RI 8507 (U.S. Bureau of Mines, Извештај: RI 8507, "Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration from Surface Mine Blasting", 1980)* и *OSMRE (U.S. Office of Surface Mining and Reclamation Enforcement)* нормативите: *CFR (Code of Federal Regulations),* Дел *816.67(D), 1983*.

3. МЕРЕЊЕ И АНАЛИЗА НА СЕИЗМИЧКИ ДЕЈСТВА ПРЕДИЗВИКАНИ СО ЕКСПЛОЗИЈА ВО МИНСКО ПОЛЕ

Современата пракса за мерење на вибрации од експлозивни дејства предвидува мерење на *ppV* со сеизмометри, односно трансдјусери за мерење на брзина *('velocity transducers'* - сензори за

мерење на брзина на вибрации). Минималните барања кои треба да ги задоволи опремата за мерење на вибрации од експлозија *(BS 6472-2:2008)* се амплитуден опсег од 0.0001 *m/s* (0.1 *mm/s*) до 0.1 *m/s* (100 *mm/s*) во целиот фреквентен опсег од 4.5 – 250 *Hz*. Иако сеизмометрите се најчесто применувани инструменти бидејки директно го мерат потребниот параметар (брзина), *BS 6472-2:2008* дозволува и примена на други видови на инструменти (акцелерометри) под услов да со обработката на податоците од мерењата се добиваат брзини со стабилни и поуздани карактеристики во потребниот фреквентен опсег.

Предпочитана техника на мерење е таа со која се добиваат поуздани нефилтрирани (сурови, "*raw*") временски истории на забрзување за оцена на човечка изложеност, односно брзина и забрзување за оцена на изложеност на објекти, од кои по аналитички пат се добиваат потребните физички големина *(ISO 2631-2:1989* дел *3.5).*

Должина (времетраење) на мерењето на вибрациите, динамичкиот опсег на инструментот и фреквенцијата (или брзина) на мострирање (*sampling frequency* – број на очитувања во единица време) треба да обезбедат задоволителна статистичка прецизност и да обезбедат да мострата (временската историја на потребниот параметар) е „типична" за видот на изложеност (на човекот или објектите) за кој оцената се врши *(ISO 2631-1:1997(E)* делови *5.4 и 5.5)*.

3.1. Геотехничка средина на површинскиот коп

Минирањето на варовникот во ПК „Говрлево" е извршен во три литофизички средини со следните интервални сеизмички брзини (Мираковски и Алексовски, 2003), Табела 1:

Варовничка средина	**Густина *ρv (kNs/m⁴)***	**Сеизмички брзини**	
		Vp (m/s)	***Vs (m/s)***
Mp	20.0 - 22.0	750 - 1 350	750 - 1 350
Mi	22.0 -24.0	1 350 - 2 400	1 350 - 2 400
Mr	24.0 - 26.5	2 950 - 4 150	2 950 - 4 150

Извор: Мираковски & Алексовски (2003)

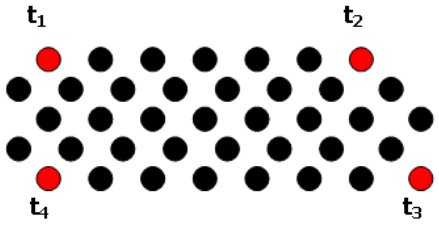
Табела 1. Литофизички средини на ПК „Говрлево"

3.2. Основни параметри на минското поле и минирањето

Основни параметри на минското поле:

- Број на бушотини: 39
- Број на редови: 5
- Полнења по бушотина *Qm (kg):* 73
- Вкупно полнење *Q (kg):* 2,850

Начин на активирање: НОН-ЕЛ систем со милисекундно закаснување 36 пар. (17, 25, 42 милисекунди).



Слика 1.
Диспозицијата на минското поле

3.3. Диспозиција на мерни точки, мерење и регистрирање на сеизмички вибрации

Диспозицијата на сеизмичките мерни точки (СМТ) и диспозицијата на геофизичкиот профил ПТ-КТ (плитка рефракција) е прикажана на Слика 2.

3.4. Обработка и анализа на регистрациите

Обработката на регистрираните временски истории на брзината на вибрирање на почвените честички е извршена соглгласно *DIN 44150-3:1990-2*, Прилог Д.2:

- Определена е максималната (пик) брзина *[ppV = maxVr]* на регистрираната временска историја на брзината *[vr(t)]* и времето во кој истиот се појавува *[TmaxVr];*

- Дефиниран е и екстрахиран сегмент од сигналот со должина *To* во кој се содржани вибрациите од експлозијата *[ve(t)]*. Сигналот *[ve(t)]* е симетрично центриран околу времето на пикот *[TmaxVr-To/2, TmaxVr+To/2];*
- Екстахираниот сигнал е помножен со временски поместен *Hanning* прозорец со должина *To*, центриран околу времето на пикот *TmaxVr:*

$$h_w(t) = \begin{cases} \dfrac{\left(1 - \cos\left[\dfrac{2\pi(t - to)}{To}\right)\right]}{2} & \text{за } to \le To \le To + to \\ 0 & \text{за } t < to \text{ и } t > To + to \end{cases}$$

- Пресметани се амплитудни спектри на брзина во фреквентниот опсег карактеристичен за видот на изложеност за кој оцената се врши (човекова перцепција и реакција, односно ризик од оштетување на објекти);

Вибрациите од минирање во ПК „Говрлево“ се мерени со:

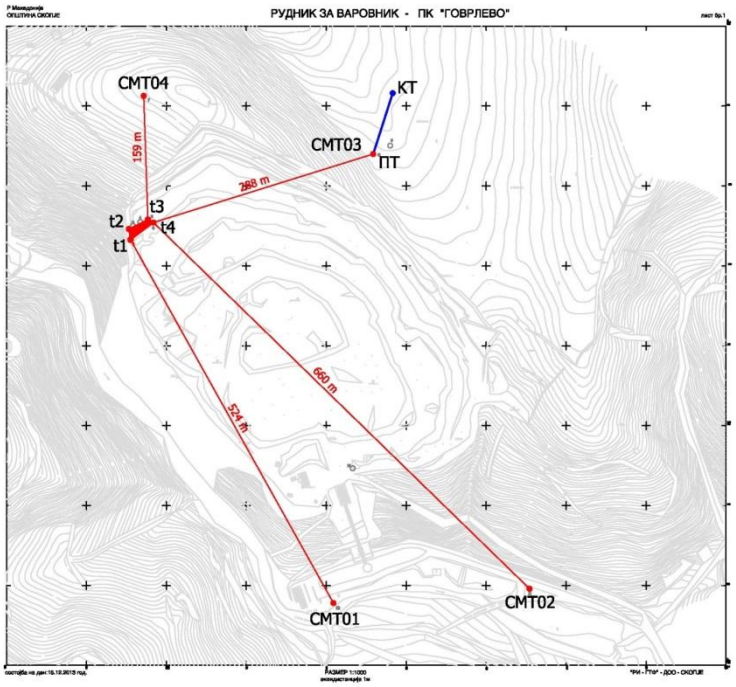
- еден сет од 4 ултрамобилни триаксиални *TROMINO*^{TM} сеизмометри,

- еден едноаксиален *SS-1 Ranger* сеизмометер, и

- еден сет од 4 *Guralp CMG-5DT* акцелерометри.

Геофизичките мерења, тип површинска рефракција, извршени се со 16 канален дигитален сеизмограф *SoilSpy Rosina*^{TM}.

Користената опрема ги исполнува *BS 6472-2:2008* критериумите.



Слика 2. Диспозиција на сеизмичките мерни точки (СМТ) и геофизичкиот профил во однос на минското поле

- *ve(t)* сигналот (брзини) е интегриран за да се добие сигнал на поместување *de(t)* и определени се максималните (пик) поместувања *[ppD = maxDe]* на определената временска историја на поместување;
- Пондерирање на амплитудните спектри не е извршено со оглед дека не е предвидено со барањата на стандардите за оцена на ризикот на оштетување на објекти изложени на дејство на транзиентни вибрации и вибрации предизвикани од експлозија.

За обработката на регистрираните временски истории на брзина (или забрзување) користен е *Matlab* софтверски пакет развиен во ИЗИИС-Скопје (Извештај ИЗИИС 2014-42).

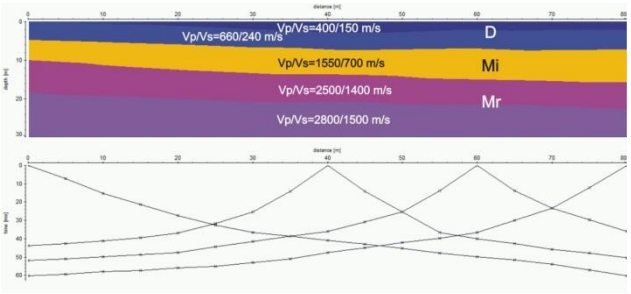
4. РЕЗУЛТАТИ

4.1. Сеизмогеолошки одлики на мерното место СМТ03

Геофизичките истражувања, вид плитка сеизмичка рефракција, се изведени вдолж сеизмички рефракциски профил со должина од 80 метри во правец површински коп „Говрлево“ – објекти на с.Долно Соње. Геофизичките истражувања се извршени со цел да се согледаат карактеристиките на потенцијалната амплитудно-фрквентна модификација и потенцијалот за

амплификација на сеизмичките вибрации од минирањето во зависност од локалните сеизмогеолошки карактеристики на теренот.

Литофизичко и литостратиграфско расчленување на склопот на теренот вдолж истражниот профил е прикажано на Слика 3. Добиените резултати добро се вклопуваат во резултатите на истражувањата извршени во 2002, односно 2003 година (извештаи ИЗИИС 2002-19 и ИЗИИС 2002-24), Табела 2.

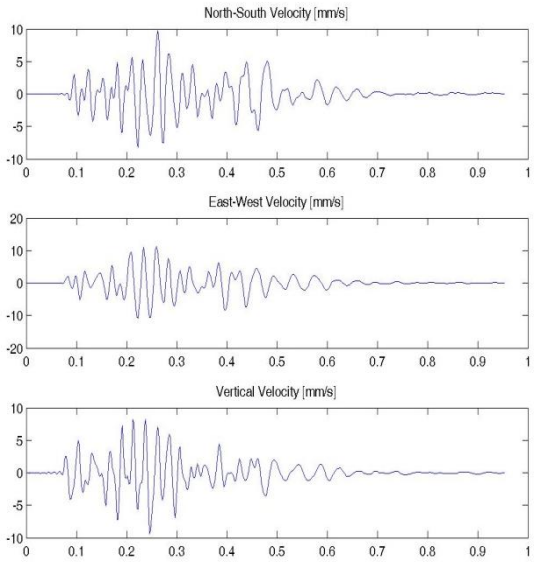


Слика3. Литостратиграфско/литофизички карактеристики на геофизичкиот истражен профил

Литофизичка средина	Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ* (kN/m3)	H [m]	T [s]
D - квартерен покривач со примеси од матична здробена стена во основата,	400-660	150-240	17.0	4-8	0.07 - 0.08
Mi - испукан варовник	1,550-2,000	700 -1,000	20.0 - 22.0	4 - 15	0.12-0.17
Mr - релативно компактни варовници	2,500-2,800	1,400 -1,500	24.0 - 26.5	15+	~ 0.2

H – Длабочина
** - Вредностите се преземени од извештајот ИЗИИС 2002-19*

Табела 2. Сеизмогеолошки и стратиграфски карактеристики на геофизичкиот истражен профил



Слика 4. Мерно место CMT03: Временска историја на брзини *[ve(t)]*

Сеизмогеолошките карактеристики на другите сеизмички мерни места не се определувани, подразбирајќи дека истите се лоцирани на површинска стенска маса, како и дека се во границите на концесионото подрачје на копот „Говрлево“.

За мерните места CMT02 и CMT03, и двете лоцирани на тенок квартарен дилувијум, топографски лоцирани во транзитната зона помеѓу стенскиот масив кој се експлоатира и долина, има индиции за развој на секундарен сеизмички бран (Слика 4) поради:

- комплексната геометрија на геолошкиот склоп; и,
- присуство на релативно тенок квартер.

Поради близината на мерното место до брдскиот масив, секундарниот бран не можеше целосно да се развие така да неговите амплитуди се помали од амплитудите на примарниот бран. Меѓутоа на поголеми оддалеченост од брдскиот масив и во услови на подебел квартер, истите можат да се амплифицираат и да ги надминат амплитудите на примарниот бран.

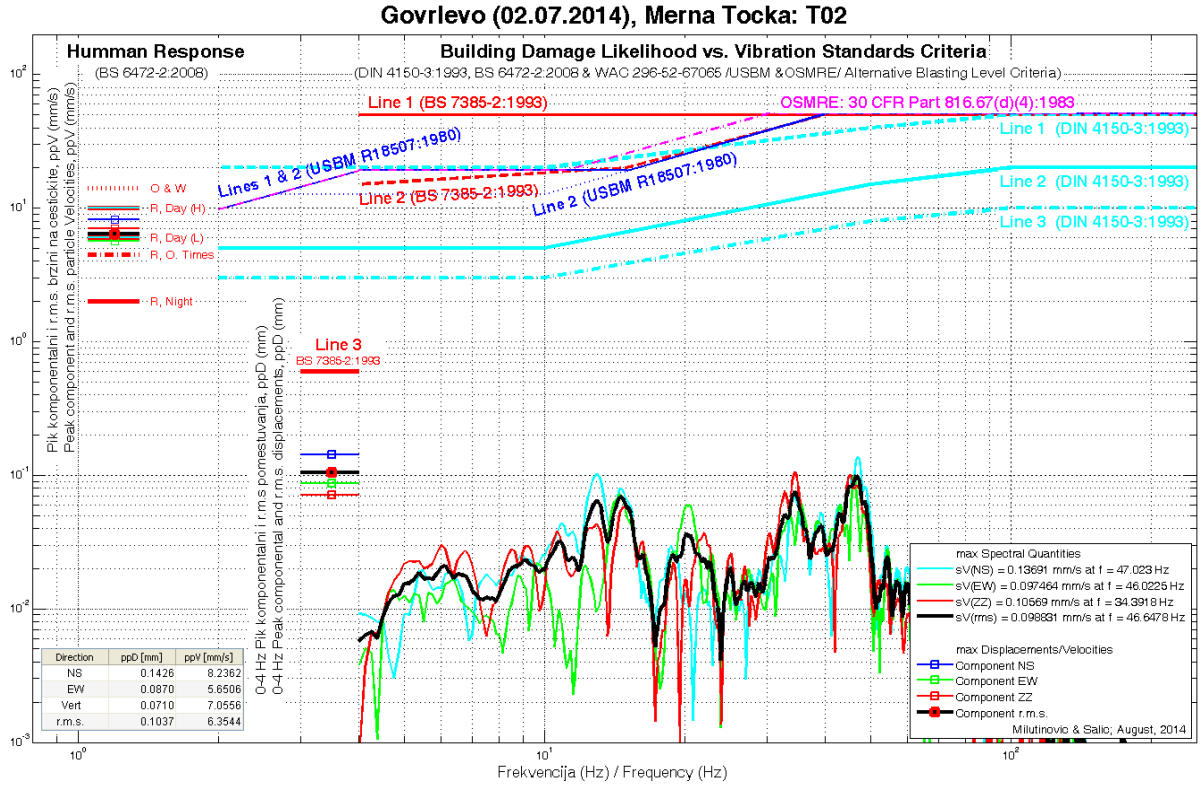
За да до крај се разјасни овој ефект, при следните минирања, посебно доколку се планира минирање со вкупна тежина на експлозив поголема од 2,850 *kg*, бар едно мерно место треба да се постави на мин 500-800 *m* од мерното место CMT03 во насока кон с.Долно Соње. За истото, потребно е да се дефинират сеизмогеолошките и стратиграфските карактеристики со плитки рефракциони геофизички истражни работи.

4.2. Ризик од оштетувања на објекти и човечки дискомфорт

Нивото на ризикот од појава на козметички оштетувања на објекти и настанување на човечки дискомфорт кој би предизвикал поплаки на популацијата која го осетила минирањето, измерените *(BS 6472-2:2008, ISO 2631-1:1997)* и аналитички *процесираните (DIN 44150 3:1990-2)* временски истории на брзината се компарирани со граничните вредности пропишани со

стандардите *DIN 4150-3:1999, BS 7385-2:1995* и *OSMRE CFR Part 816.67(D)* и упатството *USBM:RI 8507 (WAC 296-52-67065).*

Изработени се и детално презентирани (извештај ИЗИИС 2014-39) компаративни сумарни графикони и синтеза на исполнетоста/неисполнетоста на критериумите за четирите мерни места (CMT01, CMT02, CMT03 и CMT04).



Слика. 5. CMT02-Типичен компаративен фреквентен графикон, мерно место CMT02

Типичен компаративен графикон, за CMT02 е прикажан на Слика 5. Истиот укажува да, не само што се исполнети условите на релевантните стандарди и препораки на *BS 7385-2:1995* и *OSMRE CFR Part 816.67(D)* и упатството *USBM:RI 8507 (WAC 296-52-67065)* [нормативи релевантни за вибрации од експлозии], туку и на *DIN 4150-3:1999* стандардот којшто е стандард кој најчесто се употребува во ЕУ просторот, меѓутоа и најконзервативен со оглед дека е базиран врз емпириски податоци од 'транзиент' вибрации.

5. ЗАКЛУЧОЦИ И ПРЕПОРАКИ

5.1. Заклучоци

Врз основа на темелните истражувања кои произлегоа од предметните анализи и истражувањата во доменот на законската регулатива, произлегоа следниве заклучоци:

1. Националната регулатива на Република Македонија несоодветно го покрива предметното подрачје – квантификација и оцена на влијанието на вибрации предизвикани од експлозија врз човекот и материјалните добра.
2. Мерењата, анализата на податоци и интерпретација на добиените резултатите е извршена според следните важечки мегународни стандарди и нормативи: *DIN 4150 3:1993, BS 6472-2:2006 , BS 5228-2:2009* и *BS 7385-2:1993* стандарди, односно, правилници и нормативи *WAC 296-52-6706, USBM:RI 8507* и *OSMRE:CFR Part 816.67(D).*

3. Врз основа на резултатите од мерењата и анализата на нивото на вибрации емитирани од минирање во копот „Говрлево“ извршено на 2.07.2014 година со полнење од 2,850 *kg*, (Табела 3) заклучено е:

   - Интензитетот на вибрациите емитирани од минирањето, на сите мерни места (CMT01, CMT02, CMT03 и CMT04), е значително под граничните вредности кои можат да предизвикаат козметички оштетувања на објектите; *cf: DIN 4150 3:1993, BS 7385-2:1993, WAC 296-52-67065, USBM:RI 8507* и *OSMRE:CFR Part 816.67(D).*
   - Интензитетот на вибрациите емитирани од минирањето на сите мерни места (CMT01, CMT02, CMT03 и CMT04) се под нивото на перцепција кое може да предизвика поплаки на корисниците на административни и индустриски објекти; *cf: BS6472-2:2008, BS 5228-2:2009, J&S 02-039.*
   - Интензитетот на вибрации измерен на мерните места CMT03 и CMT04 е поголем од граничните вредности кои можат да предизвикаат човечки дискомфорт – ниво поплаки на корисниците на станбени објекти. Неисполнувањето на овој критериум треба да се занемари со оглед дека во концесионите граници на копот „Говрлево“ нема станбени објекти; *cf: BS 6472-2:2008, BS 5228-2:2009, J&S 02-039.*
   - Ударниот бран како и пратечки звучни ефекти не се почуствувани и треба да се третираат како нетипични за експлозивни полнења до 2,850 kg.

Измерени параметри/критериуми за ризик од оштетување на објекти и човечки дискомфорт	**Сеизмичко мерно место**			
	CMT01	**CMT02**	**CMT03**	**CMT04**
А. Измерени големини				
Растојание до минското поле [m]	**523.64**	**659.65**	**288.03**	**158.99**
$_{max}$ppD $_{[NS, EW, ZZ, rms]}$ (1-4 Hz) [mm]	**0.0098**	**0.1426**	**0.0151**	**0.0148**
$_{max}$ppV $_{[NS, EW, ZZ, rms]}$	**1.9609**	**8.2362**	**11.3355**	**11.8333**
Б. Ризик од настанување козметички оштетувања				
OSMRE CFR part 816.67(D),1983 **ppV = 25.4 [mm/s]** за растојаниа: 91.5 – 1,525 m	√	√	√	√
BS 7585-2:1993 (BS 5228-2:2009) **Линија 3: $_{max}$ppD (1-4 Hz) = 0.6 [mm]**	√	√	√	√
1-100 (250) Hz ppV амплитудни спектри				
USBM:RI 8507: RI 8507, 1980; **Линија 1 и Линија 2**	√	√	√	√
OSMRE CFR part 816.67(D),1983	√	√	√	√
BS 7385-2:1993 (ISO 4866:1990); **Линија 1 и Линија 2**	√	√	√	√
DIN 4150-3:1999; **Линија 1, Линија 2 и Линија 3**	√	√	√	√
В. Ризик од човечки дискомфорт				
BS 6472-2:2008, *Администрација, работилници, индустрија;* **Било кое време: ppV = 14.0 [mm/s]**	√	√	√	√
BS 6472-2:2008,*Становање*; **Ден: ppV = 6-10 [mm/s]** [3]	√	√	**Не**	**Не**
BS 5228-2:2009, *Осетливост на вибрации*	**Ниво 4**	**Ниво 4**	**Ниво 4**	**Ниво 4**

√ *- задоволува**, Не** – НЕ задоволува*

Табела 3. Ризик од оштетување на објекти и човечки дискомфорт (Говрлево, 02.07.2014)

4. Измерените и интерпретираните ефектите на вибрациите од минирањето во границите на концесионото подрачје се значително под граничните (дозволени) вредности и другите индикатори пропишани со користените стандарди.

5. Минирањето извршено на 02.07.2014 12h35 со полнење од 2,850 kg, во кругот на концесионото подрачје на копот „Говрлево“, не предизвикало вибрации и/или пратечки

[3] Според Minerals Planning Guidance Note MPG 9 и циркуларот на Шкотската Влада бр. 26/1992, измерените ppV вредности треба да се во рамките на статистички добиените гранични вредности, но не треба да ја надминат вредноста од 12 mm/s. Согласно, нивото на ризикот од човечки дискомфорт кој може да доведе до порлаки на населението оценет со НЕ (неприфатлив) би се редуцирал на прифатливо (√) ниво.

ефекти кои би имале било какво влијание врз животната средина, објекти и човеков дискомфорт (Табела 3).

6. Во границите на концесионото подрачје на ПК „Говрлево“ вибрациите од производни минирања со експлозивни полнења до 2,850 кг., активирани со НОН-ЕЛ системот со милисекундно закаснување, на растојаниа од 150+ метри не представуваат ризик за оштетување на објектите и предизвикување на човечки дискомфорт.

5.2. Препораки

5.2.1.Конкретни

1. Мерењата извршени на мерните места СМТ02 и СМТ03, и двете лоцирани на тенок квартарен дилувијум, сместени топографски во транзитната зона помеѓу стенскиот масив кој се експлоатира и долина, укажуваат на потенцијал за развој на секундарен сеизмички бран (Слика 4).

2. Измерените амплитуди на секундарниот се помали од амплитудите на примарниот бран бидејќи истиот не можеше да се развие со оглед дека и двете мерни мерните места се лоцирани во контакт зоната помеѓу брдскиот масив и долините. На поголеми оддалеченост од брдскиот масив и во услови на подебел квартер и под дејство на минирања со поголеми полнења, истите можат да се амплифицираат и да ги надминат амплитудите на примарниот бран.

3. За да до крај се разјасни овој ефект, при следните минирања, посебно доколку се планираат минирање со полнења поголеми од 2,850 kg, бар едно мерно место треба да се постави на мин 500-800 m од мерното место СМТ03 во насока кон с.Долно Соње. За истото, потребно е да се дефинират сеизмогеолошките и литостратиграфските карактеристики со плитки рефракциони геофизички истражни работи.

5.2.2.Стратегиски

1. Актуелната национална регулатива исклучиво ја третира областа на изложеноста, како и минималните барања за заштита на вработените од ризиците по нивното здравје и безбедност кои настануваат, или за кои постои можност да настанат, од изложеност на механички вибрации емитирани во тек на активностите во кои вработените се изложени или постои можност да бидат изложени на ризици од механички вибрации.

2. Истите се дефинирани со „Правилникот за безбедност и здравје при работа на вработените изложени на ризик од механички вибрации“ (Сл. весник на РМ бр. 26/2008), изготвен како подзаконски акт на „Законот за безбедност и здравје при работа “(член 47, Сл. весник на РМ бр. 92/07). Правилникот е исклучиво фокусиран на два специфични ризици по здравјето и безбедноста на вработените: (1) “вибрација дланка – рака”, и (2) “вибрации на целото тело”.

3. Националната регулатива, базирана врз *ISO 2631* фамилијата на стандарди, *ISO 5349* и *ISO 8041* стандардите не е релевантна за оцена на нивото на изложеност и ризикот од доготрајни (вибрации од активности на градилишта), краткотрајни (поминување на шински возила и сл.), моментални (експлозија и ударен бран) вибрации.

4. Согласно наведеното, досега извршените студии од областа на оцена на нивото на изложеност и ризик од вибрации и воздушен удар предизвикан со експлозивни дејства, кои реферираат дека се извршени согласно препораките и критериумите *на ISO 2631, ISO 5349* и *ISO 8041* стандарди треба да се третираат као контекстуално неадекватни, а презентираните утврдени оценки на ризикот како нерелевантни.

5. Предходниот заклучок важи и за сите други видови на истражувања кои не се засновани врз релевантните стандарди од областа со оглед дека се базирани врз параметри некорелирани со статистички квантифицираните и меѓународно прифатените критериуми на ризикот (гранични вредности на брзина и поместување и спектрален фреквентен состав при определени степени на оштетување на објекти, односно, човечка осетливост и перцепција).

6. Стопанските субјекти, односно операторите на инсталации кои вршат активности од Прилогот 1 од Уредбата за определување на активностите на инсталациите за кои се издава интегрирана еколошка дозвола, а чии активности се поврзани со емисија на доготрајни, краткотрајни и тренутни вибрации, во соработка со, и под закрилба на, надлежните министерства и струковите здруженија, би требало да покренат координирана иницијатива за оформување на национална нормативна рамка и соодветни подзаконски акти за мерење на доготрајни, краткотрајни и моментални вибрации, анализа, квантификација и интерпретација на потенцијалните ефекти, и дефиниција на ризикот врз животната средина, објекти и човеков дискомфорт. Истите треба да бидат базирани врз сеопфатна анализа и синтеза на постојните меѓународни стандарди и националните правилници од областа (на земјите каде оваа материја е нормативно регулирана), националното искуство и податоци од минирања (и други вибрации) достапни во Република Македонија.

НАПОМЕНА:

Презентираните вредности, интерпретации и заклучоци важат за услови кои биле во времето кога се вршени мерењата. Резултати комуницирани во овој труд се однесуваат само за мерените и испитуваните параметри и физички големини. Трудот подлегнува на мислења, толкувања и сугестии доколку истите се во согласност со препораките на *ISO 17025:2005* точка *5.10.5.*

ЛИТЕРАТУРА

[1] DIN 4150-3:1999-2 Structural vibration, Part3: Effects of vibration on structures. Deutsches Institut für Normunge V., Berlin

[2] Закон за животната средина. (Сл. Весник на РМ бр. 53/2005, 81/2005 и 24/2007)

[3] Закон за безбедност и здравје при работа. (Сл. Весник на РМ бр. 92/2007)

[4] IEC 61260:1995 Electroacoustics - Octave-band and fractional-octave band filters. International Organization for Standardization (ISO), Geneva

[5] Jones & Stokes. 2004. Transportation and construction-induced vibration guidance manual. June. (J&S 02-039.) Sacramento, CA. Prepared for California Department of Transportation, Noise, Vibration, and Hazardous Waste Management Office, Sacramento, CA

[6] Мираковски Г и Д. Алексовски (2002). Елаборат за сеизмичкото влијание на минирањето во каменоломот "Говрлево" на локацијата на манастирот "Св. Трифун"- Скопје. Извештај ИЗИИС 2002-19, Април 2002

[7] Мираковски, Г. и Д. Алексовски (2003). Елаборат за Сеизмичко дејство на локацијата на Манастирот "св. Трипун" од пробно НОН-ЕЛ минирање во ПК "Говрлево" . Извештај ИЗИИС 2003-24, Јуни 2003

[8] Милутиновиќ, З. и Р. Шалиќ (2014). Сеизмички мерења и квантитативна анализа на интензитетот на вибрации предизвикани со минирање во површинскиот коп на варовник "Говрлево", Извештај ИЗИИС 2014-39

[9] Милутиновиќ, З. и Р. Шалиќ (2014). Компаративна анализа и синтеза на меѓународните стандарди и правилници за безбедност на објекти и нивните корисници од континуални, повремени и транзиентни вибрации на тлото (Работен наслов). Извештај ИЗИИС 2014-42 (во изработка)

[10] Правилник за техничките нормативи при ракување со експлозивни средства и минирање во рударството. (Сл. Лист на СФРЈ 26/1988)

[11] Правилник за безбедност и здравје при работа на вработените изложени на ризик од механички вибрации. (Сл. весник на РМ бр. 26/2008)

[12] Strelec, S., D. Smrečki I J. Jug (2012). Studija seizmičkih efekata miniranja na kamenolomu „ŠPICA" u LJUBEŠČICI (prilikom proizvodnog miniranja 18.06.2012.). Sveučilište u Zagrebu, Geotehnički fakultet, Srpanj 2012

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 9

Violeta MIRCEVSKA[1], Miroslav NASTEV[2]

EFFECTSOF DIRECTION OF THE SEISMIC EXCITATION AND THE CANYON SHAPE ON THE ARCH DAM – FLUID INTERACTION

SUMMARY

The direction of the seismic excitation and the topology of the terrain have considerable impact on the dam-fluid-reservoir interaction analysis. In this paper, a complex finite element – boundary element model (FEM-BEM) of an arch dam-reservoir system is computed using the hydrodynamic matrix of influence. The dam was subjected to three typical cases of the horizontal seismic action: stream-wise, cross-stream and at an angle of 45 degrees with respect to the dam axis, accompanied with a vertical component scaled at 75% of the horizontal ground motion. The results show that highest hydrodynamic pressures occur for seismic excitation in the stream-wise direction, which can be additionally amplified by the terrain irregularities.

Keywords: FSI, hydrodynamic pressures, arch dam, canyon shape

Виолета МИРЧЕВСКА[1], Мирослав НАСТЕВ[2]

ЕФЕКТ НА ПРАВЕЦ НА СЕИЗМИЧКО ДЕЈСТВО И ТОПОЛОГИЈА НА ТЕРЕН ВРЗ ИНТЕРАКЦИЈАТА БРАНА-ФЛУИД

РЕЗИМЕ

Правецот не сеизмичкото дејство и топологијата на теренот имаат значајно влијание врз интеракцијата брана-флуид. Во овој труд се третира комплексен систем брана-терен со користење на (FEM-BEM) нумерички модел. Анализата се базира на примена на методот на матрица на хидродинамичко влијание. Браната е побудена со сеизмички дејства по течението на реката, нормално на течението и под агол од 45 степени во однос на оската на браната. Вертикалната компонента од сеизмичкото дејство е скалирана на 75% од интензитетот на хоризонталната компонента. Резултатите покажуваат најсилни хидродинамички ефекти за сеизмички дејства по течение на реката кои значајно се модифицираат и амплифицираат во услови на нерегуларен терен на кањонот.

Клучни зборови: FSI, хидродинамичка сила, лачна брана, топологија на терен

[1] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, R.Macedonia, violeta@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Research Scientist, Natural Resources Canada, Geological Survey of Canada, Quebec City, G1K9A9, Canada, mnastev@nrcan.gc.ca

1. INTRODUCTION

Various time domain direct-coupling algorithms (Yu et al. [2001], Czygan and von Estroff [2002]) and iterative-coupling algorithms (Mansur [1983], Lin et al. [1996], Feng and Owen [1996], Kamiya et al. [1996], von Estorff and Hagen [2006], Soares et al. [2005]) integrate the advantages of both BEM and FEM techniques to simulate fluid-structure interaction effects. Both types of algorithms, however, show certain difficulties especially when solving more complex coupled BEM-FEM models. The direct-coupling techniques are affected by instability of the solution, whereas the iterative-coupling methods usually involve time consuming iterations and often exhibit instability due to lack of equilibrium at the interface. To rapidly attain a stable solution, especially in cases of combined vibration of a complex dam - irregular reservoir system, an efficient method was developed applying a FEM–BEM fluid–structure interaction solution based on independent analysis of the two physically different domains. It is based on the determination of the matrix of hydrodynamic influence (HDI) enabling the definition of the vector of hydrodynamic forces (HDF) (ADAD–IZIIS [2008]). The interaction effect at the dam-fluid interface is enforced by adding the vector of hydrodynamic forces to the vector of inertial forces within the standard equation of dynamic motion of the FEM solid sub-domain. In this paper the method is applied to quantify the effects of the direction of the seismic excitation and terrain irregularities on the arch dam – fluid interaction.

2. NUMERICAL METHOD UNDERLYING THE ANALYSES

Various time domain direct-coupling algorithms (Yu et al. [2001], Czygan and von Estroff [2002]) and iterative-coupling algorithms (Mansur [1983], Lin et al. [1996], Feng and Owen [1996], Kamiya et al. [1996], von Estorff and Hagen [2006], Soares et al. [2005]) integrate the advantages of both BEM and FEM techniques to simulate fluid-structure interaction effects. Both types of algorithms, however, show certain difficulties especially when solving more complex coupled BEM-FEM models. The direct-coupling techniques are affected by instability of the solution, whereas the iterative-coupling methods are based on time consuming iterations and often exhibit instability caused by equilibrium failure at the interface. To achieve stable and effective solution especially when taking into account the complex influence of the combined vibration of the dam and the irregular terrain, a genuine method is developed. Applied FEM–BEM fluid–structure interaction solution based on independent analysis of the two physically different domains. Defined is the matrix of hydrodynamic influence (HDI) that enables definition of the vector of hydrodynamic forces (HDF). (ADAD–IZIIS [2008]). The interaction effect at the dam-fluid interface is enforced by adding the vector of hydrodynamic forces to the vector of inertial forces within the standard equation of dynamic motion of the FEM solid sub-domain, Eqn. 1. The incremental form of the general differential equation of motion of the system subjected to a dynamic action including effects of arch dam-fluid interaction is given as follows,

$$[M]\Delta\ddot{U}(t) + [C]\Delta\dot{U}(t) + [K]\Delta U(t) = -[M][R]\Delta a_g(t) + \Delta HDF\ (t) \qquad (1)$$

3. NUMERICAL MODEL FOR ANALYSES

The considered double-curved arch dam is 405 m long and 130 m high, and is composed of 27 monolith blocks. The thickness of the crown cantilever is 26 m at the base and decreases gradually to 7.6 m at the crest. The material properties considered in the analyses were: Young's modulus E=31.5GPa, mass density of concrete ρ=2450 kg/m3, Poisson's ratio ν=0.2, mass density of water ρ=1000 kg/m^3, and acoustic wave velocity in water c=1440 m/s. The water depth vs. dam height ratio is 0.77. In the simulations, the material behavior is in the linear domain and the rock foundation was assumed as perfectly rigid. The dam-fluid-reservoir system was subjected to the well-known El Centro record of the 1940 Imperial Valley earthquake, measured at rock outcrop. Observational nodes at the centroids of the boundary elements (C1, D1, E, F and G) provide insight into the hydrodynamic effects exerted over the interface, whereas the dynamic response of the dam is displayed at the finite element nodes (A, B, C, and D), Fig. 1.

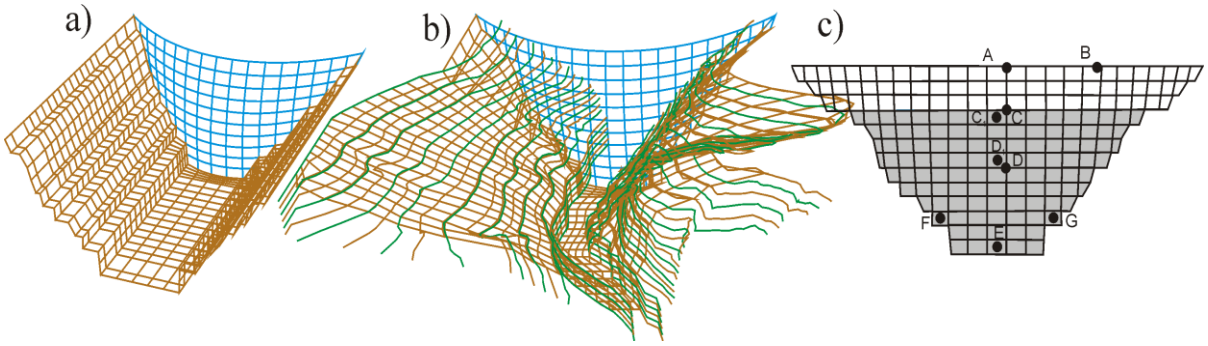


Figure 1. BEM discretization of the fluid-dam-foundation rock system for a) regular terrain, and b) complex terrain c) Location of the observational nodes

3.1. Seismic excitation in the stream-wise direction

Time histories of relative displacement, velocity and acceleration for node B (dam crest), where the highest dynamic response occurs, are given in Fig. 2. The response acceleration is undoubtedly the most relevant dam response parameter for quantifying the interaction effects. Namely, the dam and the fluid are dynamically interacting during the seismic action in a way that the dam acceleration exerted along the normal at the any point generates the energy of compressive or dilatational waves, which in return modify the dam acceleration response. In order to depict the influence of terrain irregularities on evaluation of the dynamic response along the crown cantilever, time histories of relative accelerations are presented for nodes A, C and D ,Fig. 3.

As expected, it can be observed in Figs. 2 and 3 that, when comparing to results of the full and empty reservoirs, the dam response is strongly affected by the dam-fluid interaction. The ratio between the water depth and dam height of 0.77 is sufficiently high to contribute to the development of considerable hydrodynamic forces. What is more important, these figures emphasize the influence of the considered direction of excitation and the terrain irregularities. A simple quantitative comparison made by means of the ratio between the observed maximal responses reveals that due to the effect of reservoir irregularities, the maximal relative displacement, velocity and acceleration responses at the dam crest (node B) increase for 10%, 17% and 4%, respectively, Fig. 2. Likewise, the maximal relative acceleration responses increase for 4%, 4%, 14% and 49% with the increase of the depth of the water for nodes A, B, C and D, respectively, Fig. 3. In Fig. 4 are shown the developed hydrodynamic pressures at the centroids of the selected boundary elements (observational points C1, D1, E, F and G). The corresponding hydrostatic pressure HSP is also given. The influence of the reservoir irregularities is again quantified with the ratio between the maximal responses generated by reservoirs with complex and regular geometry respectively. Thus the response is increased from 17% at the water mirror (centroid C1) to 170% close to the right canyon wall (centroid G). The relatively narrow canyon and twisted terrain topology particularly in the lower right corner part of the reservoir contribute to correspondingly stronger hydrodynamic shaking effects at the bottom of the dam. At dam height of 25 m close to the right canyon wall (centroid G), the angle between the dam and the terrain is acute and contributes to more than a two-fold increase of the magnitude of the maximal hydrodynamic pressure. At the same height on the opposite side of the dam, close to the left canyon wall (centroid F), the terrain is considerably smoother, which is translated in moderate amplification of the maximal hydrodynamic pressure of 19% in case of complex reservoir.

For the regular reservoir, simultaneously occurring pressures of the same order of magnitude are generated at centroids F and G (Figs. 4d and 4e). In the case of complex reservoir, however, the hydrodynamic pressures at these centroids differ considerably in magnitude and in phase (Figs. 4d and 4e). This is a result of the increased influence of the complex terrain, which is more emphasized at locations where canyon walls are configured in a way that the normal of the boundary elements points toward the dam and the generated compressive or dilatational waves act directly on the dam-fluid interface. The positive hydrodynamic pressure caused by the action of the dilatational waves, move away from the interface and cancel the action of the hydrostatic pressure. In extreme case, the positive hydrodynamic pressure could become higher than the hydrostatic pressure, which may eventually

cause erosion of the dam wall (cavitation effect). In the presented analyses, positive hydrodynamic pressure higher than the hydrostatic pressure was observed in Fig. 4a, where the generated wavefiled by the irregular terrain gives cumulative effect of suction with small magnitude.

3.2. Seismic excitation in the cross-stream direction

Due to the cross-stream excitation, the dam exerts a buckling type of deformation with a deflection point somewhere along the central vertical axis of the dam. Therefore, in this zone are observed relatively low absolute accelerations, in particular, in the lower part of the dam. The geometric symmetry of the regular reservoir combined with the symmetric shape of the dam do not allow any significant hydrodynamic action to be exerted in the lower part of the dam, centroids D1 and E (Figs. 5b and 5c). In contrast, in the case of irregular reservoir, the analysis shows many-fold amplification of the hydrodynamic pressures in the lower part of the dam.

Furthermore, the maximal hydrodynamic pressures at centroids F and G for regular terrain are of the same order of magnitude but in the opposite phase (Figs. 5d and 5e). At the right abutment, centroid G, the maximal hydrodynamic pressure of 63 kN/m^2 is generated at 2.44 sec, whereas at the left abutment, centroid F, the maximal hydrodynamic pressure is -59 kN/m^2 also at 2.44 sec. These slightly asymmetrical hydrodynamic pressures are consequence of the horizontal rotation of the dam central axis for 3 degrees with respect to the stream-wise direction decided during the dam design phase. In the case of complex terrain, however, the hydrodynamic pressure is significantly amplified by the vibration of a considerably irregular right wall close to the centroid G with a maximal value of 154 kN/m^2 observed at 2.21 sec, (Fig. 5e), but for the centroid F, the maximal hydrodynamic pressure is -52 kN/m^2 and computed at 4.98 sec. (Fig. 5d). The common characteristic of both scenarios is that the pressure waves generated by the left canyon wall are followed by dilatation waves generated by the right wall and vice versa.

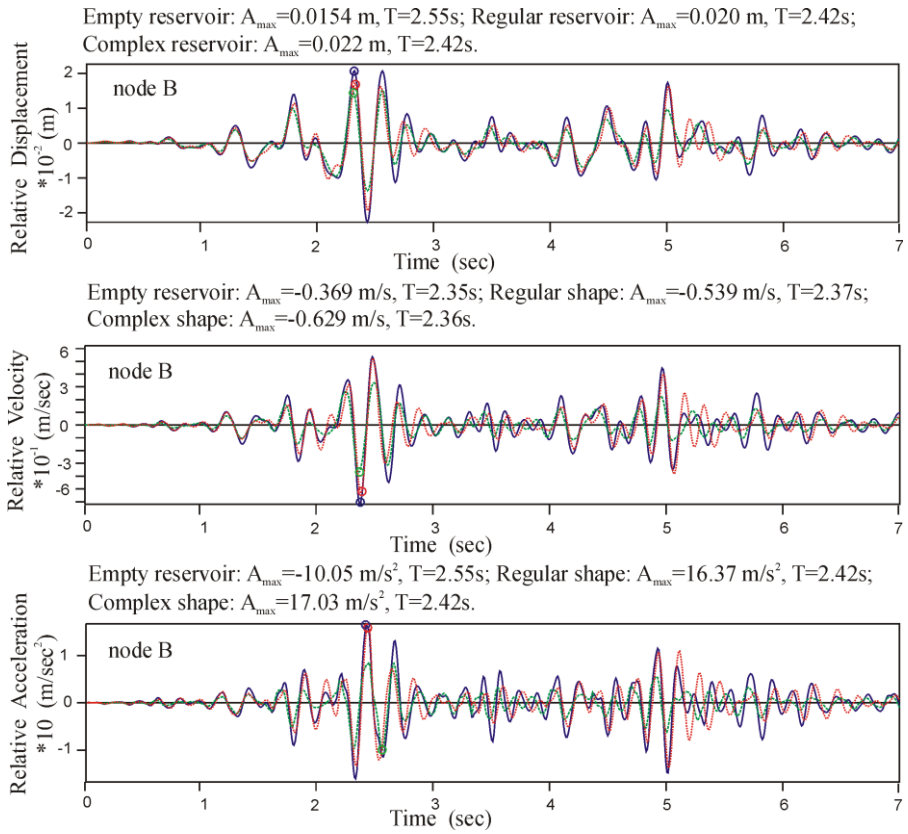


Figure 2. Dynamic response for seismic excitation in the stream-wise direction.

In Figure 2 the dashed line indicates response of empty reservoir, dotted line indicates response of reservoir with regular geometry, and solid line shows response of reservoir with complex geometry.

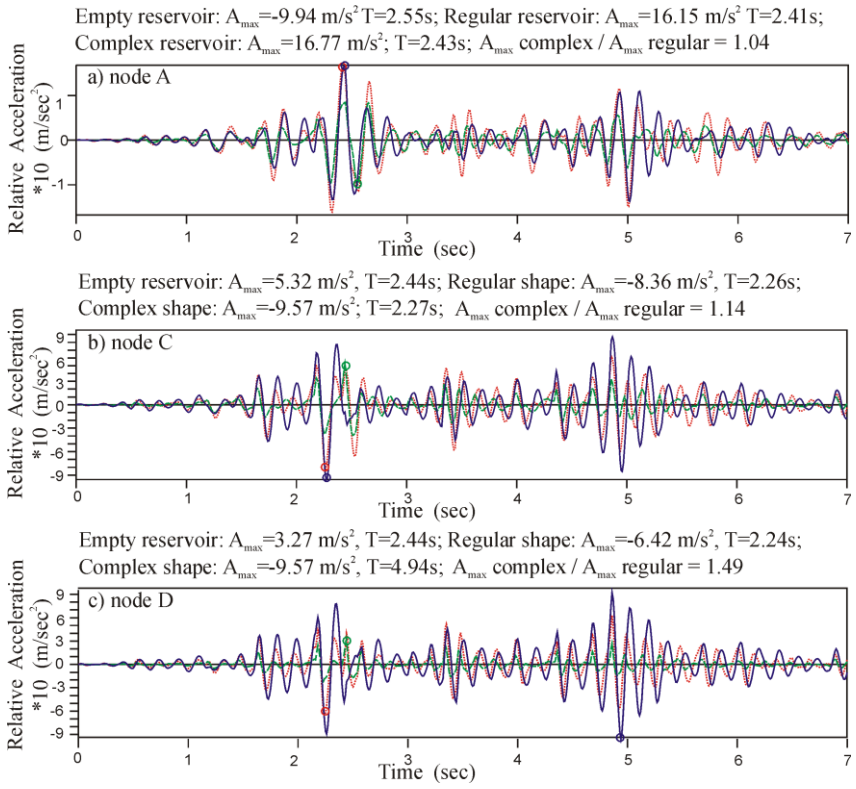
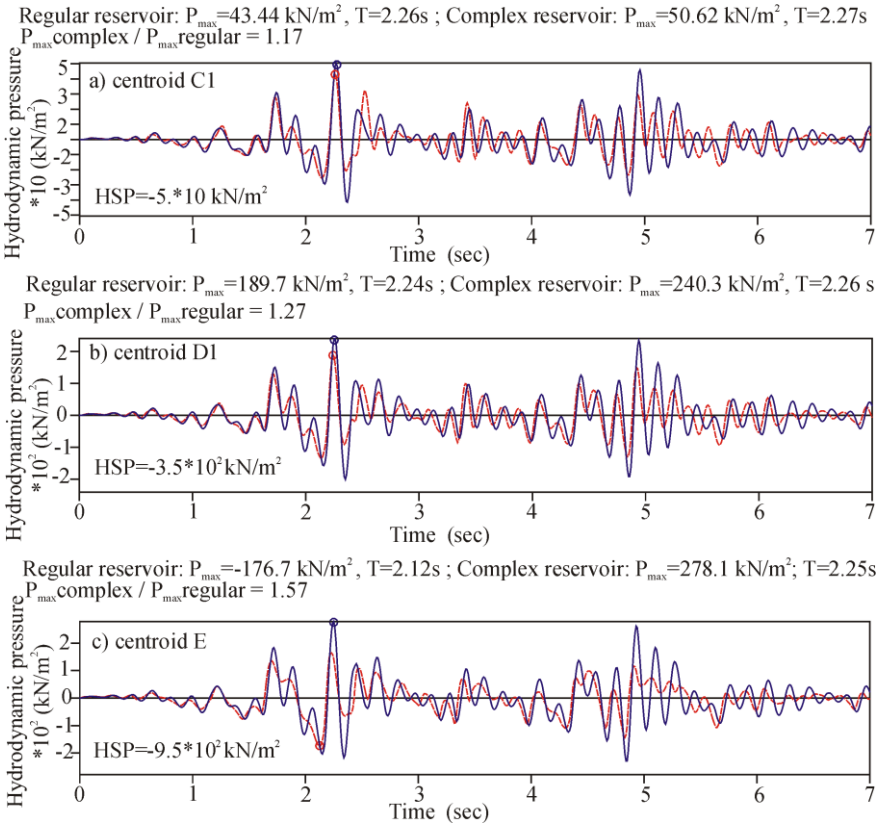


Figure 3. Relative acceleration response for seismic excitation in the stream-wise direction.

In Figure 3 the dashed line indicates response of empty reservoir, dotted line indicates response of full reservoir with regular geometry, and solid line shows response of full reservoir with complex geometry.



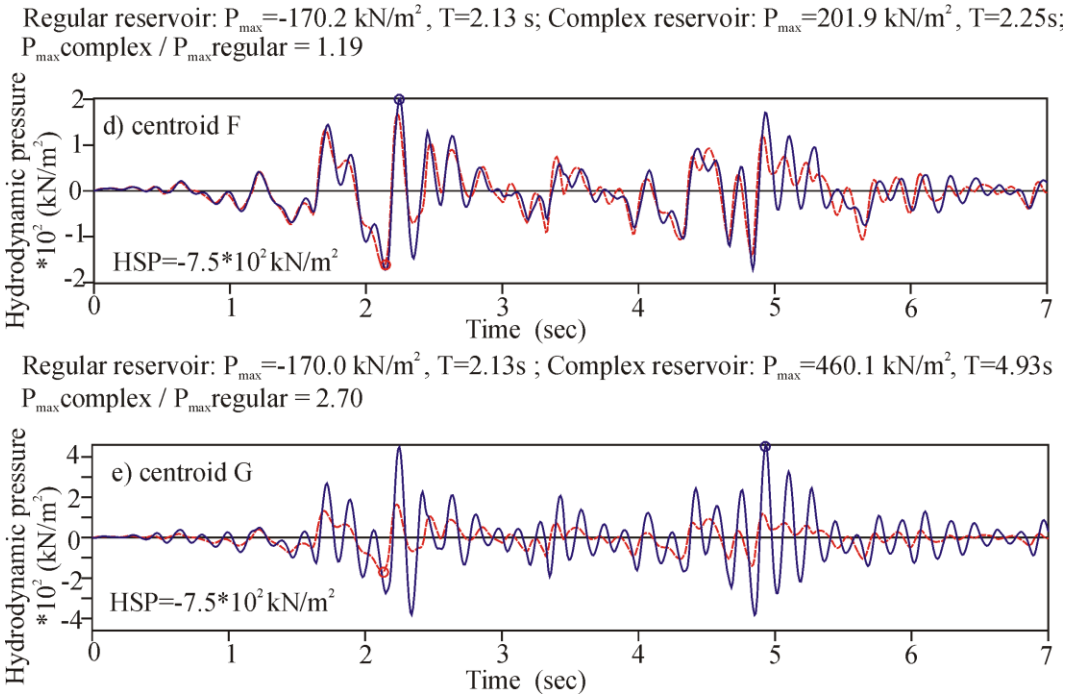


Figure 4. Hydrodynamic pressures under seismic excitation in the stream-wise direction.

In Figure 4 dashed line indicates response of reservoir with regular geometry, and solid line indicates response of reservoir with complex geometry. The value of the hydrostatic pressure HSP is given at the respective centroid.

2.3. Three-component seismic excitation

In the following example, the effects of the complex reservoir are considered under the same seismic action as in the previous cases, but set at 45 degrees with respect to the dam axis. In the simulations, the horizontal component was decomposed into one stream-wise and another cross-stream component. The obtained dynamic responses of the dam (relative displacement, velocity and acceleration; not presented graphically) are considerably lower from that obtained for stream-wise excitation.

For example, the maximal relative acceleration measured at node B in the stream-wise direction is 8.3 and 9.8 m/s^2 for the regular and complex reservoirs, respectively. At the same time, the seismic action in the stream-wise direction yields respective maximal relative accelerations of 16.4 and 17.0 m/s^2, Fig. 2. This was expected, as in this case the horizontal components of the seismic excitation are about 30% lower (PGA=0.21g).

In Figs. 6 are shown the time histories of the cumulative (hydrodynamic + hydrostatic) pressures for node D1 and G. At these nodes, the hydrostatic pressure largely dominates the hydrodynamic pressure. Thus, in the case of regular reservoir, the ratio between the maximal hydrodynamic pressure and the hydrostatic pressure is 12% and 16.8% for nodes D1 and G respectively. In the case of complex reservoir, these ratios increase to 16.3% and 20.4%.

On the other side, whereas the ratios between the maximal hydrodynamic pressures developed in the complex and regular reservoirs are 36% and 21% for nodes D1 and G respectively, these ratios for the cumulative pressures decrease to only 4% and 3%. In the simulations, the hydrostatic pressure remains constant and contributes to the initial stress conditions in the dam before the seismic excitation actually takes place. During the seismic excitation, however, the hydrodynamic pressure varies considerably in intensity and distribution for both complex and regular reservoirs. It modifies the dynamic response of the dam respectively to the differences in the hydrodynamic loading. Note also that the above ratios depict the differences between the maxima only.

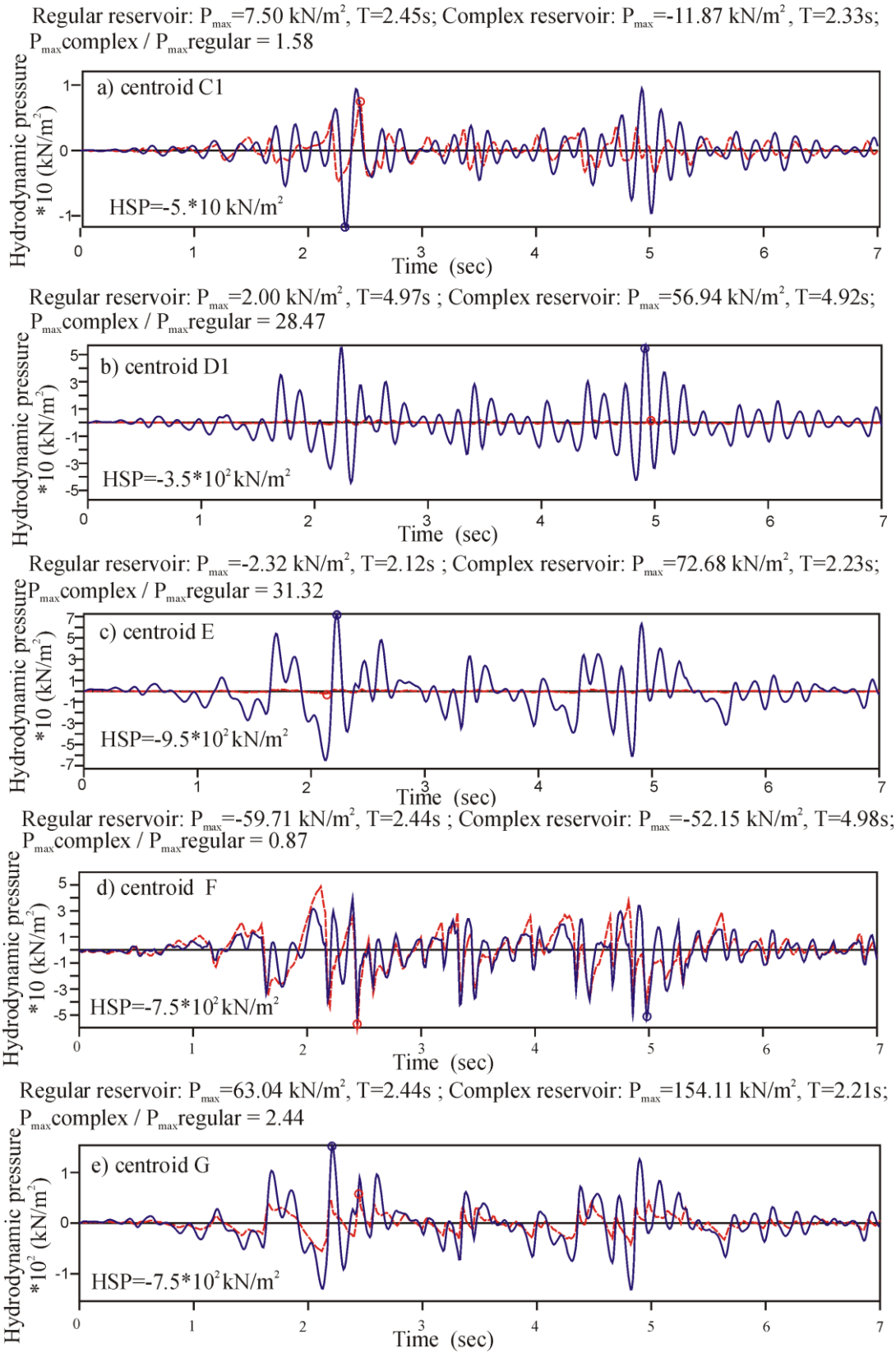


Figure 5. Hydrodynamic pressures under seismic excitation in the cross-stream direction.

In Figure 5 the dashed line indicates response of reservoir with regular geometry, and solid line indicates response of reservoir with complex geometry.

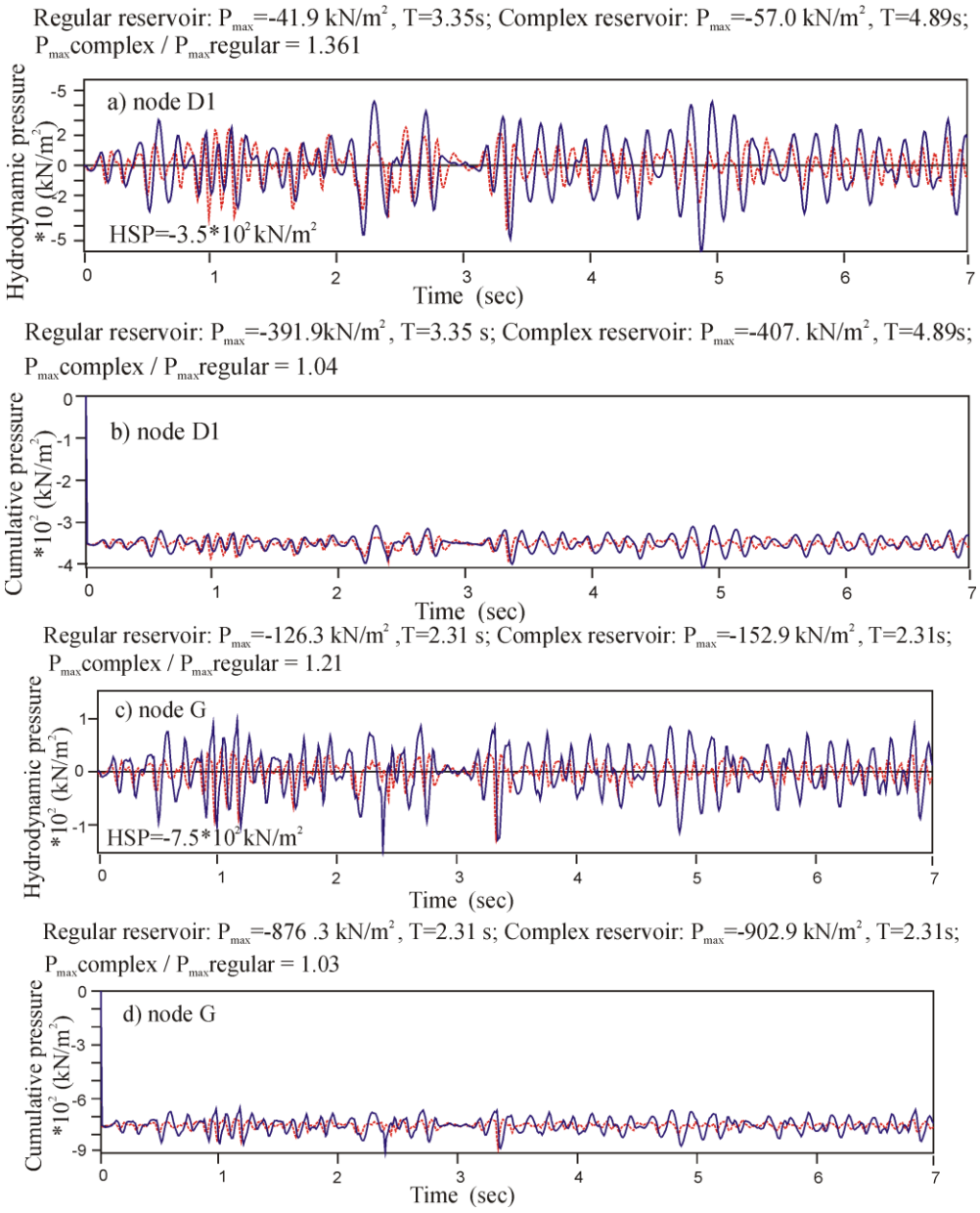


Figure 6. Hydrodynamic and cumulative (hydrodynamic plus hydrostatic) pressures at dam-fluid interface for three-component seismic excitation for centroids D1 and G.

In Figure 6 the dotted line indicates pressures for reservoir with regular geometry, and solid line shows pressures for reservoir with complex geometry.

3. SUMMARY

The presented analyses contribute to the improved understanding of the influence of the direction of the seismic excitation on the considered arch dam-reservoir system and its dynamic interaction with the water in the reservoir with regular and complex configuration. The analysis was conducted applying the BEM-FEM technique and the matrix of hydrodynamic interference. The considered direction of the seismic excitation was stream-wise, cross-stream and at 45 degrees with respect to the dam axis accompanied with a vertical component scaled at 75% of the horizontal ground motion. Highest hydrodynamic pressures are obtained for a three-component seismic excitation in the stream-wise direction. The vibration of the arch dam and canyon walls with complex geometry generates different wave fields of compressive and dilatational waves when compared to a reservoir with regular geometry. This results in considerably higher magnitudes and modified distribution pattern of the

hydrodynamic pressures at the dam-fluid interface. For the stream-wise seismic excitation, the maxima of the response time histories of the hydrodynamic pressures calculated at selected observational points at the dam-fluid interface can be between 20% and 170% higher in the case of irregular reservoir. In the case of seismic force acting in the cross-stream direction, the hydrodynamic effects seem subdued for both reservoir configurations, however, the impact of the terrain irregularities is relatively higher and at selected nodes the maximal hydrodynamic pressure can be amplified for more than 10 times.

REFERENCES

[1] ADAD-IZIIS software: Analysis and Design of Arch Dams - User's Manual, [2008]. Institute of Earthquake Engineering – IZIIS, University of Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia

[2] Czygan, O. and von Estorff, O. [2002]. "Fluid–structure interaction by coupling BEM and nonlinear FEM", Engineering Analysis with Boundary Elements", 26, 773–779.

[3] Estorff, von O. and Hagen, C. [2006]. "Iterative coupling of FEM and BEM in 3D transient elastodynamics", Engineering Analysis with Boundary Elements, 30, 611–622

[4] Feng, Y.T. and Owen, D.R.J. [1996]. "Iterative solution of coupled FE/BE discretization for plate-foundation interaction problems", Journal for Numerical Methods in Engineering, 39(11), 1889–901

[5] Kamiya, N., Iwase, H., and Kita, E. [1996]. "Parallel computing for the combination method of BEM and FEM", Engineering Analysis with Boundary Elements, 18, 221–9

[6] Lin, C.C., Lawton, E.C., Caliendo, J.A., and Anderson, L.R. [1996]. "An iterative finite element-boundary element algorithm", Computers & Structures, 39(5), 899–909

[7] Mansur, W.J. [1983]. "A time-stepping technique to solve wave propagation problems using the boundary element method", Ph.D. Thesis, University of Southampton, England

[8] Mircevska, V., Bickovski, V., Aleksov, I., and Hristovski, V. [2013]. "Influence of irregular canyon shape on location of truncation surface", Engineering Analysis with Boundary Elements, 37, 624–636

[9] Soares, Jr. D, Carrer, J.A.M., and Mansur, W.J. [2005]. "Non-linear elastodynamic analysis by the BEM: an approach based on the iterative coupling of the D-BEM and TD-BEM formulations", Engineering Analysis with Boundary Elements, 29, 761–774

[10] Yu, G., Mansur, W.J., Carrer, J.A.M., and Lie, S.T. [2001]. "A more stable scheme for BEM/FEM coupling applied to two-dimensional elastodynamics", Computers & Structures, 79, 811–823

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 10

Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA[1], Roberta APOSTOLSKA[2], Veronika SENDOVA[3], Julijana BOJADZIEVA[4]

MULTY LEVEL METHODOLOGY FOR SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING BUILDINGS – A PILOT APPLICATION IN KARPOSH MUNICIPALITY, SKOPJE

SUMMARY

With the undertakings of different type of reconstructions, building enlargements, adaptations, etc. of existing structures, their structural system and dynamic characteristics are changed. Engineering practice has shown that this problem is not treated appropriately and the level of seismic protection of such structures is often unknown. Within the frames of the cooperation between IZIIS and Karposh municipality in Skopje, the projects on definition of a methodology for geo-referenced inventory toward seismic stability and safety of the existing building stock in the municipality are realizing. The performed analyses for the three selected structures, as well as, certain results from the visual screening which has been done on 161 existing buildings are presented in the paper.

Keywords: visual inspection, geo-referenced, building stock, seismic safety

Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА[1], Роберта АПОСТОЛСКА[2], Вероника ШЕНДОВА[3] , Јулијана БОЈАЏИЕВА[4]

МЕТОДОЛОГИЈА НА ПОВЕЌЕ НИВОА ЗА СЕИЗМИЧКА ОЦЕНА НА ПОСТОЈНИ ЗГРАДИ – ПИЛОТ АПЛИКАЦИЈА - ОПШТИНА КАРПОШ, СКОПЈЕ

РЕЗИМЕ

Како резултат на различните реконструкции, доградби, надградби, адаптации итн. на постојните објекти, доаѓа до промена на нивниот конструктивен систем и динамичките карактеристики. Инженерската пракса покажала дека овиј проблем не е соодветно третиран и дека нивото на сеизмичка заштита на ваквите конструкции, често пати е непознато. Во рамките соработката помеѓу ИЗИИС и општината Карпош реализирани се два проекти за дефинирање на методологија за гео-референцирана инвентаризација и анализа на сеизмичката стабилност и сигурност на постојниот фонд на згради во општината. Во трудот се презентирани резултати од анализите на три селектирани објекти и резултати од визуелната инспекција на 161 постојна зграда.

Клучни зборови: визуелна инспекција, гео-референцирани, фонд на згради, сеизмичка сигурност

[1] Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, beti@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, veronika@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] Assist. MSc., PhD student, UKIM-IZIIS, Skopje, Republic of Macedonia, jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The territory of the Republic of Macedonia is situated in a seismically active region characterized by an increasing seismic risk. As many other countries exposed to seismic hazard, Macedonia has also had its technical regulations for design of seismically resistant structures elaborated and adopted, PIOVS (1981). The main design philosophy in these regulations is based on protection of human lives in conditions of strong earthquakes and enabling partially controlled damage during the occurrence of the so called frequent earthquakes.

In addition to the modern technical regulations for design, one of the most efficient engineering approaches to mitigation of adverse effects due to the effect of natural hazards is the control over the construction of structures. Although, many of the investigations in developed technological countries are directed to new, modern structures, the main risk for the safety comes, in fact, from the existing structures. Different types of intervention in these structures, many of them designed and carried out non-professionally could disturb their seismic stability.

To respond to the challenge of rapid seismic assessment of the existing building stock in Karposh municipality in Skopje, IZIIS realized the project for definition of a methodology for geo-referenced inventory and observing the conditions of the existing building stock in the municipality from the aspect of seismic stability and safety, Necevska-Cvetanovska et al. (2012, 2013, 2014). This is a pioneering activity at national level, whose final goal was an increase of the level of seismic protection of the citizens and structures in this municipality. The final objective of this project is definition of a two-level methodology for geo-referenced inventory toward seismic stability and safety of the existing building stock in the Karposh municipality, as well as upgrading of GIS of the municipality with new attributes.

Based on this integrated approach, the visual screening (level_1 activity) has been performed on 161 existing buildings and for two buildings level_2 assessment was carried out. Selected results from these activities are presented in the paper.

2. ASSESSMENT OF THE EXISTING BUILDINGS – BRIEW REVIEW

The assessment of the seismic stability and safety of existing structures and the undertaking of corresponding engineering measures for reduction of the seismic risk in densely populated urban regions represents the main component of the policy of earthquake risk management. In conditions when detailed assessment (at the level of a structure) is practically technically impossible and extraordinarily costly, simplified methods for assessment of the seismic stability and safety of existing structures are used worldwide. The general frame is most frequently designed per levels and it includes the following procedures:

- Level_1 procedure – Rapid visual screening – involves only visual screening of the structure and provides limited data. This procedure is recommended for all buildings;
- Level_2 procedure – Simplified seismic vulnerability assessment – involves limited engineering computations on the basis of data obtained by visual screening and drawings or performed measurements. This procedure is recommended for all buildings with large concentration of people;
- Level_3 procedure – Rigorous seismic vulnerability and safety assessment – involves detailed computer analyses, similar and even more complex analyses than those in design of new structures. This procedure is recommended for all important structures and buildings which have to remain functional immediately after an earthquake (hospitals, firefighting stations, shelters and alike).

Among the most worldwide used are FEMA Rapid Visual Screening Procedure (2002), methodology developed by the Italian National Group for Earthquake Protection (GNDT), methodology developed by the Turkish researchers Sucuoglu and Yazgan (2003) etc.

3. INTEGRATED APPROACH FOR RAPID SESIMIC ASSESSMENT OF THE EXISTING BUILDING STOCK – FIELD SURVEY KARPOSH MUNIICPALITY, SKOPJE

The gathered knowledge in this field has shown that the general frame of the assessment methodologies is the same and is based on the multi-level concept, while the specificities are connected with the traditional construction practice and the seismicity of the region.

The traditional construction practice is reflected upon definition of matrices of typologies of buildings characteristic for the investigated region. The local specificities do not refer to the structural system but the additionally performed interventions of the type of enlargements, additional storeys, reconstructions, adaptations, etc. Such a situation points out that the seismic stability and safety of such new "hybrid" structural systems is unknown and that their definition is a serious and complex task.

For that purpose, it is necessary to make a certain modification of the existing methodologies for assessment of seismic stability of buildings based on national specificities.

An extensive field work aimed at collecting data on the existing building stock in the territory of Karposh municipality has been done in the period August -November 2013, (Necevska-Cvetanovska et al., 2013). A corresponding form for fast screening was elaborated for this purpose. The form contains the following attributes: (1) data and purpose of the structure; (2) screening data; (3) layout and photos of the structure (structural unit); (4) year of construction and interventions on the structural unit that have so far been done; (5) type of structural system, presence of irregularities and whether the structure is seismically designed or not; (6) soil conditions and (7) seismic hazard parameters.

In total, 161 buildings have been inspected. The findings from the visual screening have shown that 60% of the inspected buildings were built before enforcement of the seismic design codes (1965) and 51% need more detailed evaluation of their actual seismic performance.

Based on the data obtained by field screening, five groups of activities have been selected to be realized for the purpose of realistic definition of the seismic stability and safety of the structures, which have been the subject of screening, (Fig. 1). A corresponding group of activities to be realized has been defined for each screened structure depending on its current conditions (existing conditions, enlargements, additionally built stories, adaptations, demolished parts, combination of the stated). With such uniformly defined groups of activities for each screened structure, the current geo-referenced database on Karposh municipality has been updated with new attributes for inventory toward seismic stability and safety of the existing building stock in GIS environment. In such a way, policy decision makers get relevant data in making their decisions in the procedures of issuance of permits for construction of enlargements, additional stories, reconstructions, etc. of existing structures.

This integrated approach has been applied for part of the Karposh municipality in Skopje – Republic of Macedonia. In the course of 2012, several selected structures were analyzed in details (level_2, group 4 & 5 activities). In 2013, professional teams from IZIIS performed visual inspection of the existing conditions of the structures on the considered location (level_1 activity). In this phase, part of the territory of Karposh municipality, which consists of 14 individual blocks was screened. Presented further in the paper are selected results from the carried out activities.

3.1. Visual inspection – level_1 activity

A visual inspection of 161 structures was performed on the location which consists of 14 individual blocks marked as Block 1, Block 2, Block 3, Block 4, Block 5, Block 6, Bock 7, Block M1, Block M2, Block M3, Block M4, Block M5, Block M6 and Block M7, (Fig. 2).

From 161 inspected structures, 66 structures (41%) have up to 4 stories, 52 structures have 4 to 7 stories (32%) and a total of 43 structures with over 7 stories 27%). Distribution of structural system versus number of inspected buildings is given in the Figure 3.

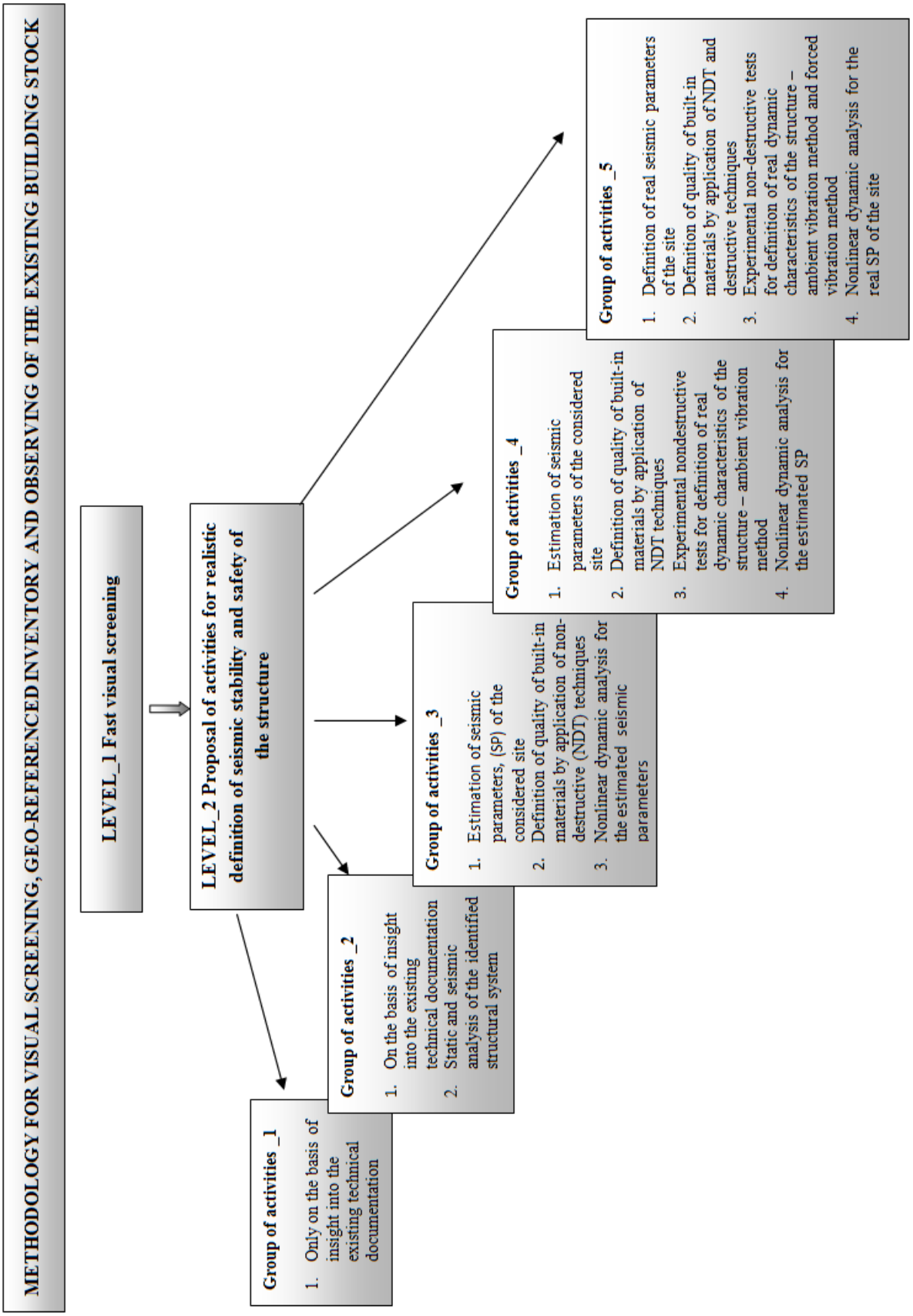
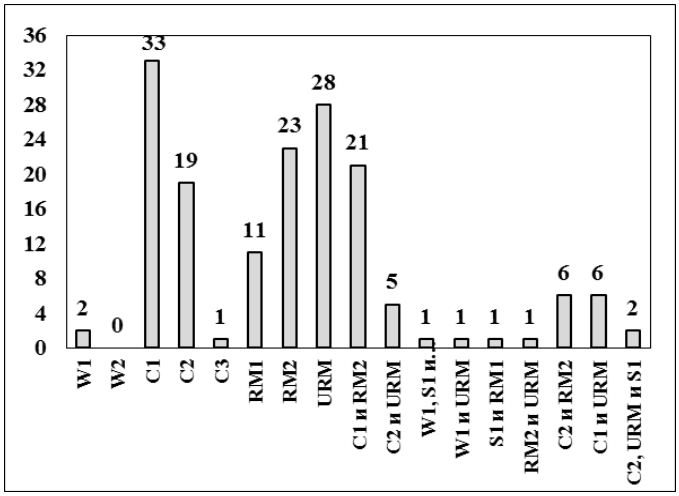


Figure 1. Block diagram of the methodology for visual screening, geo-referenced inventory and observing

Figure 2. Karposh Municipality with marked blocks



Symbol	Description
W1	Timber structures
W2	Large timber structures
C1	RC moment frames
C2	Concrete shear-wall system
C3	C1 & unreinforced masonry infills
RM1	Masonry with flexible floor structures
RM2	Masonry with rigid floor structures
URM	Unreinforced masonry
S1	Steel moment frames

Figure 3. Structural system distribution on the considered location

Classification of the building structures in the Karposh municipality according to the year of construction is presented in the Fig.4a and according to the number of carried out interventions & extensions in the Fig. 4b.

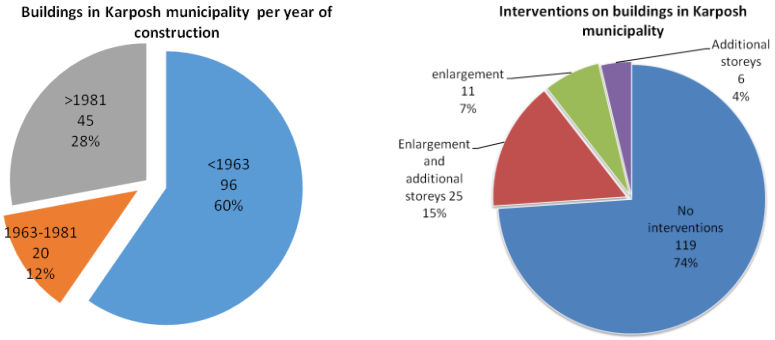
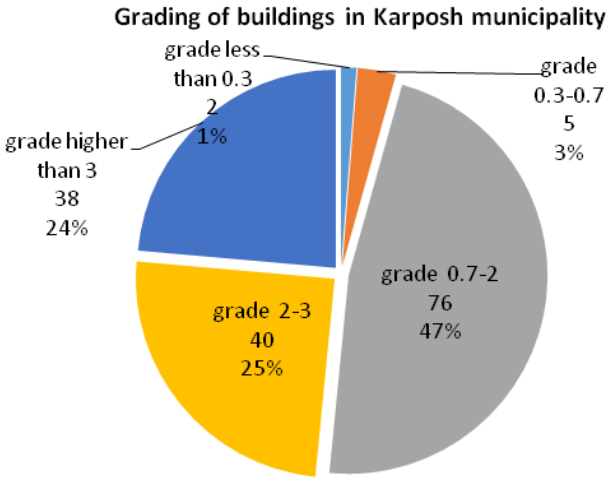


Figure 4. Review of structures in Karposh municipality classified according to: a) year of construction and b) number of interventions

It obvious that more than half of the inspected structures are older than 50 years and were build prior enforcement of the seismic design codes (Fig. 4a) which emphasis the need of their maintenance and/or retrofitting. An increasing trend of building of different structural interventions on existing structures, is also present (Fig. 4b) thus inevitably arises the question about the seismic stability and safety of such new "hybrid" structures. This is even more complicated because in most of the cases, the existing structures represent masonry structures which are design as non- seismic resistant structures.

Expected damage potential for the building evaluated according to the rapid visual inspection methodology presented in this paper is presented in Fig. 5. Based on these findings more than 50% of the inspected buildings (whose grades are less than 2) will need further more detailed evaluation.



Grade	Damage potential
S < 0.3	High probability for occurrence of damage 5 & Very high probability for occurrence of damage 4
0.3 < S < 0.7	High probability for occurrence of damage 4 &Very high probability for occurrence of damage 3
0.7 < S < 2.0	High probability for occurrence of damage 3 & Very high probability for occurrence of damage 2
2.0 < S < 3.0	High probability for occurrence of damage 2 & Very high probability for occurrence of damage 1
S > 3.0	Probability for occurrence of damage 1

Figure 5. Review of structures in Karposh municipality classified according to grades obtained from the visual inspection

It should be noted that obtained grades and damage classification levels corresponding to FEMA (2002) methodology.

3.2. Integrated approach for evaluation – level_2 activities: selected case studies

Practical example of application of level_2 group 5 activities of the defined methodology, as well selected results are presented further in the paper. For one particular case study the following activities were carried out:

- Definition of site seismic parameters and seismic safety criteria
- Experimental non-destructive test for definition of the real dynamic characteristics of the structure using ambient vibration method
- Field testing for system identification using nondestructive testing methods
- Numerical analyses consist of elastic (static), nonlinear dynamic analysis and analysis of loading and deformation capacities of structural elements

3.2.1. Intervention in the structural system of the Residential Structure at Rugjer Boskovic str, no 7

The existing residential structure has floor plan dimensions 51.48 m/9.52 m and GF + 4 storeys. The structural system consists of massive bearing walls constructed from solid bricks and horizontal and vertical belt courses constructed of reinforced concrete. In 2009, the main project on enlargement of the existing and building of an additional attic at level +14.25 on the common residential structure was elaborated. The structural solution was designed as a spatial fixed RC structure consisting of RC shear walls with thickness b = 35 cm along the entire height, longitudinal RC beams at the level of all floor

structures and four transverse beams on a last platform. At the level of the floor structures, the RC walls are connected with an RC slab with thickness of d = 14 cm.

Figure 6 show the relative story displacements and ductility demand in y-y direction for maximum expected earthquake (a_{max}=0.34g) at the considered location.

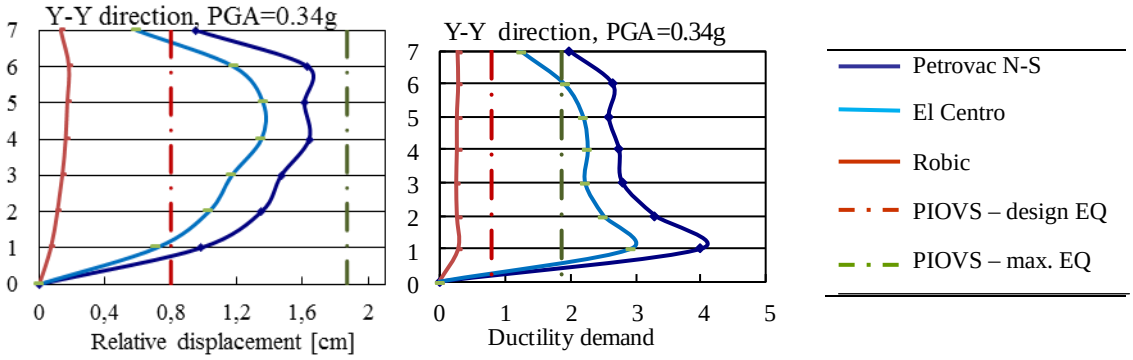


Figure 6. Relative displacement and ductility demands in Y-Y direction

The presented results show that the ductility demands are higher than the traditional ones, Apostolska et al. (2012). In order to define the actual seismic safety and measures for providing seismic protection level of the structure in accordance with existing technical regulation, further investigations comprise of level _2 activities listed in the point 3.2 above should be carried out.

3.2.2. Intervention in the structural system of the Residential Structure at Partizanski odredi, 48a

The existing residential structure at Blvd. Partizanski Odredi 48a was built in 1958 as a structure consisting of B+GF+3, proportioned 30.70 m/9.50m at plan. From structural aspect, the structure represents a massive structure with bearing walls constructed of solid bricks in cement lime mortar in both orthogonal directions and fine ribbed floor structure. The only known retrofitting involve reinforced concrete elements with a height of 1.5 m constructed in the form of buttresses in the basement of the structure up to the terrain level. The newly designed enlargement and additional stories of the existing structure consist of a new RC structure that is designed such that it “bridges” the existing masonry structure. For the purpose of enabling communication between the existing masonry structure and the enlargement at individual levels, individual parts of the existing masonry, parapets below windows and new openings were demolished. In such a way, “the new integral” structure is enlarged and two additional stories are built whereat its total height from the fixation at the foundation to the top is H = 23.12 m, (Fig. 7).

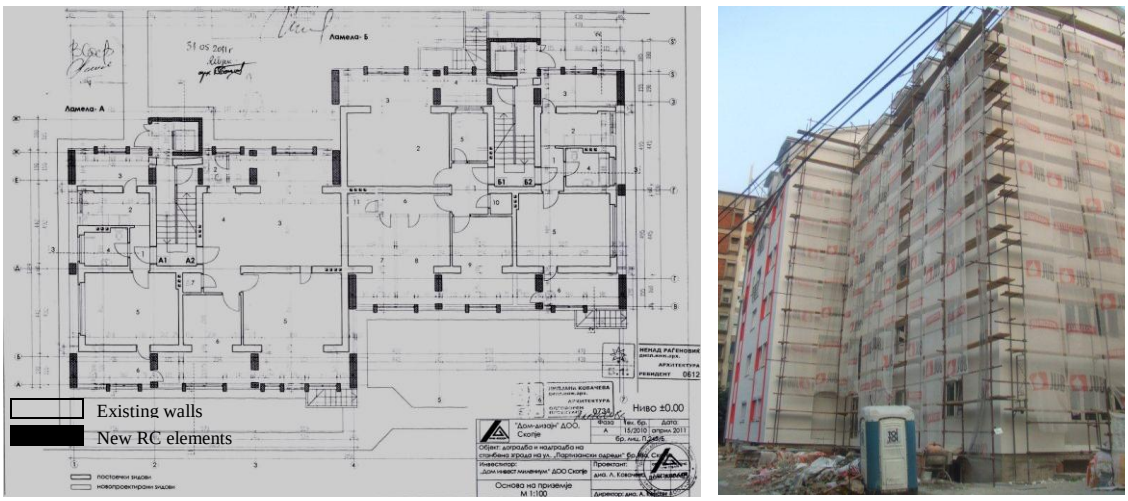


Figure 7. Ground floor plan of the existing structure with new RC part and photo during the construction

For the considered site, detailed regional and local seismotectonic, geophysical and geomechanical investigations were carried out and seismic parameters with their intensity and frequency content were defined, Sesov et al. (2012). As a result from these studies, the level of design earthquake should be 0.26g and for the maximum expected earthquake it should be 0.34g. To define dynamic structural response, three different types of earthquakes were used (El Centro, N-S, 1940, Petrovec N-S 1979, Robic N-S, 1968).

For the needs of analytical verification of the seismic safety and stability of the structure, three individual states of the structure were treated as follows: (1) existing state of the original masonry structure (PS- existing state) and after demolition of some of individual elements (NPS – newly designed conditions); (2) newly constructed reinforced concrete structure by which the existing structure is bridged (AB); (3) the state of an integral structure – the entire reinforced concrete structure with the included existing masonry structure (AB+NPS).

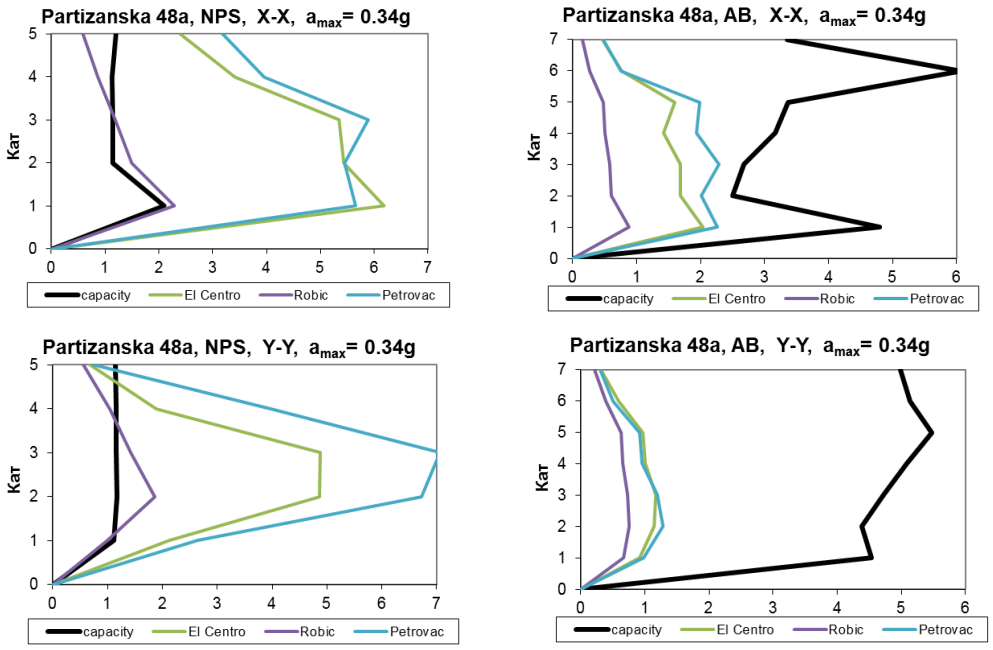
Table 1 shows comparatively the experimentally obtained (through ambient vibration methods (Krstevska et al. 2012)) and the analytically obtained fundamental periods for the structure. It can be concluded that in the elastic state the entire structure behaved as an entirety.

Direction	PS	NPS	AB	AB+NPS	Ambient vibration test
Longitudinal, x-x	0.243	0.259	0.643	0.265	0.259
Transverse, y-y	0.274	0.278	0.541	0.269	0.273
Torsion	0.226	0.244	0.424	0.251	0.228

Table 1. Comparative presentation of the obtained fundamental periods (in sec)

Figure 8 show the comparison between the ductility demand versus capacity for actual earthquake effects with intensity of a_{max}=0.34g, for each of the orthogonal directions and for both structures taken separately, Sendova et al (2012).

It could be seen that the ductility capacity of the masonry structure is considerably lower and vice versa, the ductility capacity of the newly constructed structure is considerably greater than ductility demand. This fact points to a considerably different behavior of both structures under the same earthquake intensity, i.e. different level of seismic protection.



a) Existing (NPS) b) New structure (AB)

Figure 8. Ductility demand versus capacity, existing (NPS) & new structure (AB)

3.2.3. Intervention in the structural system of the Residential Structure at Rugjer Boskovic str. No. 1

In addition to these two structures, an existing structure, which has not undergone any interventions on its structural system, was analyzed. The structure consists of two identical units (Unit A and Unit B) divided by an expansion joint, whereat the units are proportioned 34.25 m/10.05 m at plan (Fig. 9). The main structural system consists of bearing walls constructed of solid bricks in cement lime mortar, horizontal RC belt courses and a fine ribbed reinforced concrete floor structure. The thickness of the bearing walls is 38 cm, i.e., 25 cm. Identified and regularly placed at individual positions are RC columns proportioned 25 cm/25 cm. Structural damage was not observed upon visual screening.

Figure 9. View of the structure

Currently the following field investigations are completed:

- Definition of the real seismic parameters of the site;
- Experimental non-destructive tests for definition of the real dynamic characteristics of the structure by application of the ambient vibration method

To define the seismic stability and safety of the existing structure in accordance with the presented methodology the additional investigations comprise of: (1) field testing for system identification and strength and deformability characteristics of build-in materials using nondestructive testing methods and (2) numerical analyses consist of elastic (static), nonlinear dynamic analysis and analysis of loading and deformation capacities of structural elements should be carried out.

4. CONCLUSIONS

Within the frames of the cooperation between the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS and the Karposh municipality in Skopje, integrated two-level approach for rapid seismic assessment of the of the existing building stock in the municipality was developed. This was a pioneering activity at national level whose ultimate goal observed in wider perspective is to decrease the level of the imposed seismic risk to the citizens and society at whole. Based on this integrated approach, the visual screening (level_1 activity) has been performed on 161 existing buildings and for two selected buildings level_2 assessment was carried out. The performed investigations represent a sound basis for the further development of the proposed methodology.

REFERENCES

[1] Apostolska R., Necevska-Cvetanovska G. (2012), Assessment of seismic stability and safety of enlargement and additionally built attic on residential structure at Rugjer Boshkovikj str. No.7, Karposh Municipality, Skopje (in Macedonian), IZIIS Report no. 2012-48

[2] Krstevska, L., Tashkov, Lj., (2012). Experimental Non-destructive Tests for Definition of Actual

[3] Dynamic Characteristics of the Structure of the Residential Building at Blvd. Partizanski odredi 48a by Application of the Ambient Vibration Method, IZIIS Report. 2012-49/2, (in Macedonian)

[4] Necevska-Cvetanovska, G, Apostolska R, Sendova V, Cvetanovska J (2012) Methodology for Geo-referenced Inventory and Following of the State of the Existing Building Structures in the Territory of the Karposh Municipality, Skopje (in Macedonian), IZIIS Report no. 2012-56

[5] Necevska-Cvetanovska et al. (2013) Upgrading of Information System with New Attributes for

[6] Inventorying and Monitoring of Seismic Stability and Safety of Existing Structures in Karposh Municipality – GIS Environment, Volume 1, Visual Inspection and Opinion about Existing State of Structures in Karposh Municipality and Inventorying in the Defined Form, IZIIS Report no. 2013-47

[7] Necevska-Cvetanovska, G, Apostolska R, Sendova V, Vitanova M, Cvetanovska J (2014) Geo-referenced Inventory toward Seismic Safety of Existing Building – Case Strudy Karposh Municipality Skopje, Proceeding on the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, August 25-29, 2014

[8] Ozcebe G., Sucuoglu H., Yucemen S., Yakut A., Kubin J. (2003), Seismic Risk Assessment of Existing Building Stock in Instanbul – A Pilot application in Zeytinburnu District, 2003

[9] Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook – FEMA 154 & 155, Edition 2, March 2002

[10] Sendova V., Cvetanovska G.N., Bozinovski Z., Jekic G., Gjorgjievska E., Stojanoski B., Zlateski A., Vitanova M. (2012) , Analytical Verification of the Seismic Stability and Safety of the Residential Building at Blvd. Partizanski odredi 48a, IZIIS Report. 2012-49/3, (in Macedonian)

[11] Sesov, V. et al., (2012). Definition of Actual Seismic Parameters by Special Experimental Investigations on the Site of the Residential Building at Blvd. Partizanski odredi 48a, IZIIS Report 2012-49/1

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 11

Golubka NECEVSKA-CVETANOVSKA[1]

SEISMIC DESIGN AND ASSESSMENT OF R/C BUILDING STRUCTURES – 50 YEARS IZIIS EXPERIENCE

SUMMARY

For 50 years, the main mandate of the "Building Structure and Materials" Department from IZIIS has been seismic design, assessment and strenghtening of building structures. Besides this primary activity, the employees of the department participated in post earthquake missions for damage assessment of existing buildings; development of new computer programs for structural analysis, design and assessment; seismic design codes; new advanced materials; experimental in situ and laboratory investigations, as well as, analysis and verification of seismic stability of historic buildings and monuments. Presented in this paper will be a methodology and a corresponding package of computer ppogrammes for optimal design and assessment of R/C building structures, developed at IZIIS, (Author: Golubka Necevska-Cvetanovska). In the period between 1978-2015, this methodology was used for design of over 500 R/C building structures constructed in Skopje and abroad.

Keywords: seismic design, assessment, RESIST-INELA, R/C buildings, Eurocode 8

Голубка НЕЧЕВСКА-ЦВЕТАНОВСКА[1]

СЕИЗМИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ И ОЦЕНА НА АБ ЗГРАДИ – 50 ГОДИНИ ИСКУСТВО НА ИЗИИС

РЕЗИМЕ

Во изминативе 50 години основната функција на Одделот за згради и материјали на ИЗИИС беше и е сеизмичко проектирање, оцена на сеизмичката отпорност и зајакнување на згради. Покрај оваа активност вработените учествуваа и во пост-земјотресни мисии за процена на штети кај зградите, развој на нови компјутерски програми за анализа, проектирање и оцена на конструкциите, развој на сеизмички прописи, нови материјали, експериментални истражувања (теренски и лабораториски), како и верификација на сеизмичката стабилност на историски згради и споменици. Презентирана во овој труд е методологија и соодветен софтверски пакет за проектирање и оцена на АБ згради, развиен на ИЗИИС, (автор: Голубка Нечевска-Цветановска). Во периодот меѓу 1978-2015 со оваа методологија беа проектирани повеќе од 500 АБ згради во Скопје и во странство.

Клучни зборови: сеизмичко проектирање, оцена, RESIST-INELA, АБ згради, Еврокод 8

[1] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODCUTION

The Department of Buildings and Materials has been a constituent part of IZIIS since its establishment in 1965. The first steps in this field were taken by Prof. Dr. Miodrag Velkov, who was the first Head of the Department and Deputy Director of IZIIS. In addition to Prof. Velkov, the very first group of employees included Prof. Dr. Boris Simeonov, Prof. Dr. Predrag Gavrilovic, Prof. Dr. Nikola Nocevski as well as eng. Sehija Radoncic-technical support. The author of this paper, Prof. Dr. Golubka Necevska-Cvetanovska joined the Department in 1978 and has had the honour and pleasure, together with the colleagues – experts in the field, to investigate and establish the basis of seismic design of new building structures and assessment of existing ones. During the years, the Department has been extended with new employees, namely Prof. Dr. Zivko Bozinovski, grad. civil eng., Elena Gjorgjievska, M. Sc., Blagojce Stojanovski, Dr. Pance Velkov, Dr. Emil Jankulovski, Prof. Dr. Veronika Sendova, Prof. Dr. Roberta Apostolska and M.Sc. Goran Jekic. Recently, the field of activities of the Department has been extended to structural dynamics and experimental mechanics carried out by Prof. Dr. Ljubomir Taskov and Prof. Dr. Lidija Krstevska.

The position of Head of the Department, besides Prof. Dr. Miodrag Velkov, was also held by Prof. Dr. Boris Simeonov, Prof. Dr. Predrag Gavrilovic, Prof. Dr. Zivko Bozinovski and currently Prof. Dr. Veronika Sendova. The author of the paper is the honourable head of the Department, as well as Deputy Director of IZIIS and Director of Science and Education.

Presented in this paper is a methodology and a corresponding package of computer programmes for optimal design of new and evaluation of seismic resistance of existing R/C building structures, developed at IZIIS (RESIST-INELA computer package-author: Prof. Dr. Golubka Necevska-Cvetanovska). In the period between 1978-2015, this methodology was used for design of over 500 R/C building structures constructed in the teritory of the city of Skopje, Macedonia, Montenegro, Algeria, Kazahstan, Italy etc. It should be pointed out that the first computer programme for structural design based on the capacity design approach was developed by the author in the period between 1980-1983 before the enforcement of the new design code in 1987. The first version of the programe inlcudes only the national (Ex-Yugoslav) code, while further versions were extended with French (B.A.E.L.) and Russion (SNiP) provisions. In the forthcoming years, until 1991, the programe package was updated with a seismic assessment methodology.

The definition of a methodology for design and assessment of the seismic resistance of R/C building structures is a wide and complex problem. One hand, it is necessary to carry out the most possible realistic definition of the structural system capacity, in terms of strength and deformability capacity of the system, and on the other hand, after having selected the expected earthquake effect on a given site, in terms of intensity, frequency content and time duration, to predict as realistically as possible the nonlinear behaviour of the structure, and on the basis of these results to define the earthquake, i.e., the seismic force or the acceleration that would cause damage to structural elements and the integral structural system. For this purpose, it is necessary to develop a clear and concise procedure that will enable a fast and simple way for coming to the desired results. As a result of the analytical studies, carried out at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology in Skopje, a method and a corresponding package of computer programs (RESIST-INELA) have been developed for a fast and simple evaluation of the seismic resistance of the newly designed and existing reinforced concrete buildings of small and moderate number of stories, (Necevska-Cvetanovska, 1999, 2000). In fact, the developed method incorporates the latest knowledge gathered in our country and the world-wide experience from the broad fields of the earthquake engineering: determination of strength and deformability characteristics of the building, on one hand, and definition of the nonlinear behaviour of the structure for a given earthquake effect, on the other hand.

In the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), efforts have permanently been put on development and/or improvement of existing procedures and methodologies for design of new structures as well as evaluation of the seismic resistance of existing RC buildings. Verification of the developed methodology was performed using IDARC2D computer programme, (Park et al., 1987).

2. DESIGN OF SEISMICALLY RESISTANT R/C BUILDINGS STRUCTURES – IZIIS METHODOLOGY

At the IZIIS (Necevska-Cvetanovska, 1991), the original methodology and a corresponding package of computer programmes for optimal design of new structures, evaluation of the seismic resistance of existing R/C buildings as well as for definition of most optimal structural system for repair and/or strengthening of existing R/C buildings were developed.

The methodology can be briefly described in the following five steps:

Step 1: Input parameters-definition of the structural system of the building and determination of the quantity and quality of the built-in material for existing buildings
- Step 1a: Determine the geometry, weight and masses of the structural members
- Step 1b: Determine the vertical and seismic loads
- Step 1c: Performed the elastic analysis of 3D structural building system

Step 2: Design and determination of the Q-Δ diagram for each element, separately, and the storey Q-Δ diagrams
- Step 2a: Design of the structural elements, (RESIST-computer program)
- Step 2b: Determine M-ϕ for all structural elements
- Step 2c: Determine the correction factor R (mechanism for appearing of the first cracks)
- Step 2d: Determine Q-Δ diagram for each element
- Step 2e: Determine storey Q-Δ diagrams for the building structure

Step 3: Definition of the seismic parameters and the design criteria.

Step 4: Nonlinear dynamic analysis of the structural system (INELA- computer program).
The mathematical model of the structure is represented by lumped masses at the floor structure levels, connected with springs, expressing the storey rigidity of the structure.
- Step 4a: Determine the period of the building structure
- Step 4b: Determine the maximum acceleration, velocities and displacements at the storey level for different earthquakes and different hysteretic modeling of nonlinear behavior of the system
- Step 4c: Determine the required ductility and the required displacement

Step 5: Evaluation of the seismic resistance for the designed or existing structures
- Step 5a: Compare the required displacement with the displacement capacities of the structural members
- Step 5b: Compare the required ductility with ductility capacity of structural members
- Step 5c: Check of bearing capacity of structural members to shear forces
- Step 5d: Evaluation of the seismic resistance for the given building
  - Step 5d-1: if it is good the procedure is finished
  - Step 5d-2: if it is poor that the procedure starts again with Step 1, (correction of geometrical characteristics and/or strength characteristics of structural members and repeating the procedure until the optimal structural design is performed)

The results obtained by step 4 (relative storey drifts) are entered in the storey Q-Δ diagrams, i.e., in the Q-Δ diagrams for each structural element, and then it is obvious which earthquake record and which intensity can cause the occurrence of initial cracks, yielding and even failure of the structural elements of the building. The evaluation of the seismic resistance of the considered building can be defined by comparison of the nonlinear response "requirements" of the building to the earthquake effect with the ultimate "capacity" of the building. The best indicator for these "requirements" and "capacity" is displacement.

During the design of new structures if the results satisfied the required criteria for strength and deformability, the analysis is finished. If not the geometry, strength and /or stiffness characteristics of structural elements are changed and the procedure is repeat from step 1 to step 5 until the optimal structural design is performed.

When the methodology is used in the process of definition of most optimal structural system for repair and/or strengthening of existing R/C buildings it is necessary to carry out as realistically as possible definition of the structural system capacity, in terms of strength and deformability capacity of the system on one hand, while on the other, after having selected the expected earthquake effect at a given site, one should predict as realistically as possible the nonlinear behaviour of the structure, and on the basis of these results, define the earthquake, i.e., displacement that would cause damage to structural elements and the integral structural system. The process of definition of the mode of repair and strengthening is iterative.

2.1. Verification of the RESIST-INELA Computer Program

The verification of the IZIIS methodology and the programme package RESIST-INELA (for design of new and evaluation of seismic resistance of existing R/C structures), (Necevska-Cvetanovska, 1991) was performed using the computer programme IDARC2D (Inelastic Damage Analysis of RC Frame-Shear Wall Structures), (Park et al., 1987). Comparative analyses of the results obtained using these two computer programmes (RESIST-INELA and IDARC2D) for four R/C structures with different structural system and number of stories were performed. Their responses were presented via relative displacements and shear forces, in the form of time histories and maximal values, (Fig. 1 and Table 1). Analyzed was an idealized single-story, RC frame with proportions of the beam 30/80cm, (SDOF) whereby the effect of its deformability upon the dynamic response is eliminated, which methodologically corresponds to the modelling in the computer program INELA. The values of the obtained displacements are identical, (Table 1). The time histories show phase vibration.

The analysis of the real RC structures - frame system was performed for two different proportions of the beams: 40/60 cm (RCS-1) for the purpose of obtaining the effect of a nondeformable beam and 36/40cm (RCS-2) whereby a deformable beam is obtained. The results from both analyses were satisfying. In the first case, the difference in the maximal relative displacements was 0.20cm (9.6%), whereas in the second, it was 0.39cm (13.9%), (Table 1). The increase in the error in the second case results from the flexibility of beams.

Maximum relative displacements [cm]											
Analysed structure	Storey	5		4		3		2		1	
	Difference		[%]		[%]		[%]		[%]		[%]
SDOF	IDARC									1.29	
	INELA									1.29	0.0
RCS-1*	IDARC	0.149		0.520		1.230		2.090		1.970	
	INELA	0.153	2.6	0.570	9.6	1.350	8.8	2.020	0.9	2.170	9.2
RCS-2*	IDARC	1.21		1.64		2.39		2.80		2.40	
	INELA	1.16	4.1	1.48	9.7	2.74	12.7	3.10	9.7	2.79	13.9
RCS-3*	IDARC	1.45		1.45		1.36		1.14		0.69	
	INELA	1.45	0.0	1.68	13.7	1.60	15.0	1.37	16.7	0.70	1.4

1*-Reinforced concrete frame with beams b/d=40/60cm
2*-Reinforced concrete frame with beams b/d=36/40cm
3*-Reinforced concrete frame-wall system

Table 1. Maximum relative displacements of analyzed structures using IDARC and RESIST-INELA

Due to the dominant effect of the walls upon the nonlinear behavior of the structure, the bearing system of which consists of frames and walls, (RCS-3), it was modelled by the Takeda-slip model. The maximal difference in displacements was 0.24cm, (16.7%) and is due to the different modelling by using the IDARC program where the columns and the beams were modelled with dominant bending behavior, whereas the wall was modelled by two different hysteretic models that include both bending and shear deformations. From the performed analyses and taking into account the fact about the different modelling of the structure and the use of different hysteretic models, it may be concluded that the obtained results were satisfactory.

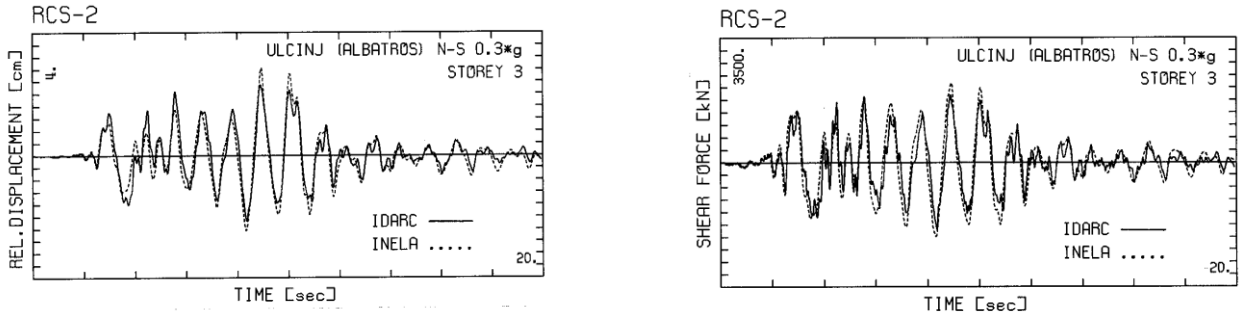


Figure 1. Time history of relative displacements and shear forces-RCS-2

2.2. Correlation of the IZIIS methodology with modern design codes

To conceive particular aspects of EC8 (Eurocode8, 1994) for frame structural systems and compare them with the requirements and criteria prescribed with our national existing seismic regulations (SP-81), and methodology developed at Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – Skopje, several structures were analyzed. Presented in this paper are the results from the analysis of structure B-2, Unit 4, "Vardar" settlement – Skopje, Republic of Macedonia, (Necevska-Cvetanovska, Gjorgjievska, 1998).

Presented for this structure are the results from the design according to national regulations, EC8 and the analysis performed in IZIIS (definition and proportioning of structural systems by means of real dynamic response of structures using the RESIST-INELA methodology developed at IZIIS).

The structural system of the building consists of bearing reinforced concrete frames in both directions (Fig. 2). The structure was designed by CC "Beton" and "IZIIS" - Skopje, while the investor was the Enterprise for Organization and Construction of the Town of Skopje - Skopje, Republic of Macedonia. The building is situated in Vardar settlement whose seismic parameters were previously defined. These were as follows: maximum ground accelerations of 0.28 g and 0.40 g for the design and the maximum level . The analysis, the definition of the seismic forces by means of dynamic analysis on the basis of realistically defined seismic parameters and the proportioning of the principal structural system were done in IZIIS. This structure served for performance of additional analyses.

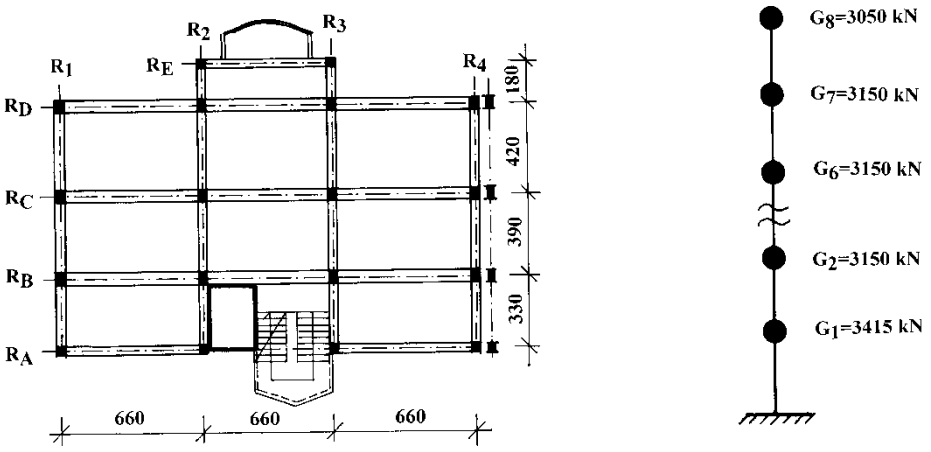


Figure 2. Characteristic plan and weights of building stories

First the structure was designed only in accordance with our existing regulations (results SP-81) and then it was designed in compliance with EC8. The results from both analyses were compared to the results obtained on the basis *of RESIST-INELA* methodology done during the design of the structure in 1993.

Table 2 and Figure 3 show the forces obtained according to SP-81, EC8 and the optimized forces obtained in IZIIS and considered in the design of the structure.

Storey	SP-81		EC8		IZIIS	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
8	645.5	825.3	823.5	970.7	700.0	700.0
7	313.3	400.5	727.7	857.8	700.0	700.0
6	270.4	345.7	628.1	740.5	700.0	700.0
5	227.5	290.8	528.6	623.1	600.0	600.0
4	184.6	236.0	428.9	505.7	500.0	500.0
3	141.7	181.2	329.3	388.3	400.0	400.0
2	98.9	125.4	229.8	270.9	300.0	300.0
1	59.2	75.8	137.9	162.5	100.0	100.0
Sb=ΣQ/W	**7.65%**	**9.78%**	**15.1%**	**17.8%**	**15.8%**	**15.8%**

Table 2. Seismic forces [kN] obtained according to SP-81, EC8 and IZIIS

The design results show that the seismic forces defined by the methodology developed at IZIIS by prof. G.N.Cvetanovska are very closed to the results obtained according to EUROCODE 8, (Table 2).

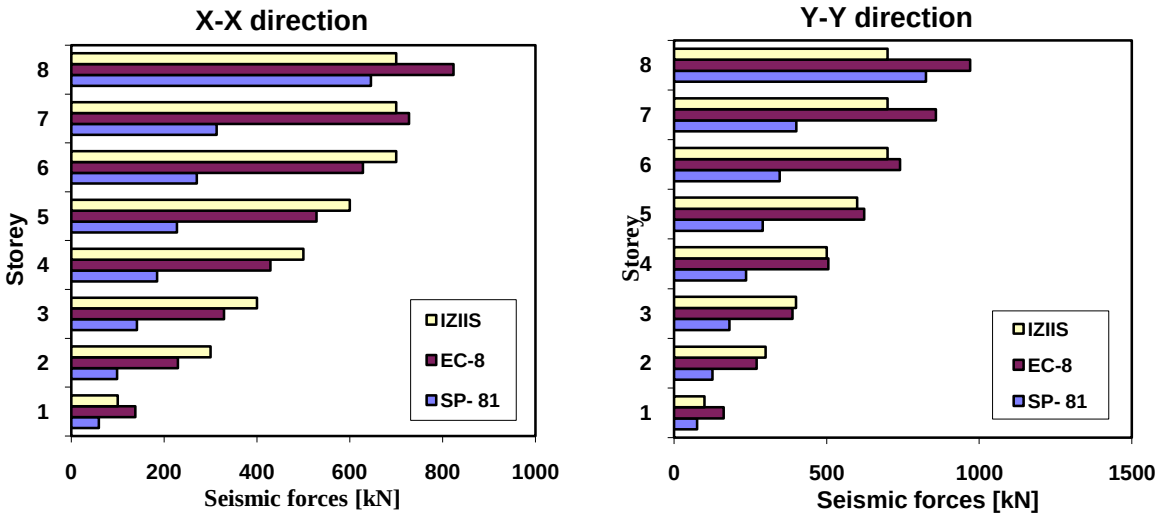


Figure 3. Seismic forces obtained according to SP-81, EC8 and IZIIS

Figure 4 show the results on the required displacement for the building designed according to SP-81, EC8 and IZIIS for the Ulcinj (Albatros) earthquake of 0.4 g. Presented in Figure 5 is the time history of displacements at the top of the structure for all the three models.

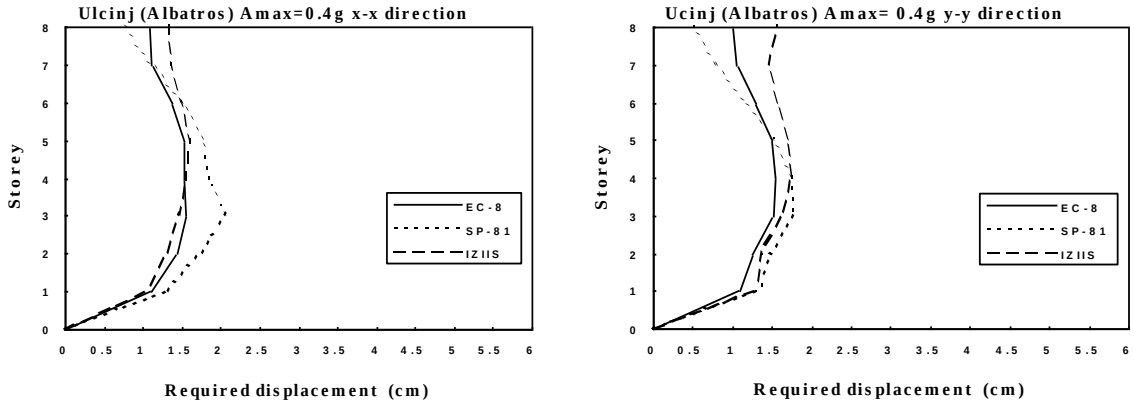


Figure 4. Diagrams of required displacements for the Ulcinj (Albatros) earthquake

The greatest required displacements and ductilities (displacement of max. 2.05 cm. and ductility of max. 4.83) are obtained for the building designed in accordance with our national codes (SP-81), while the least required displacements and ductilities are obtained for the building designed according to EC8.

The results show (Figs. 4 and 5) that the structure designed in accordance with EC8 has the highest bearing capacity and lowest required deformability, i.e., lowest displacement during an earthquake.

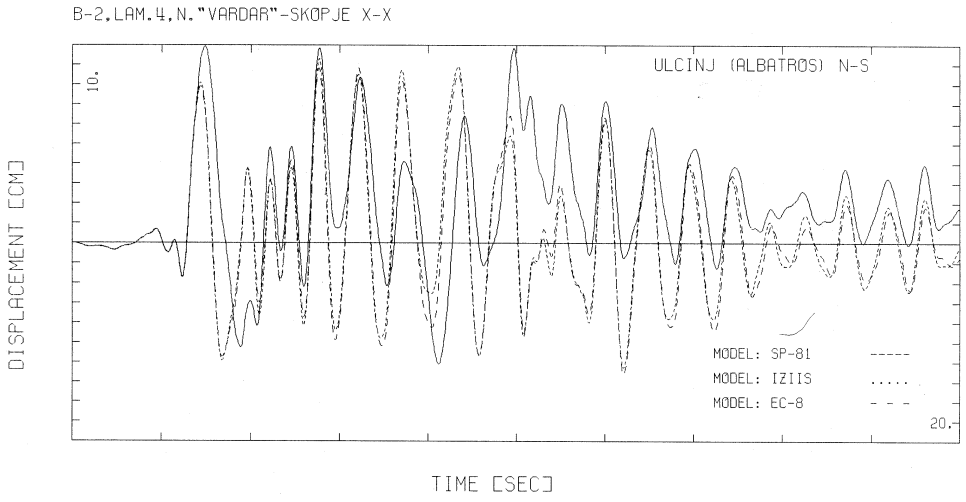


Figure 5. Time history of displacements at the top of the structure

3. APPLICATION OF THE IZIIS METHODOLOGY FOR DESIGN OF R/C BUILDING STRUCTURES

In the period between 1978-2015 this methodology has been used for design of over 500 R/C building structures constructed in the teritory of the city of Skopje, Macedonia, Montenegro, Algeria, Kazahstan, Italy etc.

Only in Skopje, analysis and design of more than 250 structures located in almost all settlements (Aerodrom, Jane Sandanski, Novo Lisice, Vardar, Ostrovo, 13 Noemvri, PortaBunjakovec, Zelezara, John Kennedy, Skopje-sever, Madzari, KiselaVoda, Nerezi, Kapistec, Avtokomanda, MirceMacan etc.) have been carried out (fig. 6). The structural system consists of either of R/C frames, R/C walls or mixed system with total number of stories started from 3 until 24. For all of those building structures dynamic nonlinear analysis were performed using a data bank from more than ten near field (Ulcinj-Albatros, Petrovac-Oliva, Bar N-S) and far field earthquakes, (El Centro and Parkfield), (Cvetanovska-Necevska, Petrusevska, 1996).Using the information from seismic microzonation, the analysis were performed for two different earthquake intensities, the first one is the design earthquake level and the second is the maximum possible event on the given location.

Selected review of some the structures analysis and design at IZIIS, which location is out of Macedonia are presented below. The methodology were applied on Oran (Algeria), “Gohran Treasure” of the National Bank in Alma Aty (Kazahstan), Castella Mare Resort, Naples (Italy) etc. (fig. 7).

A lot of revisions of the design documentation of the building structural systems have been carried out among which the most important are the revision of the 44 story CEHAVIR building, at the moment representing the tallest building in the Balkan region, (fig. 8).

Figure 8. Photos from the construction phase

Figure 6. Part of the building structures constructed at the territory of Skopje

Figure 7. Part of the building structures constructed out of Macedonia

4. CONCLUSION

- Since the establishment of the IZIIS in Skopje untill today (1965-2015) there has been a separate Department "Building Structures and Materials" whose main mandate has been seismic design, assessment and strenghtening of building structures.
- The methodology and the corresponding package of computer programmes for optimal design of new and evaluation of seismic resistance of existing R/C building structures, developed at IZIIS (RESIST-INELA computer package - author: Prof. Dr. Golubka Necevska-Cvetanovska) are presented in the paper. For the last 50 years, this methodology has been used for design of over 500 R/C building structures constructed in the teritory of the city of Skopje, Macedonia, Montenegro, Algeria, Kazahstan, Italy etc.

- The application of the IZIIS methodology is simple and enables performance of a large number of analyses within a relatively short computer time, which influences the cost of the analysis. It also has a great practical importance as to the selection of an optimal system of newly designed structures as well as obtaining as realistic as possible assessment of seismic resistance of existing structures.
- In the IZIIS methodology the parameter for evaluation of seismic resistance of the building is displacement. Taking into account the fact that the earthquake inflicts displacements of the structure and that during the ultimate states of the structure, the main objective is control of the places of occurrence and the amount of plastic deformations, the advantages of the IZIIS methodology over the traditional approaches are evident:
  - The displacements are a better indicator of damages than the forces
  - The behaviour of the non-structural elements is dictated by the amount of the displacements in the structure
  - Better control of the P-Δ effect
  - Direct information on design of shear reinforcement
  - Control of the size of plastic deformations
- From the performed comparative analyses of the results obtained by using the INELA and IDARC programs and considering the different modeling of the structure during the analysis and the usage of the different hysteretic models, it may be concluded that the obtained results are quite satisfactory.
- IZIIS methodology for design of seismic resistance buildings is based on the modern principles and trends for design of seismic resistance buildings.
- The results present in the Table 2 show that the seismic forces defined by the methodology developed at IZIIS are very close to those defined according to Eurocode 8.

REFERENCES

[1] Cvetanovska N.G. and R., Petrusevska, " Non Linear Analysis of RC Structures using Computer ProgramINELA with Included Bank of Hysteretic Models", Third European Conference on Structural Dynamics, EURODYN '96, Florence, Italy, 1996, pp.515-522

[2] Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, part 1-1, 1-2, 1-3. 1994

[3] Necevska-Cvetanovska G. & E. Gjorgjievska, "Application of the "capacity design" approach in design of earthquake resistant buildings in accordance with Eurocode 8", XI ECEE, Paris, France, 1998

[4] Necevska - Cvetanovska G., " Method for Evaluation of the Seismic Capacity of Existing R/C Buildings", Third International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, 1999

[5] Necevska - Cvetanovska G., "A Method for Evaluation of the Seismic Resistance of R/C Building Structures", ASPPRA' 99, Taipei, Taiwan, february1-3, 1999, pp.426-435

[6] Necevska - Cvetanovska G., Petrusevska R., "Methodology for Seismic Design of R/C Building Structures", Proc. of the 12WCEE, New Zealand, February 2000

[7] Park J.Y., Reinhorn M.A., Kunnath K.S., "IDARC-Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear-Wall Structures", State of University of New York at Buffalo, Tehnical Report NCEER-87-0008

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

SE - 12

Mira PETRONIJEVIC[1], Dragan KOVACEVIC[2], Vladislav GUDZULIC[3], Marija NEFOVSKA DANILOVIC[4]

SIMPLE MODEL FOR PREDICTION OF TRAFFIC INDUCED VIBRATION IN BUILDINGS

SUMMARY

Simple numerical model for prediction of traffic induced vertical vibration in buildings using wall, flexible floor and soil is presented in this paper. The wall is modeled using the axial spectral element, while the floor is modeled by spectral plate element considering only the first mode of vibration. The effect of soil is taken into account using the dynamic stiffness of rigid foundation on viscoelastic half space. The proposed numerical model is verified comparing calculated and measured vibrations for three different buildings. Although the predicted responses closely mimicked the measured ones, the maximum weighted vibration severities for predicted signals are higher than for measured ones. It means that calibration of the model is required.

Keywords: traffic induced vibration, numerical prediction, spectral elements

Мира ПЕТРОНИЈЕВИЌ[1], Драган КОВАЧЕВИЌ[2], Владислав ГУДЖУЛИЌ[3], Марија НЕФОВСКА ДАНИЛОВИЌ[4]

ЕДНОСТАВЕН МОДЕЛ ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА ВИБРАЦИИ ВО ОБЈЕКТИ ПРЕДИЗВИКАНИ ОД СООБРАЌАЈ

РЕЗИМЕ

Во овој труд презентиран е едноставен нумерички модел за предвидување на вертикални вибрации предизвикани од сообраќај во објекти користејќи ѕид, флексибилен под и почва. Ѕидот е моделиран користејќи линиски спектрални елементи, додека подот со спектрални плочести елементи земајќи ја во предвид само прв мод на вибрации. Ефектот од почвата е земен во предвид преку динамичката крутост на крут темел врз вискоеластичен полупростор. Предложениот нумерички модел е потврден споредувајќо пресметани и мерени вибрации за три различни згради. И покрај тоа што прогнозираните одговори се блиску до измерените, максималната вредност на предвидените сигнали се поголеми од измерените. Тоа значи дека е потребно калибрирање на моделот.

Клучни зборови: вибрации предизвикани од сообраќај, нумеричка прогноза, спектрален елемент

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, pmira@gf.bg.ac.rs
[2] Assist., PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, dkovacevic252@gmail.com
[3] MSc student, Ruhr University, Bochum, Germany, vladislav.gudzulic@rub.de
[4] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, marija@grf.bg.ac.rs

1. NUMERICAL MODELS

Traffic induced vibrations can cause nuisance among residents, malfunctioning to sensitive equipment and in the extreme cases some minor damages to historical buildings. Hence, the prediction of magnitude of the expected vibrations in buildings is of great interest. Many unknowns and uncertainties make the reliable predictions of traffic-relate vibration in a building practically impossible. The prediction can be reasonable only for low frequency range, (Petronijević and Nefovska-Danilović 2012).

Numerical models for prediction of vibrations in buildings caused by traffic are based on: (1) the numerical simulation of moving vehicle, (2) the transmission of vibrations trough the ground and (3) the analysis of building vibrations due to ground motions. They can be simple and detailed ones. The detailed models are based on complex numerical analysis and include all three above mentioned components of vibrations. Simple numerical models serve to determine whether the prescribed vibration limit is exceeded in the buildings or not.

The objective of the research presented in this paper is to develop a simple prediction model for propagation of traffic-induced vibrations in buildings using wave propagation theory. The previously developed frame model (Nefovska-Danilović et al. 2013), (Petronijević et al. 2013) and simple wall model (Petronijević et al. 2014) are improved taking into account the dynamics stiffness of plates, (Kovačević 2013), (Gudžulić 2014). The model consists of only one wall and one floor for each story. The presented theory is implemented in computer program MATLAB. The model is verified using the results of vibration measurements performed on the three-, eight- and fourteen-story buildings during the passage of a truck crossing the rubber unevenness. In order to check the possibility of prediction model to assess the vibration levels according to DIN4150-2 (DIN4150-2 1999), the weighted vibration severities for all buildings are calculated and compared for predicted and measured velocity signals, as well.

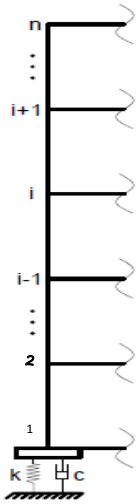


Figure 1. Numerical model

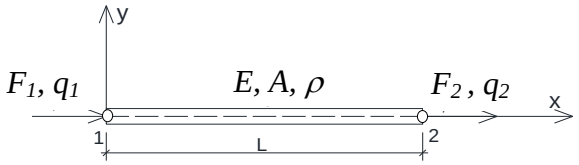


Figure 2. One-dimensional spectral element

1.1. Wall and column modeling

Only one wall in the facade parallel to the road is taken into account, Fig. 1. Wall is modeled as two-node axial spectral elements subjected to longitudinal waves, Fig. 2. The dynamic stiffness matrix $\mathbf{K}(\omega)$ relates the amplitude vectors of nodal forces $\hat{\mathbf{F}} = \{F_1 \; F_2\}^t$ and nodal displacements $\hat{\mathbf{q}} = \{q_1 \; q_2\}^t$ at each frequency ω:

$$\hat{\mathbf{F}} = \mathbf{K}(\omega)\,\hat{\mathbf{q}} \tag{1}$$

The dynamic stiffness matrix $\mathbf{K}(\omega)$ for an axial element is well known from a literature, and can be seen in (Kovačević 2013). It is obtained from the equation of motion in the following form:

$$\mathbf{K}(\omega) = \frac{EA}{e^{ikL} - e^{-ikL}} \begin{bmatrix} ik(e^{ikL} + e^{-ikL}) & -2ik \\ -2ik & ik(e^{ikL} + e^{-ikL}) \end{bmatrix}, \tag{2}$$

where $k = \omega / c_p$ is the wave number, $c_p = \sqrt{E / \rho}$ is the velocity of longitudinal waves, E is modulus of elasticity, ρ is mass density, A and L are area of cross section and length of element, respectively. In equation (2) the complex modulus of elasticity $E^* = E(1 + 2\xi i)$ can be used to represent damping within element, where ξ is damping ratio and $i = \sqrt{-1}$.

1.2. Floor modeling

The influence of floor is modeled by the dynamics stiffness coefficient K_f of plate, which represent vertical support force due to harmonic support displacement $\hat{q}_0 e^{i\omega t}$, Fig. 3.

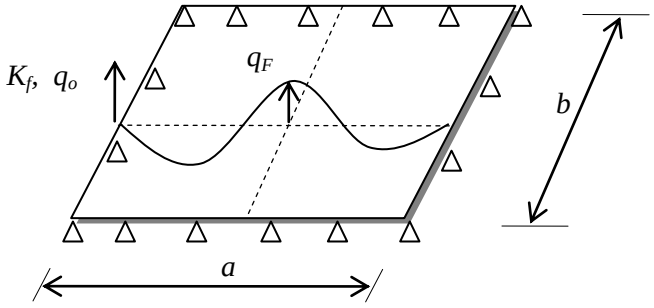


Figure 3. Levy-type plate spectral element

Auersh (Auersh 2010) developed the dynamic stiffness koefficient starting from the dynamic equation of motion due to harmonic support excitation of plate, $\hat{q}_0 e^{i\omega t}$:

$$K\ \hat{q}_r - \rho\omega^2 \hat{q}_r = \rho\omega^2 \hat{q}_o \tag{3}$$

where K is diferential stiffness operator, ρ is mass density, ω is the circular frequency, while $\hat{q}_r(x) = \hat{q}(x) - \hat{q}_o$ is the amplitude of displacement relative to $\hat{q}_o$. The relative displacement $\hat{q}_r$ was presented in the modal form:

$$\hat{q}_R = \sum_{i=1}^{\infty} y_i \Phi_i \tag{4}$$

where Φ_i is eigenvector and y_i is modal participation factor of mode i. The differential equation (3) was multiplied by eigenfunctions Φ_i and integrated to obtain the relation between y_i and $\hat{q}_o$. Taking into account the obtained relation, the support force was calculated by integrating the inertia force (Auersh 2010). Assuming that only first mode of vibration can be taken into account, the simply expression for the dynamic stiffness was obtained (Auersh 2010) in the following form:

$$K_f = (2\pi f)^2 \left(m_F + m' \frac{f^2}{(1 + 2\xi i) f_F^2 - f^2} \right) \tag{5}$$

where f is frequency of vibration, ξ is damping ratio, i is imaginary unit, m_F is floor mass, while m' and f_F are modal mass and first eigenfrequency of square plate, respectively (Kovačević 2013):

$$m' = \frac{64\rho hab}{\pi^4}, \qquad f_F = \frac{\frac{\pi^2}{a^2} + \frac{\pi^2}{b^2}}{2\pi} \sqrt{\frac{D}{\rho h}} \tag{6}$$

In Eq. (6) *h*, *a* and *b* are thickness and dimensions of square plate in *x* and *y* directions, respectively, while *D* is flexural stiffness:

$$D = \frac{E h^3}{12\left(1-\nu^2\right)} \tag{7}$$

Finaly, the amplitude of displacement in the middle of the plate is calculated as:

$$\hat{q}_F = \left(1 + \alpha_{11}\frac{f^2}{(1+2i\xi)\,f_F^2 - f^2}\right)\hat{q}_o \tag{8}$$

where α_{11} is equal (Kovačević 2013):

$$\alpha_{11} = \frac{\int \Phi_1 dm}{\int \Phi_1^2 dm}\Phi_1(x,y) = \frac{16}{\pi^2}\sin\left(\frac{\pi x}{a}\right)\sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \tag{9}$$

1.3. Foundation modeling

The effect of soil-structure interaction (SSI) is taken into account applying the spring and dashpot, which represent the stiffness (*k*) and damping (*c*) of the soil, at the base of the model. The dynamic stiffness of the soil in vertical direction is complex number:

$$K_s = k + i\omega c\ . \tag{10}$$

The foundation parameters, stiffness *k* and damping *c*, for a mat foundation are set according to (Auersh 2010):

$$k = 3.4 G_S\sqrt{A_S} = 3.4\rho_S v_S^2\sqrt{A_S} \qquad c = 1.6\sqrt{G_S\rho_S}A_S = 1.6\rho_S v_s A_S \tag{11}$$

where $v_s = (G_s/\rho_s)^{0.5}$ is shear wave velocity, ρ_s is soil shear modulus and A_s is area of the foundation.

1.4. Dynamic equation in frequency domain

The dynamic equations for the soil-structure interaction analysis in the frequency domain is written as a function of storey displacements $\hat{q}_{r,i}$, *i=1,..,n*, relative to the base displacement $\hat{q}_0$ (free field displacement). The frequency-dependent system of equations, for the model with *n* kinematics DOF presented in Fig. 1, can be written in the matrix form

$$\begin{bmatrix} K_{n,n}+K_f & K_{n,n-1} & & & 0 \\ K_{n-1,n} & 2K_{n-1,n-1}+K_f & K_{n-1,n+1} & & \\ & \ddots & & & \\ & & K_{23} & 2K_{22}+K_f & K_{21} \\ 0 & & & K_{12} & K_{11}+K_f+K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{q}_{r,n} \\ \hat{q}_{r,n-1} \\ \vdots \\ \hat{q}_{r,2} \\ \hat{q}_{r,1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ -K_s\hat{q}_0 \end{Bmatrix} \tag{12}$$

The unknown story displacements $\hat{q}_{r,i}$ *i=1,..,n,* are obtained solving the system of linear algebraic equations (12) with complex coefficients for each frequency $\omega=2\pi f$. Based on the presented methodology, the computer program in MATLAB is developed.

2. NUMERICAL ANALYSIS AND VERIFICATION OF RESULTS

The proposed numerical model was used to calculate the dynamic response of three typical low-, mid- and high-rise buildings subjected to ground vibrations induced by a 14t truck crossing a 3 cm thick rubber unevenness, at a speed of 50 km/h. The vibrations of the buildings were measured in New Belgrade (Petronijević and Nefovska-Danilović 2006). The measurements were carried out by the

Geophysical Institute, using I/O System One that consists of 5 three-component geophones. The velocities were measured simultaneously at five different points at the buildings site in three orthogonal directions, Fig. 4.

The measured velocities , $\dot{v}(t)$, in the vertical direction at the base of the structures (3) were used as input in the numerical models, while the measured velocities at the top of the structure near the wall (4) and in the middle of the floor (5) were used for validation of the numerical results. For the purpose of the analysis the measured velocity signal $\dot{v}(t)$ were transformed from time to the frequency domain using the Fast Fourier transform (Kovačević 2013):

$$\dot{v}(w) = \int_{-\infty}^{\infty} \dot{v}(t) e^{i\omega i} dt \tag{13}$$

The base displacements $q_o(\omega)$ were obtained in frequency domain dividing the velocities $\dot{v}(\omega)$ by $i\omega$:

$$q_o(\omega) = v(\omega) = \frac{\dot{v}(\omega)}{i\omega} \tag{14}$$

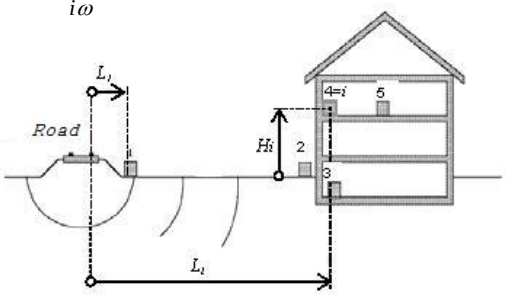


Figure 4. Measurement points

The main structural elements for all building are reinforced concrete (RC) walls. In all cases the same properties of the wall elements were used: $\rho_w = 2500$ *kg/m*^{3}, $E_w=3\cdot10^{10}$ *N/m*^{2}, $\xi=0.01$. For low and mid-rise building soil characteristics are $\rho_s = 1800$ *kg/m*^{3}, v_s*= 250 m/s*^{2} , while for high-rise building are $\rho_s = 1750$ *kg/m*^{3}, v_s*= 300 m/s*^{2}.

Vertical displacements at the top of the wall (point 4 in Fig.4) and in the middle of the top floor (point 5 in Fig.4) are calculated using the proposed model (Gudžulić 2014).

Low-rise building

The low-rise building has ground floor and two floors above. The height of each floor is 3 m. Cross section of the RC wall parallel to the road is 20x0.25m. The wall is founded on a strip foundation 20x1.5m. Dimensions and thickness of the floor slabs are axb=5x5m and h=0.14cm, respectively.

The measured velocity time history of vertical vibration at the base of the building is presented in Fig. 5. Fig. 6 shows the amplitudes of predicted and measured vertical displacements plotted against the frequency. The velocity amplitudes are displayed in logarithmic form.

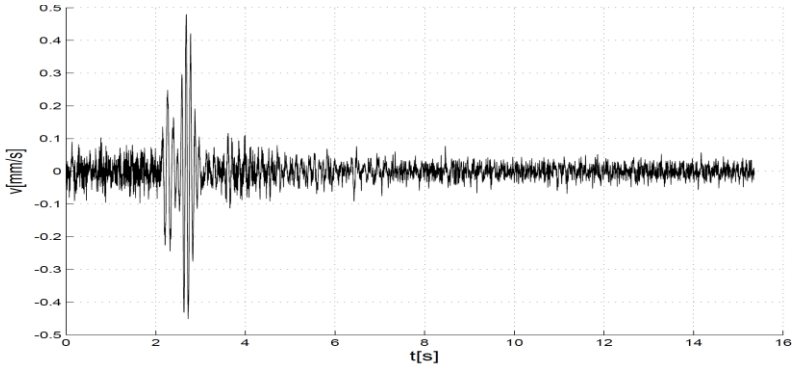


Figure 5. Ground velocity time history for low-rise building

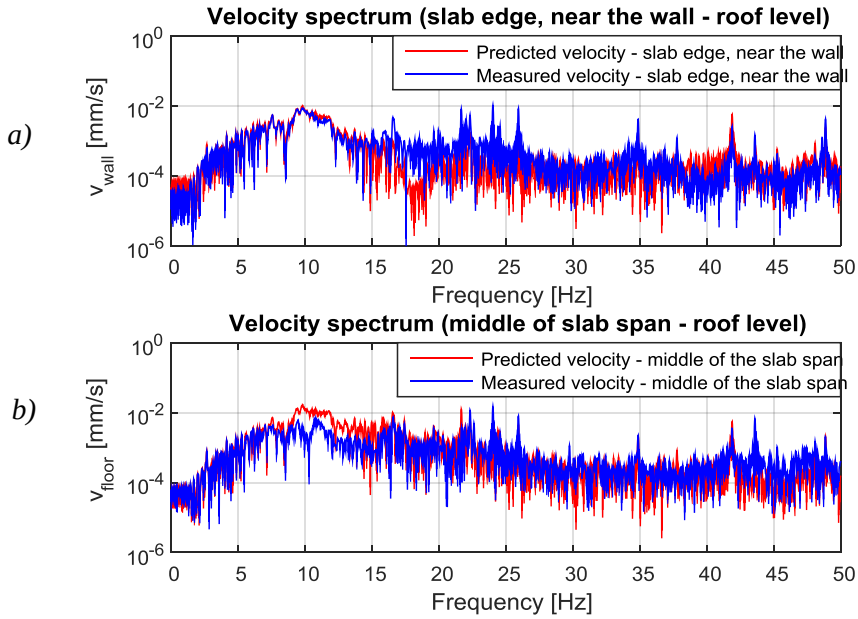


Figure 6. Predicted and measured velocities at the top of low-rise building:
a) near the wall, *b*) floor, (Gudžulić 2014)

The predicted and measured wall velocity at the top of building (point 4) are in good agreement in the low frequency range (0-15 Hz), Fig 6*a*. For higher frequencies, the predicted velocities are lower than the measured ones, generally. For the floor eigenfrequency, f_F=18 Hz, the predicted wall velocity is nearly zero [5], Fig. 6*a*. The measured velocity is nearly zero for a little bit higher frequency, f=16 Hz. This may be attributed to the insufficiently accurate assessment of floor characteristics and structural damping. Concerning the floor vibrations, Fig. 6*b*, the predicted velocities are higher than the measured ones in the frequency range between 9-16 Hz. For other frequencies, the predicted velocities are in good correlation with the measured ones.

Mid-rise building

The mid-rise building consists of a basement, ground floor and six floors above. The height of each floor is 3 m. The cross section of the RC wall is 20x0.25m while the dimensions of the foundation are 20x5m. The floor slabs are 5x5m wide and 0.14cm tick.

The measured ground velocity is presented in Fig. 7. The vertical displacements time history (measured and predicted) at the top of the wall and in the middle of the top floor are presented in Fig. 8 in the logarithmic form.

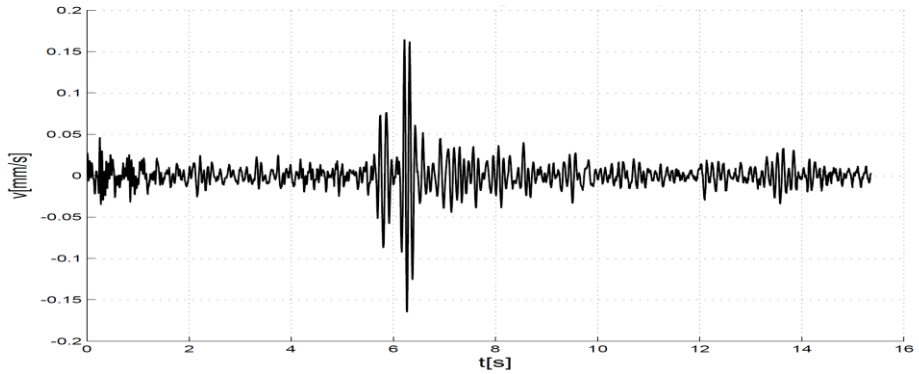


Figure 7. Ground velocity time history for mid-rise building

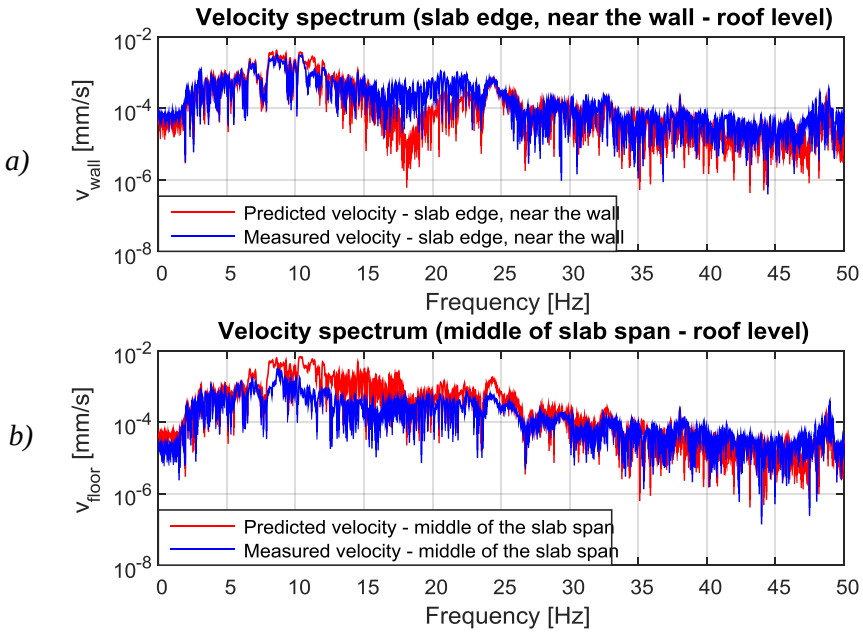


Figure 8. Predicted and measured velocities at the top of mid-rise building: *a)* near the wall, *b*) floor (Gudžulić 2014)

Again, the predicted and measured wall velocities at the top of building (point 4) are in good agreement in the low frequency range (0-15 Hz) and the predicted wall velocities recede for the floor eigenfrequency, Fig 8*a*. The measured velocities do not exhibit such behavior. The predicted floor's vibrations are higher than the measured ones almost in the whole frequency range, except for frequencies between 2 and 8 Hz as well as for frequencies higher than 30 Hz, Fig 8*b*. This may be attributed to inaccurate assessment of floor characteristics and structural damping.

High-rise building

The high-rise building consists of a basement, ground floor and 12 floors. The height of each floor is 2.9 m. The reinforced concrete (RC) walls are founded on the reinforced grid foundation. The cross section of the RC wall parallel to the road is 20x0.25m. The dimensions of the foundation grid which belongs to the wall are 20x1m. The floor slabs are 5.5x4.9m wide and 0.12cm tick.

The velocity time history measured at the base of the building is presented in Fig. 9. The measured and predicted displacement time histories at the top floor near the wall and in the middle of the floor are presented in Fig 10. The velocity amplitudes are displayed in logarithmic form.

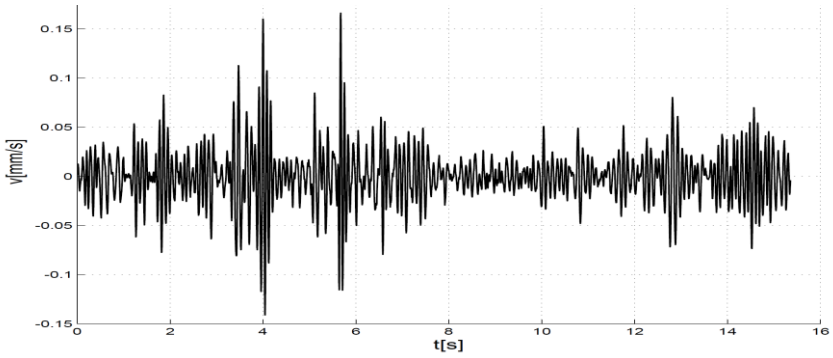


Figure 9. High-rise building - Ground velocity time history

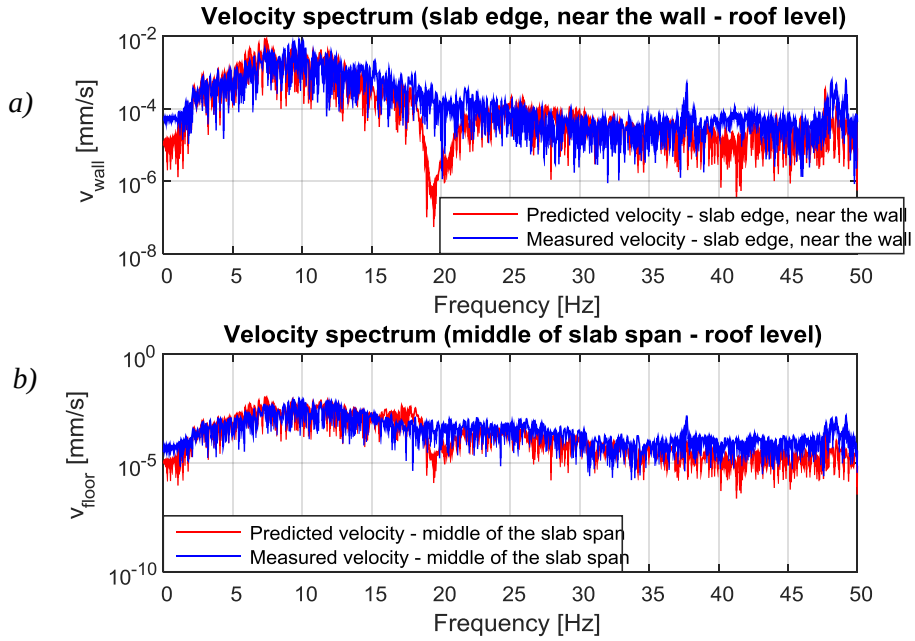


Figure 10. Predicted and measured velocities at the top of high-rise building: *a*) near the wall, *b*) floor (Gudžulić 2014)

The predicted and measured wall velocities at the top of the building (point 4) are in good agreement in the entire frequency range, except in the zone of the floor eigenfrequency (19 Hz), Fig 10*a*, where predicted velocities recede. The measured velocities exhibit such behavior for frequency of 20 Hz. The predicted floor's vibrations are in good agreement with the measured values for frequencies between 7 and 16 Hz, and are less than the measured ones for higher frequencies. The predicted floor's vibrations show slight decrement nearby floor eigenfrequency, which might happened due to the highly damped wall amplitudes.

3. ASSESMENT OF TRAFFIC INDUCED VIBRATION ON HUMANS IN BUILDINGS

The effect of vibrations on humans in buildings is accessed according to DIN 4150-2 (DIN 4150-2 1999), by using maximum weighted vibration severity KB_{Fmax} and Nefovska-Danilović 2012). For determining the weighted vibration severity $KB_F(t)$, the velocity signal $v(t)$ is weighted and normalized as specified in DIN 45669-1 (DIN 45669-1 1995). The signal weighting is performed in MATLAB using *high pass* and *low pass* 2-poles Butterworth filter (*high pass* frekvency is 0.8 Hz, *low pass* frekvency is 80 Hz). The frequency weighting function is:

$$H_{Bnom}(if) = \frac{1}{1 - i\dfrac{5.6\,Hz}{f}} \tag{15}$$

The weighted vibration severity $KB_F(t)$ is calculated as r.m.s. (running mean square) of the weighted velocity signal $KB(t)$:

$$KB_F(t) = \sqrt{\frac{1}{\tau}\int_{\xi=0}^{t} e^{-\frac{t-\xi}{\tau}} KB^2(\xi)\,d\xi} \quad , \tag{16}$$

where τ is the time constant of 0,125 s and ξ is time.

In order to check the applicability of the proposed simple prediction model for the assessment of traffic induced vibration, the weighted vibration severity $KB_F(t)$, is calculated using the measured and predicted velocity signals near the wall and at the floor (Gudžulić 2014). The obtained results are presented in Figs. 11*a* and 11*b* for the mid-rise building.

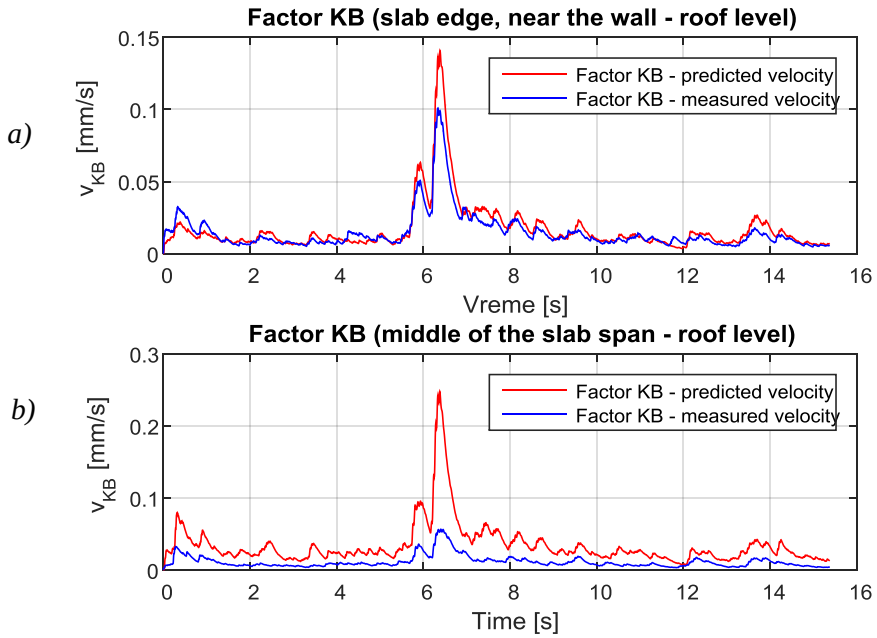


Figure 11. Predicted and measured weighted vibration severity $KB_F(t)$ for mid-rise building: *a*) near the wall, *b*) floor (Gudžulić 2014)

It is evident that vibration severity $KB_F(t)$ obtained from the predicted and measured velocity signals near the wall are in a good agreement, Fig. 11*a*. However, $KB_F(t)$ calculated from the predicted floor's velocity differs significantly from the $KB_F(t)$ obtained from the measured values. The reason why the computational model does not fit to the measured one lies in a fact that many structural and material parameters cannot be exactly determined in advance. In this case it happened with the floor characteristics which, obviously, were not adequately presented in the model.

Using the same approach the $KB_F(t)$ is calculated for two other types of buildings, and the maximum weighted vibration severities KB_{Fmax} are determined. The obtained values of KB_{Fmax} are presented in Table 1.

KB_{Fmax}			
Signal	Building		
	Low-rise	Mid-rise	High-rise
Predicted	0.6598	0.2477	0.1281
Measured	0.1893	0.0567	0.0965

Table 1. Maximum weighted vibration severity KB_{Fmax}

Apparently, the predicted velocities give higher KB_{Fmax}, in all cases, for the reasons listed above. Getting the model to be fitted to the measured ones, by means of the $KB_F(t)$ and KB_{Fmax}, the model update process is necessary. It will be the scope of our future work.

4. CONCLUSION

In this paper the simple numerical model for prediction of traffic induced vibration is presented. The model is based on the wave propagation theory and spectral elements. It consists of one wall, one floor for each storey and a soil spring and damper. The model was checked using vertical vibration measurements of three buildings with different heights. The buildings behavior is found in agreement with numerical modeling, although the amplitudes of the measured and predicted velocities show certain differences, especially at higher frequencies.

With the overall objective to make a simple numerical model for prediction of traffic induced vibration in buildings, the assessment of the vibration on humans in building was also analyzed. Despite the fact that the predicted maximum weighted vibration severity did not match the one obtained using the measured signal, in all cases, we must pointed out that the proposed model gives satisfactory results concerning the frequency content and velocity amplitudes. Obviously, the calibration of the obtained results and measurement is necessary.

5. ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge the financial support of the Ministry of Education, Science and Technology, Republic of Serbia, within the Project No. TR36046

REFERENCES

[1] Auersch, L.: Building Response due to Ground Vibration—Simple Prediction Model Based on Experience with Detailed Models and Measurements, International Journal of Acoustics and Vibration, 2010, Vol. 15, No. 3, pp. 101–112

[2] German institution for standard, DIN 45669:1 Mechanical vibration and shock measurement, Part 1: Measuring equipment (1995)

[3] German institution for standard, DIN 4150:2 Human exposure to vibration in buildings (1999)

[4] Gudžulić, V.: Primena jednostavnih modela za predviđanje vibracija kod zgrada, Sintezni rad, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2014

[5] Kovačević, D.: Jednostavan model za predviđanje vibracija zgrada od saobraćaja primenom spektralnih elemenata, Sintezni rad, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2013

[6] Nefovska-Danilovic M., Petronijevic, M., Savija, B.: Traffic-induced vibrations of frame structures, Canadian Journal of Civil Engineering, 2013, Vol. 40, Issue 2, pp 158-171

[7] Petronijevic, M., and Nefovska-Danilovic, M.: Geodinamička analiza osetljivosti objekata na dejstvo postojećih vibracija prema postojećim standardima i procena njihove osetljivosti na dejstvo lakog metroa“, GEOZAVOD i Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006

[8] Petronijević, M., Nefovska-Danilović M: Vibracije usled saobraćaja: merenje, procena i predviđanje, Gradjevinski kalendar, Vol 44, s. 1-41, 2012

[9] Petronijević, M., Nefovska Danilović, M., Radišić, M., Analysis of frame structure vibrations induced by traffic, GRAĐEVINAR Vol.65 No. 9, pp. 811-824, 2013

[10] M. Petronijević, D. Kovačević, M. Nefovska-Danilović: Simple wall-rigid floor – soil model for prediction of traffic induced vibration in buildings”, Zbornik radova Građevinskog fakulteta u Subotici – Međunarodna konferencija Savremena dostignuća u građevinarstvu , Vol 25, No. 1, pp. 331-337, 2014

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 13

Slobodan RADOVANOVIC[1], Ratko SALATIC[2]

PARAMETRIC ONE DIMNESIONAL DYNAMIC ANALYSIS OF LAYERED SOIL

SUMMARY

The propagation of the seismic waves through the soil layers was analysed in this paper. Seismic excitation is going to rock mass below the soil layers and extends vertically up to the surface. For the design of buildings, one needs to know the acceleration of earthquakes on the surface where the structure will be founded. In this paper it is shown the basic theories of wave motion and in particular the methodology for the implementation of one-dimensional dynamic analysis of layered soil. The parametric study on the influence of the height of the overburden was done and the dynamic characteristic changes in response on the soil surface were defined. Based on this analysis, the paper gives summary conclusion about the influence of certain parameters on the response of the soil on the surface.

Keywords: one-dimensional parametric dynamic analysis, layered soil

Слободан РАДОВАНОВИЌ[1], Ратко САЛАТИЌ[2]

ПАРАМЕТАРСКА ЕДНОДИМЕНЗИОНАЛНА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА НА СЛОЕВИТА ПОЧВА

РЕЗИМЕ

Во овој труд анализирано е распростирањето на сеизмичките бранови низ слоевита почва. Сеизмичката возбуда оди во карпеста маса под слоевите и се шити вертикално до површината. За проектирање на згради, треба да се знае забрзувањето на земјотресите на површината каде конструкцијата ќе биде темелена. Во овој труд се покажани основните теории за распространување на брановите и подетално методологијата за применување на едно-димензионална динамичка анализа на слоевита почва. Извршена е параметриска анализа за влијанието на висината на преоптоварување и дефинирани се промените на динамичките карактеристики во одговорот на почвената површина. Базирано на оваа анализа, трудот дава заклучок околу влијанието на одредени параметри врз одговорот на почвата на површината.

Клучни зботови: параметарска едно-димензионална динамичка анализа, слоевита почва

[1] Assist. PhD student, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, sradovanovic@grf.bg.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, salatic@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

For the purpose of designing civil engineering structures, it is essential for one to know seismic conditions at the terrain surface. It can be said that the seismicity at the observation point on the surface depends on the seismicity on the bedrock and on local geological-seismological features of the surface. During propagation of seismic waves from the bedrock to the surface, seismic waves are modulated regarding amplitude and frequency, giving at the same time their own local seismic feature at the surface. The total effect of an earthquake on a structure depends on the seismicity of the terrain on the surface and dynamic features of the structures themselves. The seismicity of the location can not be affected on, since it depends on regional and local seismic-geologic factors, but the features and distribution of structures during urbanistic design and construction can be influenced. Therefore, seismic micro-regionalization contains: study of regional seismic-geological features of the terrain, study of local seismic-geological features of the terrain and their influence on the seismicity of the location, study of seismic parameters of earthquakes, criteria and conditions for planning, designing and constructing (Šlimak 1996).

Here, it is analysed passing of a seismic wave through a layered soil from the bedrock upwards, treating it as a one dimensional issue. This is also conducted in the paper (Salatić et al. 2014) where the responses at the surface were determined at the location of the Ada Bridge. In the paper (Radovanović 2008), seismic micro-regioning was conducted at the location in New Belgrade.

This paper shows algorithm for calculation of dynamic response at the terrain surface caused by an earthquake. There was also conducted the parametric analysis of influence of layer thickness and change of dynamic characteristics during earthquake. There are separately given cases where the influence of dynamic characteristics of soil is neglected, and separately when reduction of dynamic characteristics of soil is taken into consideration. The objective of the analysis is to show how the change of dynamic characteristic of soil and overburden height affects the response of the soil at the surface.

2. THEORETICAL ASSUMPTIONS

The basic assumptions used in one-dimensional dynamic analysis are as follows:

- A layered soil with horizontal layers is to be taken into consideration, and its response to a seismic excitation dominantly depends on transversal waves (SH) which move vertically upwards from the rock mass to the soil surface through layers of soil which have different characteristics.
- A layered soil is to be taken into consideration; it has damping and lies on an elastic rock.
- The soil is approximated with Kelvin model of material.
- It is assumed that the principle of superposition is valid. Non-linear behaviour of soil can be approximated using iterative procedures with equivalent linear parameters of soil.

The assumption that the soil is layered is justified because the fact is that soil is often layered; it consists of different lithological members starting from the soil surface downwards. Dissipation of energy or damping is present in the soil meaning that the assumption on a damped soil is justified. Velocity of waves in the depth is greater than the velocity of waves at the soil surface. Waves refract going from one medium into another. If a wave passes from a high-velocity medium into a low-velocity medium, then an angle of incidence of that wave at the contact of the two media is larger than the angle of refraction of that wave in relation to the vertical line. This means that spatial waves going through a layered medium are nearly vertical towards the soil surface, which justifies the assumption on propagation of vertical waves. The assumption on elastic rock mass means that while the seismic waves approach, a part of energy of waves passes through the rock mass and continues deeper in the rock, and the other part of energy reflects from the rock and continues to move vertically upwards (Krame 1996). In reality, the principle of superposition in non-linear materials does not apply. However, due to complex behaviour of the soil when seismically excitated, the assumption that superposition of waves applies is adopted, but the impact of non-linearity of the material is introduced via parameters of soil (shear modulus and damping modulus) through iterative procedure (Krame 1996).

3. THEORETICAL ASSUMPTIONS ON UNDULATION

Propagation of seismic waves through soil belongs to undulation. Within this chapter, there are given basic equations which define wave motion.According to the D´Alembert principle, the condition on balance of a dynamic system is tested as in a static system, but relevant inertial forces are taken into account (Ćorić et al. 1998).

During propagation of seismic waves, a part of elastic energy dissipates due to friction, plastic deformations, heating, etc. A precise mechanism of energy dissipation is not simple to describe and model for each cause, so the impact of various causes is usually observed unified. Elastic energy dissipation is followed by lowering of amplitude of oscillation. This is called damping, and such oscillations are called damped oscillations. The most used model of damping is the so called viscous damping, where the damping force F_c is proportional to the velocity of moving points (Ćorić et al. 1998), that is:

$$F_c = -c \cdot \dot{u} = -c \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \tag{1}$$

In the following text, there are given equations and results of the equations of free damped oscillations with one-degree of freedom. The differential equation of free damped oscillations of a system with one degree of freedom (Ćorić et al. 1998) is as follows:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \tag{2}$$

where:

u- displacement of mass m in the direction of oscillations;

k- rigidity of the elastic spring;

c- damping of the system.

The equation (2) can be transformed into the following form:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2 u = 0 \tag{3}$$

where:

ω - natural angular frequency of oscillations;

ζ - relative damping.

The solution of this differential equation is (Ćorić et al. 1998):

$$u(t) = e^{-\zeta\omega t}\left[A_1 e^{i\omega_d t} + A_2 e^{-i\omega_d t}\right] \tag{4}$$

The parameter $\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ is called angular frequency of damped oscillations. From the form of solution of damped oscillations, it can be seen that this is periodical movement, with angular frequency ω_d and the amplitudes are constantly reduced exponentially. In accordance with previous analyses, the obtained solution can be additionally broadened so that the distance between the observed point and the source of seismic waves is taken into account, and the final solution of the function of movement is in the following form (Krame 1996):

$$u(t) = A(t)e^{i(\omega_d t - kz + \varphi)} \tag{5}$$

4. BEHAVIOUR OF SOIL DURING SEISMIC EXCITATION

Stress-strain characteristics of soil, under dynamic loading, mostly depend on the size of amplitude of shear deformation. Where shear deformations are very small (smaller than 0.001%), the soil behaviour is completely elastic. Where shear deformations are greater (0.001-1%), apart from elastic, there are also plastic deformations. Where deformations are even greater (over 1%), the soil is breaking. With

the increase in shear deformations, the complexity of soil behaviour also increases, as well as the mathematical model of that behaviour, given in the form of constitutive equations or soil models. For small deformations, linear elastic model of the material can be applied; for medium deformations, the elastic model with hysteresis damping (or viscosity which is reversely proportional to the excitation frequency) is suitable; for great deformations, a complex elastic-plastic model (Aničić et al. 1990) is needed. Regarding the shear deformations, the soil can be modelled to be viscoelastic object, meaning that its resistance to shear is a sum of the elastic force and force of viscose damping. This kind of a model of a material is called Kelvin´s model and can be shown as parallel link of the elastic spring (Hooke´s object) and viscose piston (Newton´ s object) (Deretić et al. 2008). The relation between the stresses and strains in the Kelvin´ s model can be defined as:

$$\tau_{xz} = \tau_s + \tau_d = G\gamma_{xz} + \eta \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial t} \tag{6}$$

Where the deformations of shear of spring and piston are equal, and the total shear stress equals the sum of stresses in the spring τ_s and stresses in the piston τ_d. From the condition of balance of horizontal forces present in a basic part of soil, a differential equation of oscillations of soil exposed to transversal seismic forces given in (Krame 1996) can be obtained:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{7}$$

G/ρ is squared velocity of propagation of transversal waves v_s, that is:

$$\frac{G}{\rho} = v_s^2 \tag{8}$$

Since the oscillations of the actual soil are always damped, further analysis is conducted using model of soil which simulates damping. For the previously given Kelvin´s model of viscoelastic material, the following partial differential equation given in is obtained:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \tag{9}$$

The solution of this partial differential equation is the function of movement *u(z,t)*:

$$u(z,t) = Ae^{i(\omega t + k^* z + \varphi)} + Be^{i(\omega t - k^* z + \varphi)} \tag{10}$$

where $k^* = \sqrt{\frac{\omega^2 \rho}{G^*}} = \omega\sqrt{\frac{\rho}{G^*}}$, and it is a complex wave number, and $G^* = G(1 + 2i\xi)$ is a complex shear modulus. The labels *A* and *B* are the amplitudes of seismic waves which spread vertically upwards and vertically downwards, respectively (Krame 1996).

5. METHODOLOGY OF CALCULATION

Through this chapter, it is given the method in which the one-dimensional dynamic analysis of propagation of seismic waves through a layered soil on a deformable rock is conducted. A seismic wave moves from the deformable rock vertically upwards and passes through layers of soil of various dynamic characteristics. The incident wave amplifies due to different dynamic characteristics of soil while passing vertically upwards.

The aim of the analysis is to determine the wave obtained as a response of the soil on the terrain surface. For determining the wave which is going to be obtained on the terrain surface, it is above all necessary to know the wave on the bedrock. The wave on the bedrock is multiplied by relevant function called the transfer function and the response of the soil surface is obtained. The transfer function *H* can be defined as the relation of amplitudes of the observed dynamic value (for example movement) on the surface and in the level of the bedrock (Krame 1996):

$$H = \frac{u_{max}(0,t)}{u_{max}(h,t)}$$
$$u_{max}(0,t) = H \cdot u_{max}(h,t) \tag{11}$$

The dynamic response on the surface is obtained by multiplying relevant input values with the transfer function. Since the actual loading and displacements which affect the soil are stochastic in nature, first it is necessary to express the input values in the form of sum of harmonic functions (Fourier series). By multiplying each individual input harmonical function with the transfer function and summing up the individual dynamic responses, the total dynamic response is obtained, and an analysis like this can be applied only in case of linear dynamic analysis, where the principle of superposition of impacts may be applied. The transfer function of the soil depends on the velocity of shear seismic waves and bulk density. The soil (Fig. 1) is observed, it contains *n* layers, where the last layer, the n^{th} one, is actually the bedrock.

Displacement on the borders between the layers must comply with the conditions of displacement compatibility (displacement of the top of one layer must be equal to the displacement of the bottom of the layer above the observed layer):

$$u_i(Z_i = h_i, t) = u_{i+1}(Z_{i+1} = 0, t) \tag{12}$$

From the condition that the shear stresses on the borders of the layers are equal:

$$\tau_i(z_i = h_i, t) = \tau_{i+1}(z_{i+1} = 0, t) \tag{13}$$

for the amplitudes of the wave in the layer *i+1* , the recursive formulas are obtained:

$$A_{i+1} = \frac{1}{2}A_i(1+\alpha_i^*)e^{ik_i^*h_i} + \frac{1}{2}B_i(1-\alpha_i^*)e^{-ik_i^*h_i} \tag{14}$$

$$B_{i+1} = \frac{1}{2}A_i(1-\alpha_i^*)e^{ik_i^*h_i} + \frac{1}{2}B_i(1+\alpha_i^*)e^{-ik_i^*h_i} \tag{15}$$

Where is:

$$\alpha_i^* = \frac{G_i k_i^*}{G_{i+1}k_{i+1}^*} = \frac{\rho_i v_{si}^*}{\rho_{i+1}v_{si+1}^*} \tag{16}$$

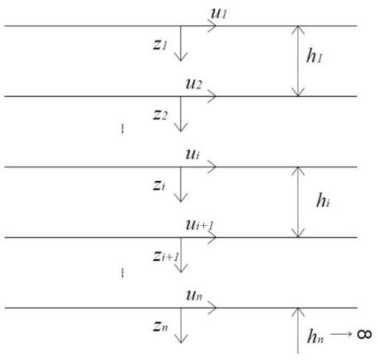


Figure 1. Scheme of layered soil

The transfer function of the layer *i* can be defined as the relation of amplitudes between the layer *i* and the layer *i+1* as:

$$H_i(\omega) = \frac{A_i}{A_{i+1}} \tag{17}$$

Since that the following is valid for the harmonic oscillations:

$$|\ddot{u}| = \omega |\dot{u}| = \omega^2 |u| \tag{18}$$

Apart from displacement, the amplification function describes the amplification of acceleration and velocity from the layer *i* to the layer *i+1*. With the amplification function, it is possible to determine displacement in every layer on the basis of displacement of the previous layer.

The record describing movement of earthquake on the bedrock is $u_n(t)$. It is assumed that there are n layers of soil in total including the bedrock. The diagram showing layers of soil is given in the Fig. 1 . First, it is necessary to transform the incident wave on the bedrock into the Fourier´s series using the fast Fourier transformation (*FFT*) which is present in various software packages (Matlab, Excel, etc.). In that way, the function in the frequency domain is obtained:

$$U_n(\omega) = FFT(u_n(t)) \tag{19}$$

On the basis of dynamic characteristics and the Eq. (17), for each layer of soil it is determined the transfer function $H_i(\omega)$ which is shown in the frequency domain. The response of the soil in the layer *i* is obtained in the following manner:

$$U_i(\omega) = H_i(\omega) U_{i+1}(\omega) \tag{20}$$

This way, the displacement on the terrain surface is obtained through successive solving of the equations:

$$U_1(\omega) = H_1(\omega) H_2(\omega) \ldots H_n(\omega) U_n(\omega) \tag{21}$$

Where $H_1(\omega) H_2(\omega) \ldots H_n(\omega)$ is the transfer f unction of the entire system composed of *n* layers of soil. The transfer function of the entire system is the relation between the displacement amplitude on the surface and the displacement amplitude at the level of the bedrock. The obtained response on the surface is called the response of the soil when dynamically excitated on the bedrock. The given function is obtained in the frequency domain. The modulus of this function is the Fourier´s amplitude spectrum. With the inverse fast Fourier´s transformation of the function $U_1(\omega)$ it is obtained the response on the surface in the time domain:

$$u_1(t) = IFFT(U_1(\omega)) \tag{22}$$

More accurately, the real part of the inverse fast Fourier´s transformation is the time record of the displacement on the terrain surface $u_1(t)$.

Within this analysis, non-linear behaviour of soil has not been taken into consideration. During an earthquake, shear deformations increase which is manifested as a change in dynamic characteristics of soil (shear modulus and relative damping). Dynamic characteristics of soil depend on the level of stresses in soil, that is, on shear deformations. The dependence of the shear modulus and relative damping on the shear deformations in the soil shall be called hereinafter the curves of reduction of dynamic characteristics. The previously shown linear analysis assumed that the dynamic parameters of soil (shear modulus G and relative damping ζ) are constant throughout the analysis. However, the given parameters significantly depend on the level of shear deformations which appear in the soil, meaning that they are not the same at all levels of strain. Therefore, the described procedure of calculation must be additionally modified so that the change of dynamic parameters is taken into account. The modification implies that the dynamic parameters change through iterations depending on the values of shear deformations in the soil.

At the beginning of every iteration, the values of dynamic parameters are assumed. During the iteration, they remain constant, and then, linear analysis of dynamic response is conducted. Most often as the parameters in the first iteration, the values are used which correspond to very small deformations.

On the basis of the obtained dynamic response, maximum values of shear deformations are calculated for each layer of soil:

$$\gamma_{i\max} = \frac{u^{p}_{i\max} - u^{d}_{i\max}}{h_i} \tag{23}$$

where: γ_{imax} is maximum level of shear deformations in the i^{th} layer of soil, u^{p}_{imax} - maximum displacement at the upper border of the i^{th} layer of soil, u^{d}_{imax} maximum displacement on the bottom border of the i^{th} layer of soil, h_i- thickness of the i^{th} layer of soil. For the obtained value of the maximum shear deformation, the effective shear deformations (ProShake User Manual) are determined as:

$$\gamma_{ieff} = \frac{M - 1}{10}\gamma_{i\max} \tag{24}$$

where M- is the earthquake magnitude.

For the calculated level of effective shear deformation, the values for shear modulus and relative damping are to be read from the reduction curves.The read values of the dynamic characteristics are to be compared with the values of the dynamic characteristics within iteration. In case there are significant discrepancies, the calculation is repeated in the next iteration with new dynamic characteristics of the soil. The calculation is finished when the difference between the dynamic parameters at the beginning of the iteration and at the end of the iteration is insignificant (cca 3-5%) (ProShake User Manual).

The reduction curves can be obtained by experiments conducted on the undisturbed samples of soil both in the laboratory and on site. The reduction curves show the size of the change of deformation modulus and relative damping after cyclic repetition of loading and unloading.

6. PARAMETRIC ANALYSIS

This chapter shows the results of the parametric analysis of impact of layer thickness on the frequency characteristic of response of the surface soil layer, and the impact of change in dynamic characteristic of the soil during excitation. The calculation is conducted by means of software package EduShake. There were observed two cases for one layer of soil which lies on the deformable rock mass, where the reduction in shear modulus and relative damping is used, and the case where the shear modulus and relative damping are constant during the earthquake. The cases are analysed when the thickness of the soil layer is changed and the spectrums of response are observed at the surface. The calculation is conducted separately when the overburden above the bedrock is sand, and especially when the overburden is clay. The following table contains characteristics of the materials (Maksimović 2005):

	$\gamma(\frac{kN}{m^3})$	$v_{s\max}$ (m/s)	ζ (%)
Rock	25	1500	2
Sand	20	250	5
Clay	18	200	2

Table 1. Characteristics of soil

The Fig. 2 shows the spectrums of response on the surface for various heights of the overburden of sand when measured from the bedrock for 10, 20, 30, 40 and 50 m and the response spectrum of the input earthquake El Centro at the level of the bedrock during the reduction of the dynamic parameters, and the Fig. 3 shows the response spectrums during constant dynamic parameters during the

earthquake. Predominant period of the input earthquake is 0.683 s, and the maximum acceleration is 0.343 g .

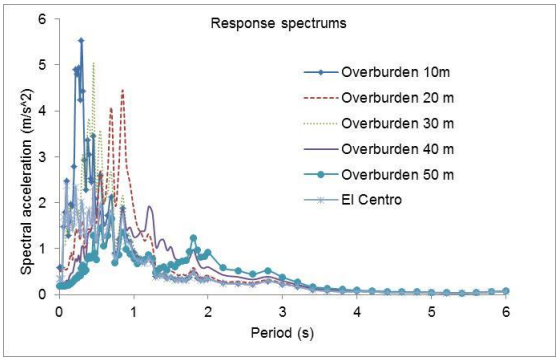


Figure 2. Response spectrums-variable dynamic parameters

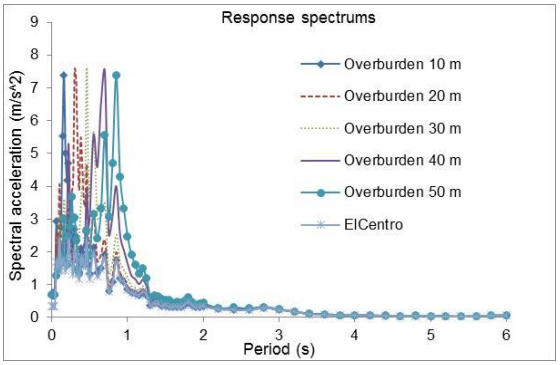


Figure 3. Response spectrums-constant dynamic parameters

For sand, it is used the curve of reduction of shear modulus and relative damping (Seed et al. 1986). The Fig. 4 shows the change of predominant periods (*T*) and peak acceleration (*PA*) at the surface, in case of sand overburden, for different parameters (overburden height and reduction of dynamic characteristics).

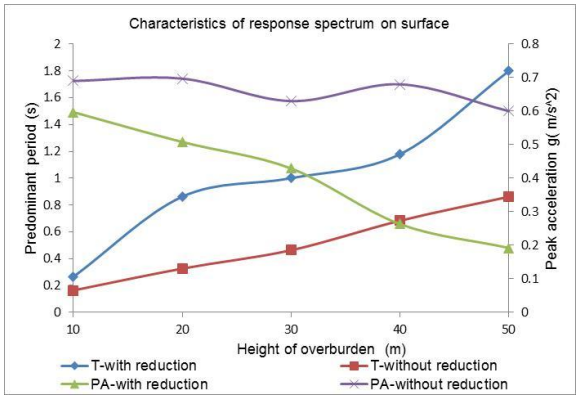


Figure 4. Change of predominant period and peak acceleration on the terrain surface

On the basis of the analyses, it can be said that the values of the predominant periods of responses at the surface are lower in case when the reduction of dynamic characteristics of soil is not taken into consideration in relation to the case when the reduction of dynamic characteristics of soil is taken into consideration. The values of peak accelerations of responses at the surface are greater in case when the reduction of dynamic characteristics of soil is not taken into consideration in relation to the case when the reduction of dynamic characteristics of soil is taken into consideration. The predominant periods increase with the increase in height of the overburden, and peak accelerations decline with increase in height of the overburden. Response spectrums differ in case when the reduction of dynamic characteristics is taken into consideration (Fig. 2) in relation to the case when the dynamic characteristics are constant during the earthquake (Fig. 3). The difference is not only in the values of predominant periods and peak accelerations, but also in the accelerations for different values of oscillating period.

The Fig. 5 shows the spectrums of response on the surface for various heights of the overburden of clay when measured from the bedrock for 10, 20, 30, 40 and 50 m during the reduction of the dynamic characteristics, and the Fig. 6 shows the response spectrums for the case when the dynamic characteristics are constant during the earthquake.

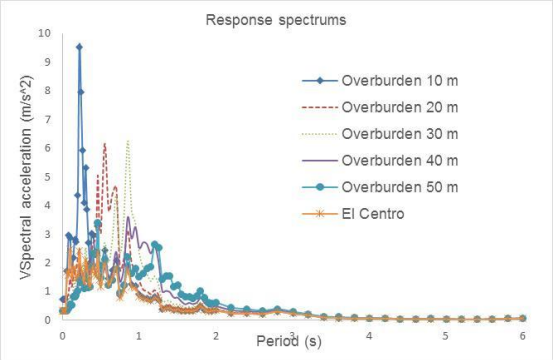


Figure 5. Response spectrums-variable dynamic parameters

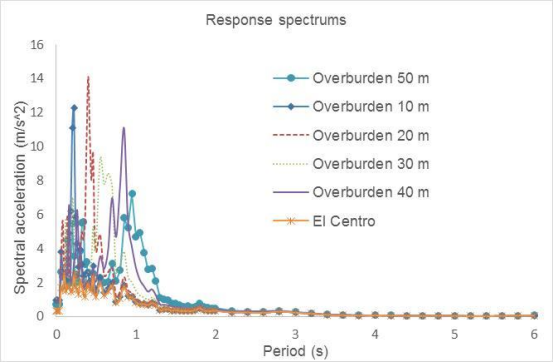


Figure 6. Response spectrums-constant dynamic parameters

For clay, it is used the curve of reduction of shear modulus and relative damping (Sun et al. 1988). The Fig. 7 shows the change of predominant period and peak acceleration at the surface, in case of clay overburden, for the case of reduction of dynamic characteristics and for the case without reduction.

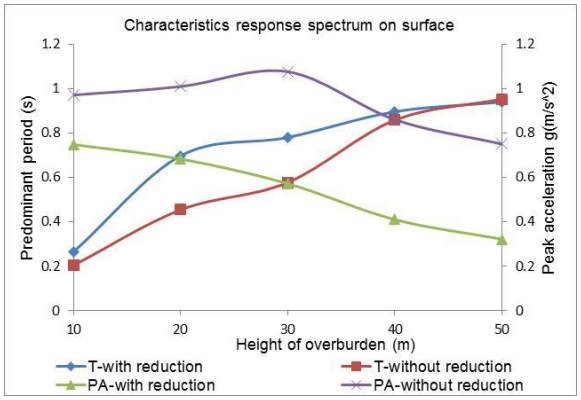


Figure 7. Change of predominant period and peak acceleration on the terrain surface

On the basis of the analyses, similar as in the case of sand, it can be said that the values of the predominant periods of responses at the surface are lower in case when the reduction of dynamic characteristics of soil is not taken into consideration in relation to the case when the reduction of dynamic characteristics of soil is taken into consideration. The values of peak accelerations of responses at the surface are greater in case when the reduction of dynamic characteristics of soil is not taken into consideration in relation to the case when the reduction of dynamic characteristics of soil is taken into consideration. The predominant periods increase with the increase in height of the overburden, and peak accelerations decline with increase in height of the overburden. From the response spectrums (Fig. 5 and Fig. 6) it can be seen that there is not only difference in relation to the values of predominant periods and peak accelerations, but in the rest of the spectrum as well.

7. CONCLUSION

On the basis of the conducted analyses, it can be said that both in sand and in clay, the change in overburden height influence the changes in response of soil at the surface. The predominant periods increase, and the peak accelerations decline when the overburden height is increased. From the results for both types of soil, it can be observed that in case of neglecting the reduction of dynamic characteristics of soil during the excitation, there increases peak acceleration and decreases the predominant period on the terrain surface in relation to the case when there is reduction of dynamic characteristics using the reduction curves. Such behaviour is expected, since the soil is more rigid if it is not taken into consideration the reduction of dynamic parameters as the result of shear deformations in the soil during earthquake. It can be concluded that it is necessary to use reduction of dynamic

parameters, since otherwise there would be obtained the conservative results of responses at the surface. This, of course, demands laboratory and in situ testing with an aim of defining the reduction curves.

In general, the analytical approach for determining the impact of local conditions on propagation of seismic waves has both advantages and disadvantages. The advantage is obtaining of numerical results which are based on theoretical laws of undulation and on the results of soil testing. The disadvantage is that the analytical approach always demands greater number of input data, and the reliability of one-dimensional analysis depends on the reliability of the input data. The most essential is to define soil profile as reliable as it can be, with thicknesses of layers and types of soils, and then dynamic parameters of soil are to be determined.

The described procedure of calculation of dynamic analysis of layered soil is simple and correct, and it can be easily automatized using softwares thus giving different values of the input data regarding the number of layers, layer size, earthquake record, reduction curves, etc. This way, it is enabled for a designer, on the basis of knowing the geological profile on the construction site of a facility, to relatively quickly and simple determine the change in seismic wave when passing through the layers of soil of various dynamic characteristics.

8. ACKNOWLEDGMENTS

The part of this research is supported by Ministry of Science in Serbia, Grants TR37013.

REFERENCES

[1] Šlimak, Š. (1996). Engineering geophysics, Faculty of Mining and Geology, Belgrade.

[2] Salatić, R., Jocković, S., Mandić, R. (2014), The impact of local site conditions on ground response,, Proceedings 4th International scientific and professional conferences Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Maj of 19-21 2014.Bor lake , pp. 133-140.

[3] Radovanović, S. (2008). Seismic micro test location in New Belgrade, Belgrade.

[4] Krame, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall Inc., USA.

[5] Ćorić, B., Salatić, R., Ranković, S. (1998). Dynamics of structures, Faculty of Civil Engineering, Belgrade.

[6] Aničić, D., Fajfar, P., Petrović, B., Szavits-Nossan, A., Tomažević, M. (1990). Earthquake engineering, Građevinska knjiga , Belgrade.

[7] Deretić-Stojanović, B., Dunica, Š. (2008). Strength of material, Faculty of Civil Engineering, Belgrade.

[8] ProShake 1.1 - Ground Response Analysis Program (User‘s Manual), EduPro Civil Systems Inc., USA.

[9] EduPro Civil Systems, ProShake (1999). Ground response analysis program, EduPro Civil Systems, Inc., Redmond, Washington.

[10] Maksimović, M. (2005). Soil Mechanics, Građevinska knjiga, Belgrade.

[11] Seed H.B., Wong R.T, Idriss I.M., Tokimatsu K. (1986), Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016-1032.

[12] Sun, J.I., Golesorkhi, R., Seed, H.B. (1988). Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils, Report No. EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 14

Aleksandra RADUJKOVIC[1], Đorđe LAĐINOVIC[2], Andrija RAŠETA[3]

ANALYSIS OF GLOBAL SEISMIC RESPONSE OF MULTI STOREY RC FRAMES DESIGNED ACCORDING TO EN 1998

SUMMARY

RC frames with 4, 6, 8 and 10 storeys are designed according to the provisions of EN 1992 and EN 1998 for two ductility classes and two intensities of seismic actions, i.e. for the corresponding strength and ductility. For the performance evaluation, it is of interest to known the actual strength and ductility newly designed structures. Seismic response on global level of observed frames is estimated using nonlinear static analysis with two vertical distributions of lateral loads, and is presented by pushover curves. Available strength and ductility are analyzed and compared with the design values. These values are compared according to the ductility class, designed seismic actions and number of storeys. The aim of this paper is to point out the influence, not only of the design ductility class, but also of the design seismic action and number of storeys to estimate global seismic response.

Keywords: strength, ductility, overstrength, available ductility, nonlinear static analysis

Александра РАДУЈКОВИЌ[1], Џорџе ЛАЏИНОВИЌ[2], Андрија РАШЕТА[3]

АНАЛИЗАНА ГЛОБАЛЕНОДГОВОРНА ПОВЕЌЕКАТНИ АБ РАМКИ ПРОЕКТИРАНИ СПОРЕД EN 1998

РЕЗИМЕ

АБ рамки со катност 4, 6, 8 и 10 ката проектирани се за два интензитета на сеимичко дејство и две класи на дуктилност согласно одредбите во Еврокод 2 и 8, односно за соодветна носивост и дуктилност. За процена на однесувањето од интерес е да се знае колкава е вистинската носивост и дуктилност на ново проектираните конструкции. Глобалниот одговорот на разгледуваните рамки е определен со нелинеарна статичка анализа, за две распределби на попречниот товар, и е прикажанпреку „pushover“ кривите. Анализирани се и расположивата носивост и дуктилност и се споредени со проектните вредности. Овие вредности се споредени според класата на дуктилност, проектното сеизмичко дејство и бројот на катови. Целта на овој труд е да се укаже на влијанието, не само на класата на дуктилност, туку и на проектното сеизмичко дејство и катноста, при проценката на глобалниот сеизмички одговор.

Клучни зборови: носивост, дуктилност, резерва на носивост, капацитетна дуктилност, НСА

[1] Lecturer MSc, Faculty of Tehnical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, leksa@uns.ac.rs
[2] Prof. PhD, Faculty of Tehnical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, ladjin@uns.ac.rs
[3] Assist. Prof. PhD, Faculty of Tehnical Sciences, University of Novi Sad, Serbia, araseta@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Structures in seismic regions should be designed and constructed to withstand the earthquake without local or global collapse, and have to retain their integrity and residual load bearing capacity after the earthquake termination. These requirements relate to the design earthquake. For earthquakes with larger probability of occurrence than the design ones, that could occur multiple times during the operational life of a building, structure should be designed and constructed to withstand a seismic action without the occurrence of damage and associated limitations of use. These are fundamental requirements which should be met, each with an adequate level of reliability, when structures are designed for earthquake resistance according to EN 1998-1.

Actual codes for seismic design of structures use, as a reference method, the modal response spectrum analysis and a linear elastic model of the structure with design spectrum. Seismic action is determined by the reduction of the elastic response spectrum, and for the design spectrum, nonlinear response of structure is expected. The traditional concept of seismic forces reduction, which leads to the needed strength capacity of the structure, is based on one reduction factor. In the European Code, behaviour factor q is applied as a global reduction factor of internal forces that would be developed as elastic in the structure. As well as the reduction factors in seismic provisions in other countries, the behaviour factor includes impact of ductility, strength reserve and damping of the structure, that affects the ability of energy dissipation which has been entered by the earthquake. Concrete buildings may be designed for different levels of energy dissipation through three ductility classes: low, medium and high. Ductility classes DCM (medium ductility) and DCH (high ductility) represent two different relationships of strength and ductility, and also differ, in addition to the value of behaviour factor, in demands for local ductility, which is reflected in terms of the required materials, design elements and capacitive design.

Using a linear elastic method gives a good estimate of seismic force, but not of the deformations. Referent method for evaluation of the seismic behaviour is nonlinear method. The best insight into the nonlinear behaviour is obtained by nonlinear response history analysis during the earthquake, but this calculation is too complex. Instead, a nonlinear static method has a greater application, which, through the relation between forces and displacement, provides a good estimation of structural behaviour during earthquakes. Pushover analysis has become a standard method for estimating seismic deformation demands in building structures as well as their local and global capacities.

Collapse prevention is one of the objectives of a performance - based design and it is defined as the condition at which a structure, or a significant portion of it, is unable to support its gravity loads during a seismic excitation. It may be caused by the gradual deterioration in the stiffness and strength of some structural members or the progressive accumulation of lateral drifts. Process of collapse involves large deformations, significant second-order effects, and a complex material degradation due to localized phenomena such as cracking, local buckling, and yielding. Generally established criterion to identify when and how a structure collapses under the seismic action does not exists (Villaverde 2007). Two possible definitions of global ultimate (near collapse NC) limit states are: a 20 % drop of the lateral resistance of structure and NC limit state of the most exposed important vertical element (Rejec and Fajfar 2014).

In this paper, using nonlinear static analysis, relation between base shear and top displacement for RC frames with different number of storeys, ductility class and level of design seismic action, designed according to EN 1992 and EN 1998 were estimated in order to determine available strength and ductility. Thus determined values were compared with the designed ones. Depending on the definition of the collapse of the structures, available ductility of structures was determined and analyzed.

2. STRENGTH AND DUCTILITY

Design of structures for earthquake resistance is based on the philosophy that a structure should resist earthquake without collapse, but with some damage. The structure is designed for lower seismic force than it would be required in order to remain in elastic range during earthquake. Many seismic codes permit a reduction in design seismic loads, taking into account the fact that the structures possess significant reserved strength (overstrength) and capacity to dissipate energy (ductility). Structural

overstrength is generally expressed by overstrength factor Ω_d (Elnashai and Sarno 2008.) which is defined as the ratio between actual and design lateral strength of the system, V_y / V_d, Fig. 1. Structural overstrength plays a very important role in protecting buildings from collapse, and varies widely according to the period of the structure, the design intensity level, load cases other than seismic, structural system and the ductility level employed in the design. Actual strength represents available strength, that serves as a "safety fuse" which regulates, i.e. controls the level of strain and nonlinear deformation, and thus the level of structural damage. When the actual yield force is greater than the design seismic force, structure is able to, in case of earthquake stronger than the design, suffer relatively little damage.

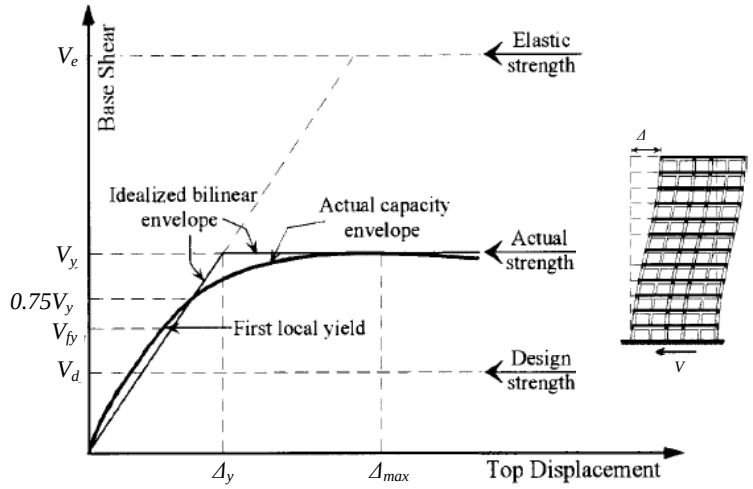


Figure 1. Relationship between top displacement and base shear of a structure

The most appropriate quantity for assessment of the ductility demand or available (supply) ductility is displacement. Structural displacement ductility μ_δ is a global measure of inelastic performance, defined as a ratio between maximum displacement and displacement at yield point. Definition of the yield deformation (displacement) often causes difficulties, since the load - deformation relation may not have a well-defined yield point. Various alternative definitions, which have been used by researchers to estimate the yield displacement, include (Park, 1988): the displacement when yielding first occurs in the system; the yield displacement of the equivalent elasto - plastic system with the same elastic stiffness and ultimate load as the real system; the yield displacement of the equivalent elasto - plastic system with the same energy absorption as the real system; the yield displacement of the equivalent elasto - plastic system with reduced stiffness found as the secant stiffness at either first yield or at 0.75 of the ultimate lateral load, whichever is less. Last definition for the estimation of the yield displacement is considered to be the most realistic since it applies generally to concrete, masonry, steel and timber structures. The maximum available (ultimate) displacement has also been estimated using various possible definitions: the displacement corresponding to particular limiting value of the compressive strain in concrete; the displacement corresponding to the peak of the load carrying capacity; the post - peak displacement when the load carrying capacity has undergone a small reduction; the displacement when the material fractures or elements buckle, in case of reinforced concrete when the transverse or longitudinal reinforcing steel fractures or the longitudinal compression reinforcement buckles. Most structures have some capacity for deformation beyond the peak of the load-displacement relation without significant strength reduction. The most realistic definitions are those given as the last two, whichever occurs first. Small reduction in load is often taken in range 10 - 20 %. The available displacement ductility factor can be written as Δ_U / Δ_Y. In this paper, yield displacement Δ_Y, and maximum (ultimate) displacement Δ_U, (with a 20 % drop in maximum strength) are determined as shown in Fig. 2. In the case of ultimate displacement being controlling strain in reinforcement.

According to EN 1998-1, the behaviour factor q is in a relationship with the displacement ductility factor μ_δ, depending on the stiffness of structure. A typical buildings, with medium and small stiffness,

has a behaviour factor equal to the displacement ductility factor, $q = \mu_\delta$. A sufficient curvature ductility in all critical regions of primary seismic elements has to be provided, so that the required overall ductility of the structures is achieved. For previously defined ultimate displacement of the structure being estimated curvature ductility demand of the critical element cross section and compared with their available curvature ductility. The available curvature ductility of critical regions is defined as the ratio of the post ultimate strength curvature at 85% of the moment resistance, to the curvature at yield, provided that the limiting strains of concrete and steel are not exceeded.

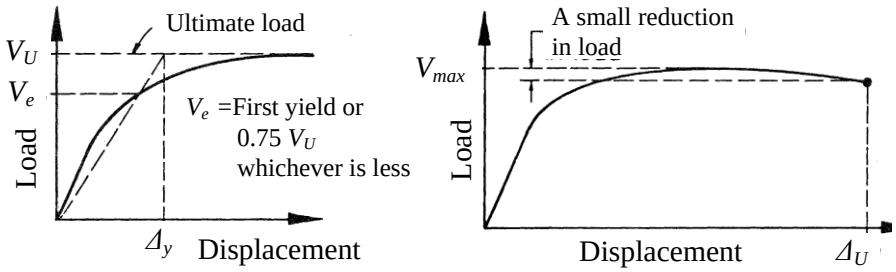


Figure 2. Definition of yield and ultimate deformations

3. DESCRIPTION OF THE MODEL STRUCTURES

In this paper, 16 RC frame structures, with different number of storeys (4, 6, 8 and 10), designed for two ductility classes (DCM and DCH) and two cases of seismic action ($a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$) were analysed. The layout, section of the typical frame and geometrical properties of beams and columns are shown in Fig. 3. The structure is symmetrical in both directions, and it can be analysed as a 2D structure. Numerical analysis of the planar model of the inner frame with a T section beam of effective width 170 cm and a slab thickness of 15 cm was conducted. Concrete class C30/37 and steel S500 class C were used in the design of frames. Seismic actions were represented by the horizontal elastic response spectrum of type 1 and soil category C with a maximum acceleration of soil $a_g = 0.2g$ and $a_g = 0.3g$. Elastic analyses were carried out for two ductility classes, DCM and DCH, with the behaviour factors $q = 3.9$ and $q = 5.85$, respectively. The vertical actions, permanent and imposed loads, were also considered. Permanent load includes self weight of elements and added dead load with assumed value of 2.5kN/m^2, so that the total permanent load is 8.05kN/m^2. Imposed load for the building category B according to EN 1991-1-1 is taken as equally distributed of 2.5kN/m^2 intensity. Frame structures were designed according to EN 1992-1-1 and EN 1998-1.

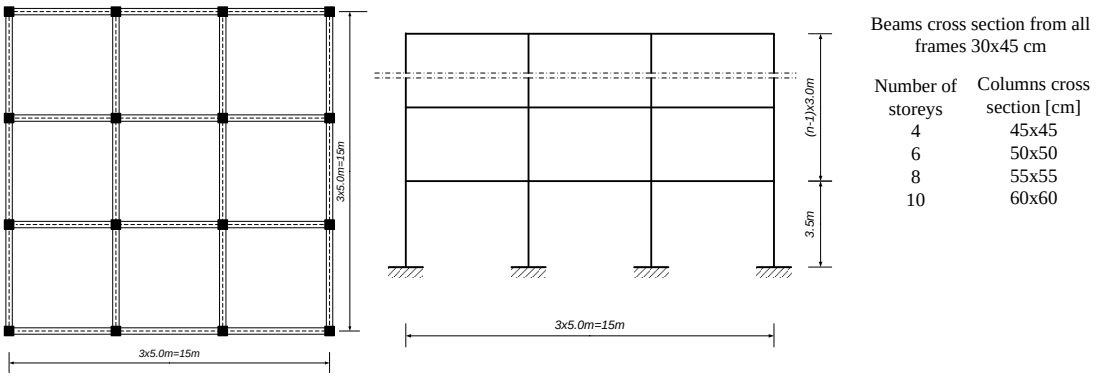


Figure 3. Layout, section and geometrical properties of frame structure

4. NONLINEAR STATIC ANALYSIS

Nonlinear static analysis is carried out under constant gravity loads and monotonically increasing lateral loads applied on the masses of the structural model. According to EN 1998, at least two vertical distributions of lateral loads should be applied: a modal pattern, the inverse triangular distribution (L),

and a uniform distribution (U). Pushover analysis was conducted using the Open Sees. Beams and columns were modelled using force-based non-linear beam column element that considers the spread of plasticity along the length of the element. The integration along the element was based on Gauss-Lobatto quadrature rule. In each integration point, cross section was presented with fiber model, which was defined with three kinds of fiber: unconfined concrete (cover), confined concrete (core) and reinforcement. The concrete was modelled by the uniaxial material Concrete01, steel was modelled by the uniaxial material Steel02.

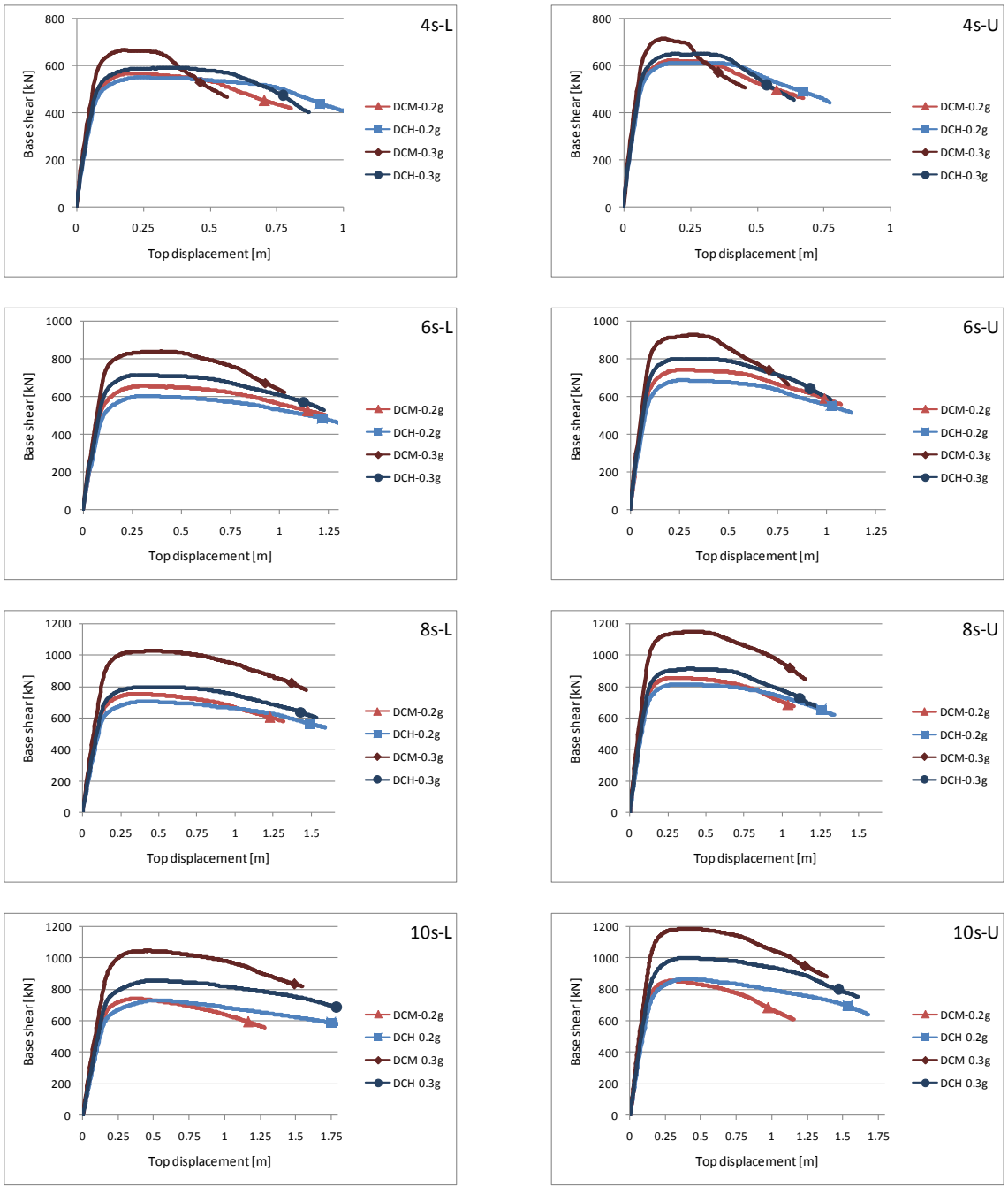


Figure 4. Pushover curves for RC frames with different storey, where is the ultimate displacement determined for 20% drop of the lateral strength of the structures

Pushover curves, in terms of top displacement and base shear, were determined for two patterns of lateral load: with linear distribution (L) and uniform distribution (U), for all frame structures and are shown in Fig. 4. Each pushover curve is plotted with the indicated point of displacement corresponding to ultimate displacement (defined in Fig. 2), which represents the state of near collapse

for analysed frame. From the presented results, it can be concluded that the lateral load Linduces less base shear but greater top displacement, relative to the lateral load U. DCH frames have a lower strength capacity and higher values of maximum displacement compared to the DCM frames of same number of storeys and levels of design seismic action. Frames designed for 0.3 g show greater difference between the pushover curves for various ductility classes within the same number of storeys. With the increase of the number of frame storeys, the value of base shear and the value of maximum top displacement, increases as well. It should be noted that the values of the maximum top displacement, for a state that preceded the collapse (post – ultimate displacement at 80% of base shear), are significant and reach up to10% of the total height of the observed frame.

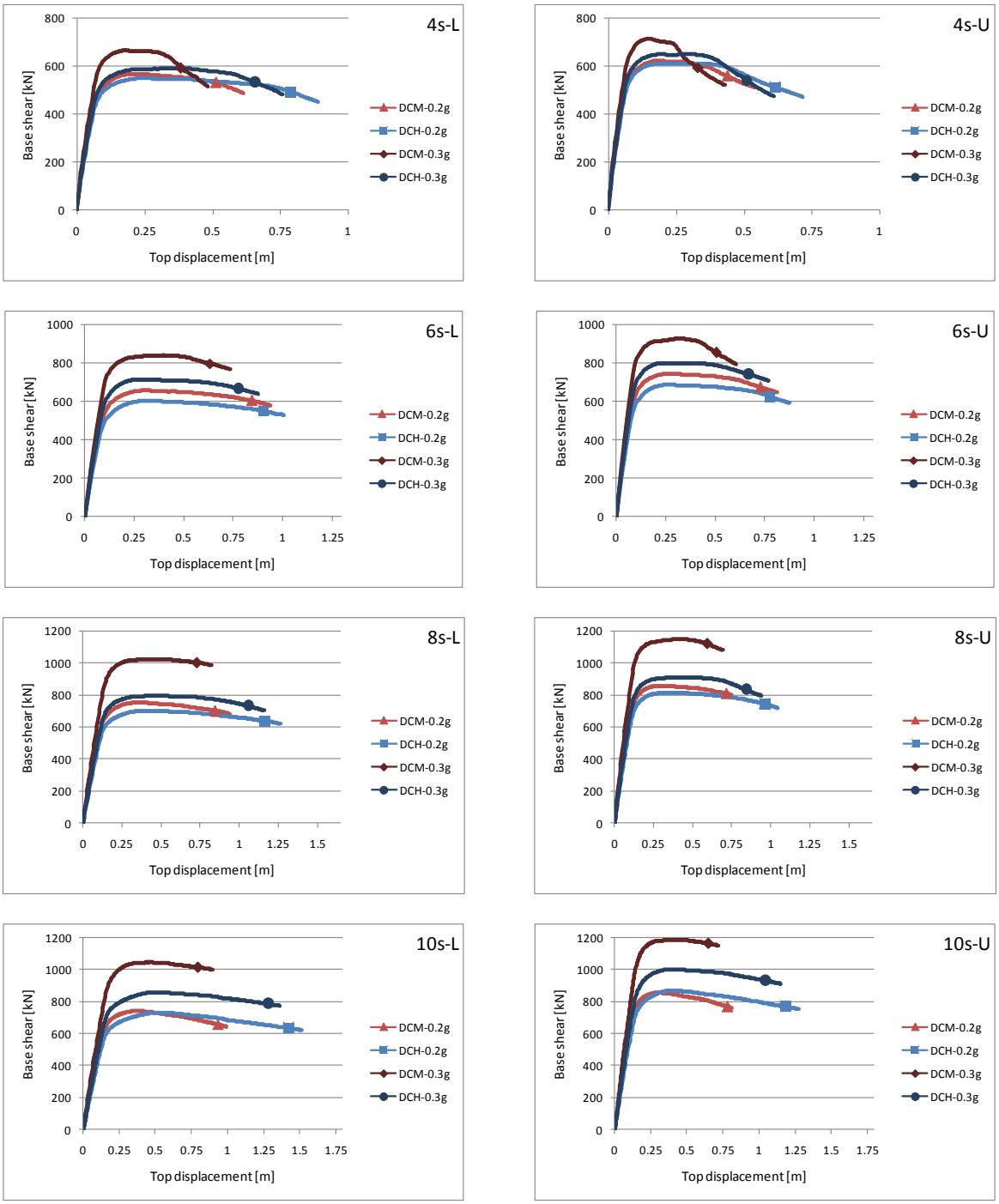


Figure 5. Pushover curves for RC frames with different storey, where is the ultimate displacement determined for available ductility curvature in structural member

For estimated push over curves, i.e. the maximum displacements, the estimated curvature ductility in the critical regions (fixed end of column) has been checked and it was determined that for all RC frames, curvature ductility demands are greater than the available ductility. Strain demand of longitudinal reinforcement in critical sections was also checked. Longitudinal reinforcement strains in tension were in range of 7.5 % to 14.7 %, while the compressive strains were below 7.5 %. In the DCM frames with four storeys, for both of the design seismic actions, and the DCM frame with ten storeys and lower design action, strain demands were below10 %. Provision of Eurocode 2 for steel class C permits characteristic strain at maximum force $\varepsilon_{uk} \geq 7.5$ %. In determining the capacity of curvature ductility, this dilatation was restricted to10 %. New push over curves were estimated, where the criterion for estimation of the maximum top displacement was based on the available curvature ductility in the critical regions, Fig 5. The tensile reinforcement strain demand in this case was in the range of about 5.8 % to 10 %.The maximum displacement determined by available curvature ductility criteria as authoritative to estimate the available global ductility, a sit was considered that the collapse of the primary element is followed by the collapse of the structure.

Authoritative maximum top displacement corresponds to a smaller drop in the maximum strength that ranges from 2 % to16.8 %, Fig. 6. Larger values mainly correspond to DCH frames, and the lower values to DCM frames, or it can be said that in DCM frames, available curvature ductility in the critical regions is reached for the less drop of the base shear in the post peak region.

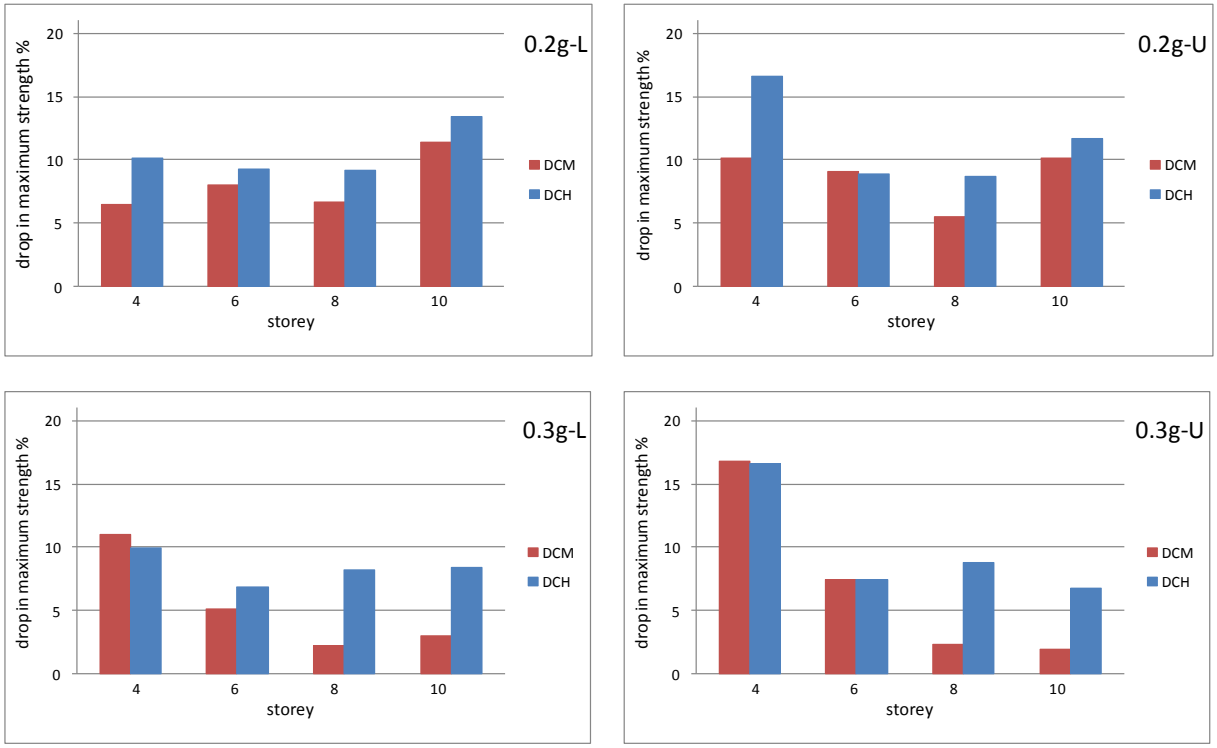


Figure 6. Drop in maximum strength [%] for achieved available curvature ductility in critical region

Based on the setimated maximum base shear (actual strength) and design strength, reserved strength of the frames was determined and shown in Fig 7 depending on the load pattern and the intensity of the design seismic action for the different number of storeys and two ductility classes. Due to the lateral load U, higher values of actual strength were obtained and thus the higher values of reserved strength. There was a pronounced influence of the intensity of the design seismic action, as well as ductility classes on these values. Frames designed for 0.2*g* have a greater reserved strength in comparison to frames designed for 0.3*g*, which is for DCM frame up to 30% higher, and in case of DCH frame up to 40%. The higher reserved strength occurs with DCH frame in range from16% to 48% for the load pattern L, and between 19% and 52% for the load pattern U. Storey number itself has less affect, but it is certainly noticeable that the frames with greater number of storeys had greater reserved strength.

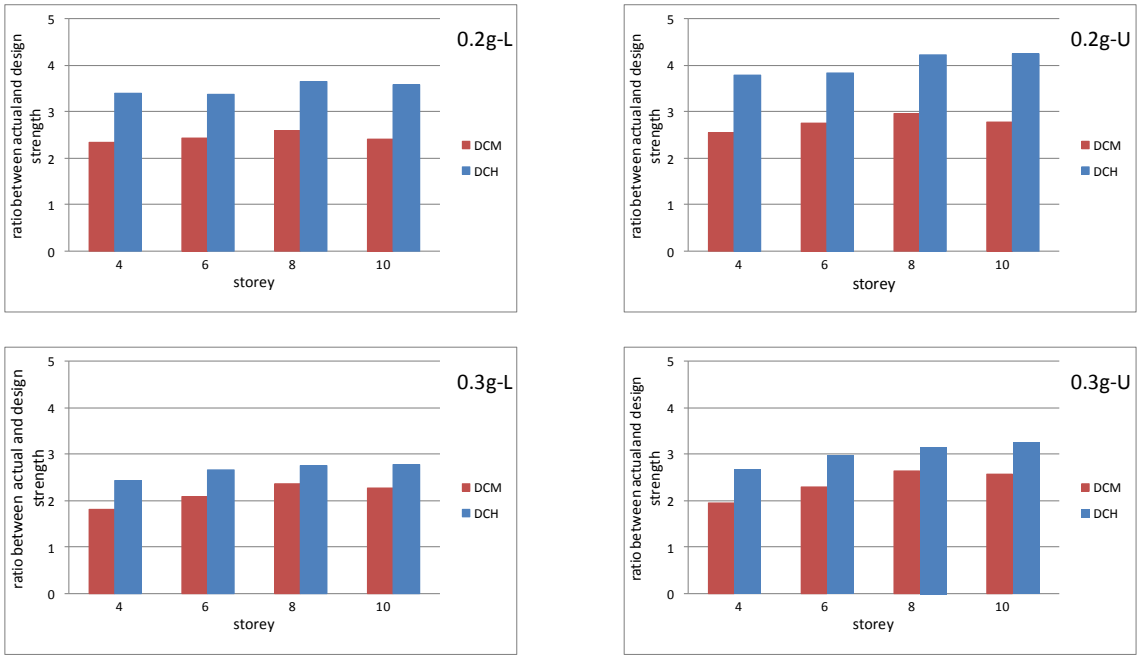


Figure 7. Ratio between actual and design strength

Available ductility displacement of frame was estimated, as already noted, for the maximum displacement that corresponds to the exhaustion strength of structural elements, and is shown in Fig. 8 depending on the load pattern and the intensity of the design seismic action for the different number of storeys and two ductility classes. Due to the uniform load pattern U, the results had less values of the available ductility. Frames designed for high ductility class had higher values of available displacement ductility compared to DCM frames. These values range from 6.3 to 9.6 for the DCH frame and from 4.0 to 7.4 for DCM frames. The influence of the intensity of the design seismic action can be noticed. For design seismic action 0.2*g* frames had higher values of available ductility. The influence of the number of storeys was not clearly defined, with larger differences for the lower design action. Where available ductility was determined for maximum displacement corresponding to drop in strength by 20 % (Fig. 4), their values ranged from7.1 to11.1for DCH frames, and from 4. 7 to 10.0 for DCM frames.

Available ductility displacements were compared with a ductility displacement factor, i.e. design ductility on global level. This relationship can be understood as a reserved ductility in analogy with reserved strength. Fig. 9 shows the relationships between available and design ductility of frames in the same way as in the previous three Fig. The values range from 1.01 to1.8 for the load pattern U and from1.1 to1.9for the pattern L. Reserved ductility of frames designed for 0.2*g* was higher than of frames designed for 0.3*g*. 10 storey frames had the lowest value of reserved ductility compared to other frames of the same number of storeys and design seismic actions and ductility class. Although the available ductility was greater in the DCH frame, for relations between available and design displacement ductility, it was not a rule. Higher values of reserved ductility were in DCM frames with 6 storeys and in DCM frames with other number of storeys, but more frequently for lower design action.

5. CONCLUSIONS

In seismically active areas RC frames are designed for the corresponding ratio of strength and ductility in order to counteract the effects of earthquake in the nonlinear domain. Their performance depends on the actual strength and ductility, and it is of interest to know this value. Relationship between the top displacement and base shear, to the amount of displacement which corresponds to the state immediately prior to the collapse of the structures, was determined by non-linearstatic analysis. Available strength and displacement ductility of these frames were determined, too. According to the

provisions of European codes, NSA was conducted for two patterns of lateral forces. By analyzing push over curves, it was concluded that there was a significant influence of ductility classes, levels of seismic action and the number of storeys to the global response of structures. As expected, DCH frames were of less strength hand had greater top displacement relative to the DCM frames and these differences in terms of strength were more expressive for the larger design seismic action. Frames designed for lower seismic action had greater displacement.

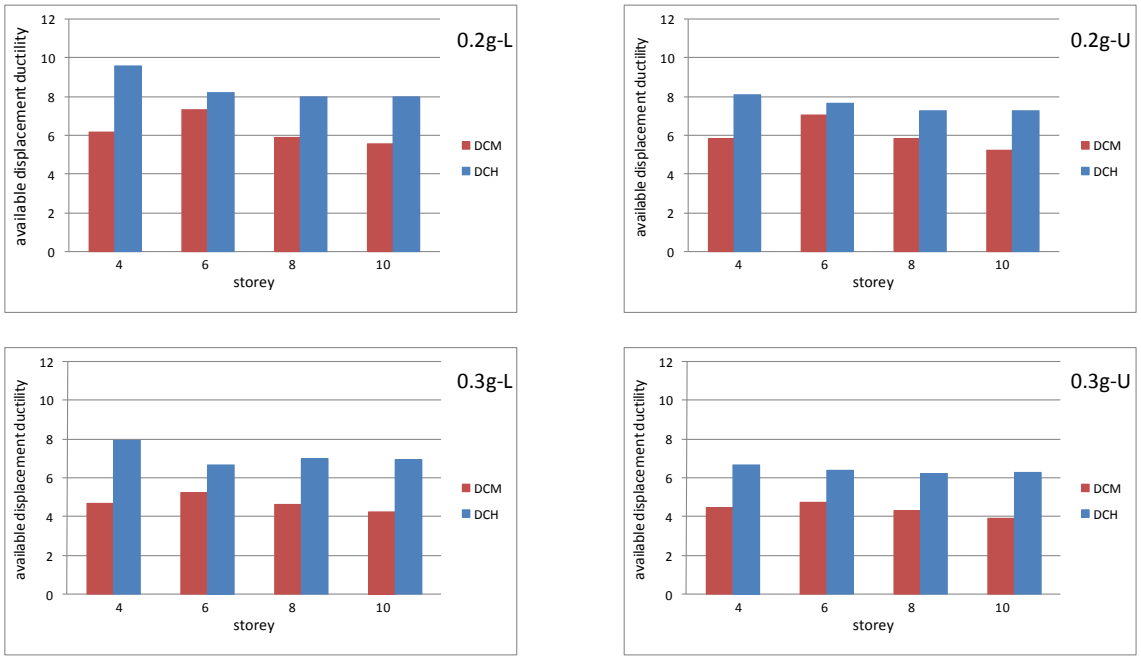


Figure 8. Available displacement ductility

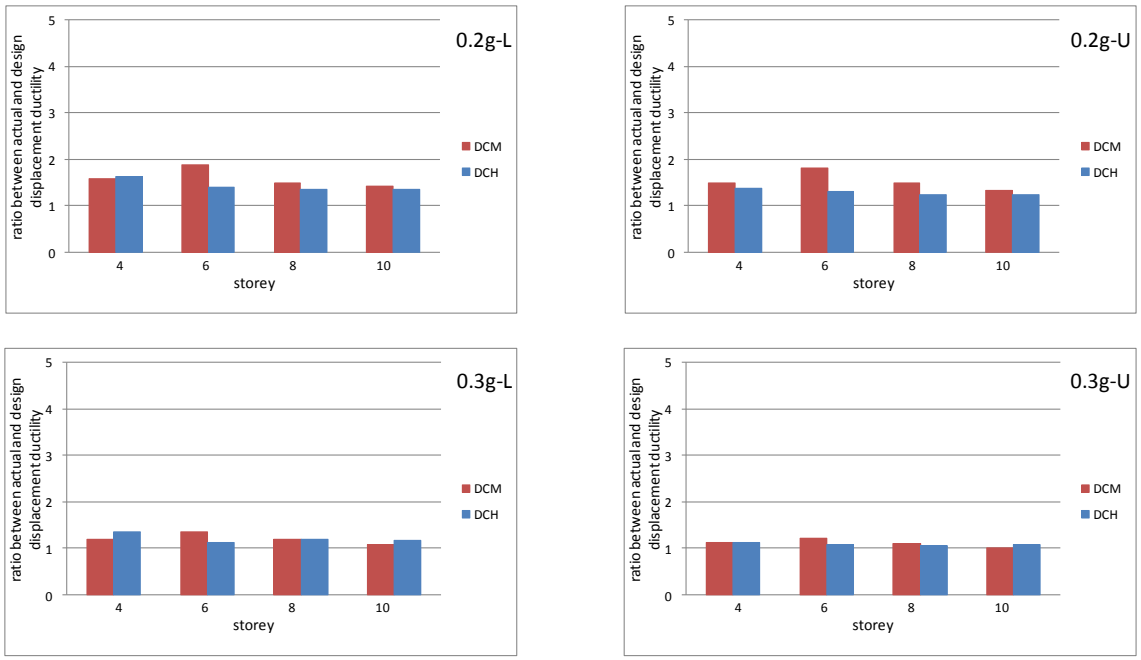


Figure 9. Ratio between actual (available) and design displacement ductility

The available strength of structure is an important factor which affects its performance during seismic action, that could be stronger than the designed. Greater reserved strength in frames designed for lower seismic action, and in the DCH frames, is reflected by the greater influence of gravitational

loads. For DCH frames, rigorous provisions aimed at improving ductility during design, also contribute to increasing the reserved strength.

For the determination of available ductility displacement of structure, it is necessary to determine the maximum displacement of the structure. The literature states that one of the most reliable ways of determining is for the drop of the maximum strength by 20 %. Structures were pushed to these values by lateral forces, after which, strength and ductility in critical zones (column fixed ends) were checked. Available curvature ductility of critical regions was achieved in all of the frames, and in addition, a significant strain of tensioned reinforcement was achieved. The assumption was that the failure of the structure is caused by the fracture of the element and the maximum structural displacement is determined by the value of the lateral force due to which the primary elements of the structure collapsed. Authoritative maximum top displacements corresponds to the drop of maximum strength ranging from 2 % to16.8 %, and adopted drop of 20 % overestimated the strength capacity and ductility of critical regions.

Reserved ductility displacement was not expected greater in the DCH frames, although they were designed for ductile performance. In comparison with the design ductility factor, available ductility was up to 1.9 times higher in the DCM frames, and 1.6 times in the DCH frames. There by, the smallest reserved ductility of structural displacement was in 10 storey frames. It could be expected, with regard to redundancy, that the frames with greater height would have higher values of available ductility, but the overall results did not show that.

6. ACKNOWLEDGMENTS

The work has been done within the scientific research project TR 36043 "Development and application of a comprehensive approach to the design of new and safety assessment of existing structures for seismic risk reduction in Serbia", which is funded by the Ministry of Science of Serbia.

REFERENCES

[1] Elnashai, A. S., and Di Sarno, L. (2008).Fundamentals of earthquake engineering, John Wiley Publications

[2] Eurocode 2 (2004). Design of concrete structures Part1-1:General rules, and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium

[3] Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance Part1:General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels

[4] OpenSees. (2014). Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Research Center, (http://opensees. berkeley.edu).

[5] Park, R. (1988). "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing."Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. VIII, 605-616.

[6] Rejec, K., and Fajfar, P. (2014). On the relation between the near collapse limit states at the element and structural level, Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul

[7] Villaverde, R. (2007). "Methods to assess the seismic collapse capacity of building structures: state of the art.", Journal of Structural Engineering, 133(1), 57-66

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 15

Jelena RISTIC[1], Viktor HRISTOVSKI[2], Danilo RISTIC[3]

SEISMIC PROTECTION OF BRIDGES USING INNOVATIVE CONCEPT FOR SEISMIC RESPONSE MODIFICATION

SUMMARY

Several earthquakes that have occurred in the last two decades, including the significantly characteristic ones in Izmit and Duzce in Turkey from year 1999, proved that even the most advanced applied technologies are put to test with uncertain outcome in countries and regions with high to very high seismicity, as is Republic of Macedonia. The main goal of this paper is to elaborate and discuss selected results from the carried out extended quasi-static, dynamic and analytical tests and to emphasize the advantages from the applied innovative systems for seismic response modification of bridges and the increasing of their seismic safety as a result of adequately chosen modern seismic protection method.

Keywords: bridges, seismic response modification, seismic protection, innovative technology

Јелена РИСТИЌ[1], Виктор ХРИСТОВСКИ[2], Данило РИСТИЌ[3]

СЕИЗМИЧКА ЗАШТИТА НА МОСТОВИ СО ПРИМЕНА НА ИНОВАТИВЕН КОНЦЕПТ ЗА МОДИФИКАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКИОТ ОДГОВОР

РЕЗИМЕ

Неколку земјотреси кои се случија во последните две декади, вклучувајќи ги значително карактеристичните во Измити Дузче, Турција од 1999 година, докажаа дека дури и најнапредните применети технологии се ставени на тест со неизвесен исходво земји и региони со висока сеизмичност, како што е и Македонија. Основната цел на предметниот труд е со разработка и дискусија на одбраните резултати од спроведените обемни квазистатички, динамички и аналитички тестирања, да се истакнат придобивките од примената на предметните иновативни системи за модификација на сеизмичкиот одговор на мостовите и зголемувањето на нивната сеизмичка сигурност како резултат на избор на соодветен современ метод на сеизмичка заштита.

Клучни зборови: мостови, модификација на сеизмички одговор, сеизмичка заштита, иновации

[1] MSc., PhD student, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology. University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jelena.ristik@live.com
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, viktor@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, danilo@pluto.iziis.ukim.edu.mk

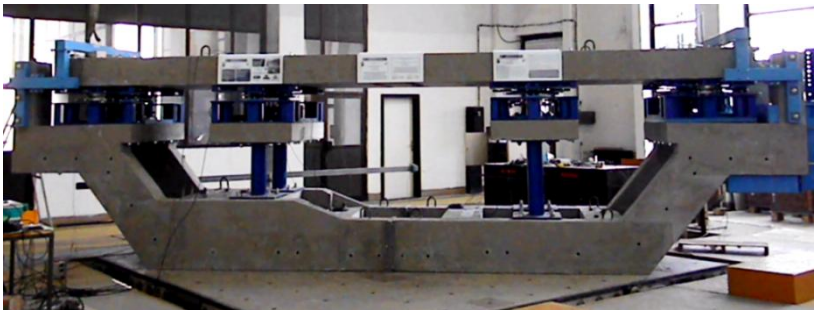
1. ВОВЕД

Во овој труд се презентирани и дискутирани одбрани истражувачки активности и добиени резултатиод страна на авторот, кој својата докторска дисертација ја изработува во состав на повеќегодишниот научен проект финансиран од програмата на НАТО Наука за Мир, со наслов „Сеизмичко унапредување на мостови во југоисточна Европа со примена на иновативни технологии“.Истражувањата спроведувани во состав на изработката на докторската дисертација се фокусирани на развојот и унапредувањето на два основни типа на иновативни уреди за дисипација на сеизмичка енергија (EDD) и варијација на повеќе типови на иновативни компоненти за дисипација на сеизмичка енергија (EDC), како и на развојот на иновативни физички модели на прототип на мостовска конструкција за динамички тестирања на сеизмичка вибро-платформа во ИЗИИС, Скопје. Дел од развиените иновативни уреди за дисипација на сеизмичка енергија се истакнуваат со својата карактеристичност и уникатност во однос на нивната способност за одговор на дејство на земјотрес и обезбедување на сеизмичка заштита во повеќе насоки и на повеќе нивоа.

Слика 1. Иновативен уред за дисипација на сеизмичка енергија од хоризонтален H-тип

Слика 2. Иновативен уред за дисипација на сеизмичка енергија од комплексен C-тип

Одбраните оригинални истражувачки резултати презентирани во овој труд се дел од следните три основни истражувачки фази: (1) Квази-статичко тестирање на уреди за дисипација на сеизмичка енергија (од хоризонтален H-тип, Слика 1 и комплексен C-тип, Слика 2) и нивните соодветни компоненти; (2) Динамичко тестирање на иновативен модел на прототип на мостовска конструкција, Слика 3 со вградени неопренски сеизмички изолатори, Слика 4 и двојно сферични сеизмички лежишта на тркалање, Слика 5, како и вградени варијации на уредите за дисипација на сеизмичка енергија, со примена на скалирани записи на земјотреси со високи интензитети; и (3) Нумеричка анализа на микро-моделина одбрани компоненти за дисипација на сеизмичка енергија од хоризонтален H-тип и комплексен C-тип.



Слика 3. Иновативен модел на прототип на мостовска конструкција монтиран на сеизмичката вибро-платформа во лабораторијата за динамички испитувања во ИЗИИС, Скопје

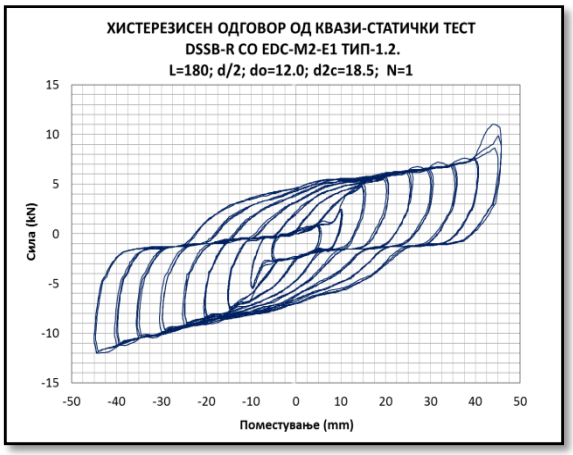
Основната цел на овој труд е приказ и разработка на одбраните резултатите добиени со примена на неколку различни пристапи на анализа за одбраните компоненти и уреди, како и потенцирање на значителноста на деталните анализи со чија примена се добива зголемена точност на резултатите, а со тоа и зголемена сигурност припримената на системите за сеизмичка заштита.

Слика 4. Квадратни ламинирани неопренски сеизмички лежишта

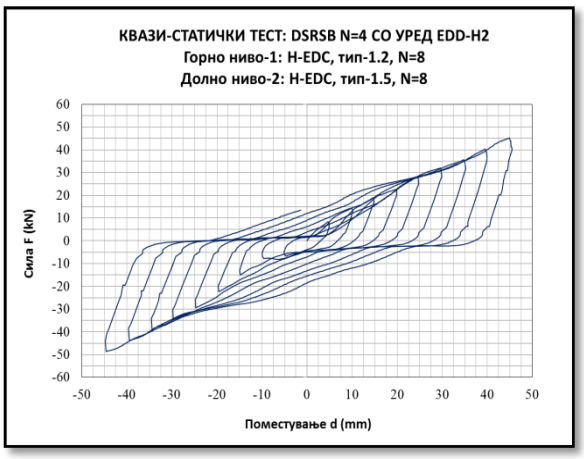
Слика 5. Двојно сферични сеизмички лежишта на тркалање

2. КВАЗИ-СТАТИЧКИ ТЕСТОВИ НА УРЕДИ ЗА ДИСИПАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКА ЕНЕРГИЈА

Предметните квази-статички тестови на уредите за дисипација на сеизмичка енергија вклучија проектирање, производство и тестирање на два карактеристични типа на уреди за дисипација на сеизмичка енергија (EDD) од хоризонтален Н-тип и комплексен С-тип при симулирано повратно циклично товарење.Квази-статичките тестови беа спроведени со примена на сензорски контролиран актуатор, кој работи на хидраулички принцип, и прима влезни податоци преку софтверски програм. Товарењето на уредите и компонентите за дисипација на сеизмичка енергија беше циклично и постепено, со задавање на мали контролирани инкременти на поместувања во секој чекор. Квази-статичките тестови беа спроведени за сите типови на компоненти од хоризонтален Н-тип и комплексен С-тип, монтирани директно на иновативниот модел на мост во комбинација со двојно сферични сеизмички лежишта на тркалање. По завршувањето на овие тестови, беа тестирани уредите за дисипација на сеизмичка енергија, исто така во комбинација со двојно сферичните сеизмички лежишта на тркалање.



Слика 6. Добиена оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергија EDC-H



Слика 7. Добиена оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) од квази-статичко тестирање на уред за дисипација на сеизмичка енергија EDD-H

На слика 6 прикажана е одбрана репрезентативна оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) добиена од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергијаEDC-H, тип 1.2. На слика 7 прикажана е одбрана репрезентативна оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) добиена од квази-статичко тестирање на уред за дисипација на сеизмичка енергијаEDC-H, со две нивоа составени од по осум вградени компоненти од тип 1.2 на горното ниво-1 и тип 1.5 на долното ниво-2.

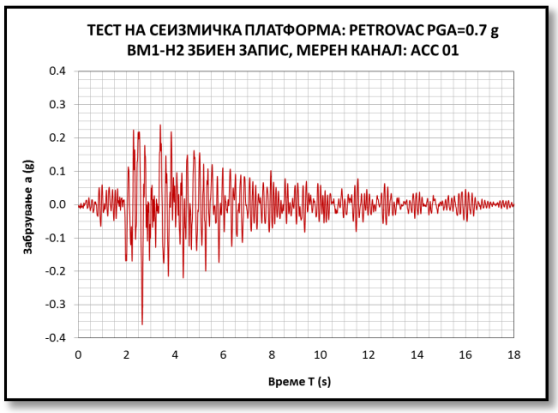
3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ДИНАМИЧКИ ТЕСТОВИ НА СЕИЗМИЧКА ВИБРО-ПАТФОРМА

Реализираната програма која опфати обемни експериментални тестови на сеизмичка платформа, вклучи проектирање, изведба и тестирање на иновативни модели на прототип на мост во голем размер со вградени два иновативни системи за модификација на одговорот и сеизмичка заштита во повеќе правци и на повеќе нивоа.

Резултатите од реализираните експериментали тестови на сеизмичката вибро-платформа претставуваат основни реалистични податоци кои екпериментално ги потврдуваат реалните перформанси при модификацијата на одговорот на конструкцијата како и генерираната ефикасност на формулиранитеразлични варијанти на иновативни мостовски системи применливи за сеизмичко унапредување на постоечки мостови и за сеизмичка заштита на нови и значајни мостовски конструкции лоцирани во сеизмички активни региони.

Проектираниот основен модел на мост беше успешно прилагоден да биде повеќенаменски обезбедувајќи реалистични резултати за потполна експериментална верификација на различните предложени технологии за модификација на одговорот и сеизмичка заштита на мостови.Моделот беше изведен во размер 1/9, додека записите на влезните земјотреси за динамичко тестирање на платформа беа временски збиени со фактор 1/3.

Динамичките тестови на сеизмичката вибро-платформа беа спроведени со примена на одбрани записи на следните земјотреси: (1) El Centro, (2) Landers, (3) Northridge и (4) Petrovac. Влезните записи беа скалирани во однос на време и интензитет според теоријата на сличност за физички модели. На слика 8 прикажана е одбрана репрезентативна временска историја на одговор на забрзување регистрирано од мерниот канал ACC-01, од динамичкото тестирање на сеизмичка платформа на моделот на мостBM1 со вградени уреди за дисипација на сеизмичка енергија (EDD) од H-тип, со компоненти (EDC) од тип 1.2. Мерниот канал ACC-01 го мереше забрзувањето на крајната лева страна на горната површина од коловозната плоча, во правец на активацијата на вибрационата платформа, односно под агол од 45 степени во однос на моделот на мостот. На слика 9 прикажана е одбрана репрезентативна временска историја на одговор на поместување регистрирано од мерниот канал LVDT-01, од динамичкото тестирање на сеизмичка платформа на моделот на мост BM1 со вградени уреди за дисипација на сеизмичка енергија (EDD) од H-тип, со компоненти (EDC) од тип 1.2.



Слика 8. Регистриран одговор на забрзување од динамички тест на сеизмичка вибро-платформа BM1-EDD-HS, EDC-T1.2; Петровац 0.7g

Слика 9. Регистриран одговор на поместување од динамички тест на сеизмичка вибро-платформа BM1-EDD-HS, EDC-T1.2; Петровац 0.7g

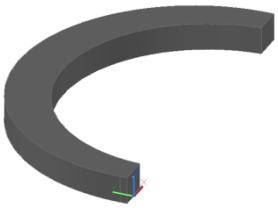
Мерниот канал LVDT-01 го мереше поместувањето на крајната лева страна на горната површина од коловозната плоча, во правец на активацијата на вибрационата платформа, односно под агол од 45 степени во однос на моделот на мостот. Влезниот запис на земјотресот од Петровац за сеизмичката вибро-платформа беше скалиран на максимален интензитет од PGA=0.7g.

4. КВАЗИ-СТАТИЧКИ ТЕСТОВИ НА КОМПОНЕНТИ ЗА ДИСИПАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКА ЕНЕРГИЈА

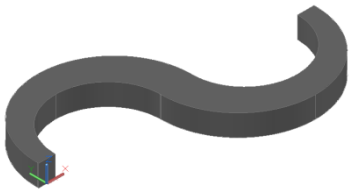
Дополнителни квази-статички тестирањана компонентите за дисипација на сеизмичка енергија беа извршени одделно за секој тип на компонента, со цел да се исклучи учеството на двојните сферични сеизмички лежишта на тркалање во хистерезисниот одговор, кои беа вклучени во случаите на претходните тестирања од овој тип (точка 2).

На слика 10 и слика 11 графички просторно се прикажани репрезентативните компоненти за дисипација на сеизмичка енергија од хоризонтален Н-тип, подтип 1.1 и 3.2, соодветно. На слика 12 графички просторно е прикажана компонента за дисипација на сеизмичка енергија од комплексен С-тип, подтип 2.1.

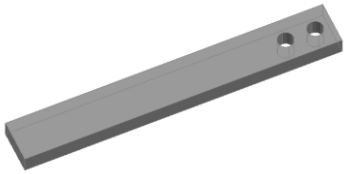
Како подготовка за квази-статичките тестови, компонентите за дисипација на сеизмичка енергија од секој подтип на хоризонталниот Н-тип беа монтирани во пар во иста рамнина свртени една наспроти друга, слика 13. Овој начин на монтажа беше одбран како оптимален со цел да се одржи рамнотежа и да се одбегне извивање на компонентите при тестирањето.



Слика 10. Компонента за дисипација на сеизмичка енергија од хоризонтален тип 1.1



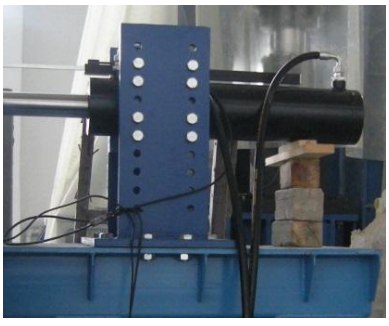
Слика 11. Компонента за дисипација на сеизмичка енергија од хоризонтален тип 3.2



Слика 12. Компонента за дисипација на сеизмичка енергија одкомплексен тип 2.1

Компонентите за дисипација на енергија од комплексен С-тип беа тестирани посебно во облик на единечен конзолен елемент, монтиран на карактеристична поставена челична платформа за оваа намена.Како што беше и претходно наведено, и во овој случај товарењето на компонентите за дисипација на сеизмичка енергија беше циклично и постепено, со задавење на мали контролирани инкременти на поместувања во секој чекор со примена на софтверски управуван актуатор, слика 14.

Слика 13. Монтиран пар сеизмички компоненти за дисипација на енергија од хоризонтален-НСтип за квази-статичко тестирање

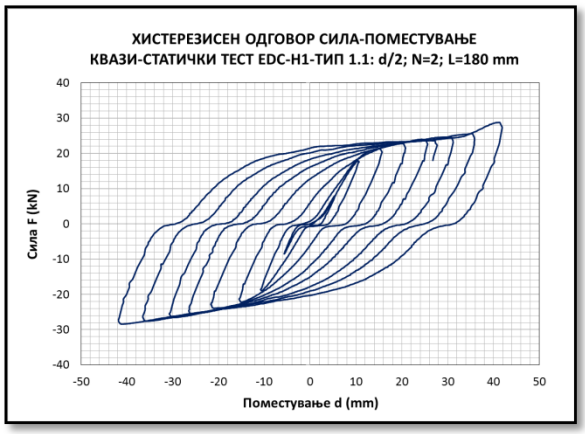


Слика 14. Сензорски и софтверски управуван актуатор за квази-статичко тестирање

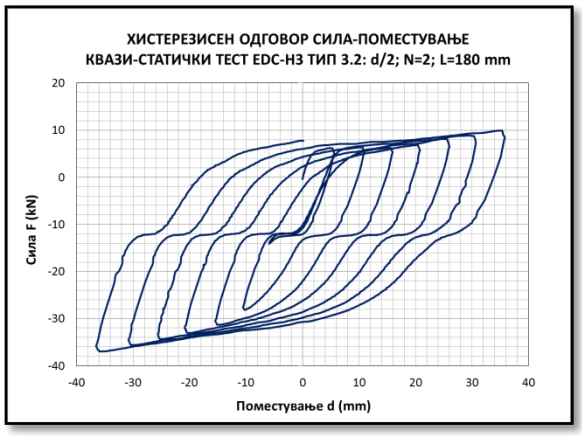
На слика 15 прикажана е одбрана репрезентативна оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm)добиена од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергијаEDC-H1, тип 1.1. Максималниот интензитет на генерирана сила во една компонента изнесува F_{max}=14.4kN, за зададено максимално поместување од d_{max}=41.9 mm.

На слика 16 прикажана е одбрана репрезентативна оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) добиена од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергија EDC-H3, тип 3.2. Максималниот интензитет на генерирана сила во една компонента изнесува Fmax=-12.5 kN, за зададено максимално поместување од dmax=-36.5 mm.

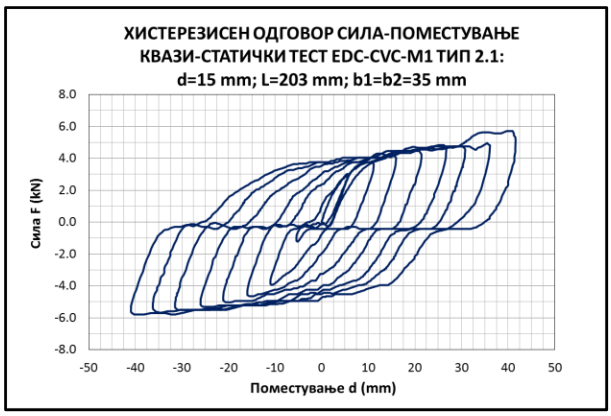
На слика 17 прикажана е одбрана репрезентативна оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) добиена од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергија EDC-C, тип 2.1. Максималниот интензитет на генерирана сила во една компонента изнесува Fmax=5.7 kN, за зададено максимално поместување од dmax=41.6 mm.



Слика 15. Добиена оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергија HC-тип1.1



Слика 16. Добиена оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергија HS-тип3.2



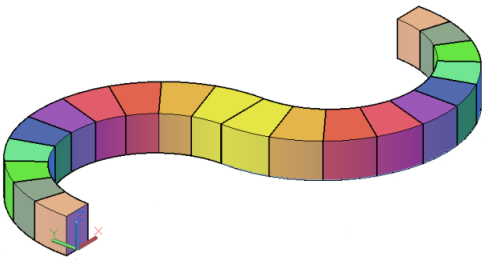
Слика 17. Добиена оригинална хистерезисна крива сила (kN) – поместување (mm) од квази-статичко тестирање на компонента за дисипација на сеизмичка енергијаC-тип 2.1

5. АНАЛИТИЧКИ ИСПИТУВАЊА НА КОМПОНЕНТИТЕ ЗА ДИСИПАЦИЈА НА СЕИЗМИЧКА ЕНЕРГИЈА

Основната цел на испитувањата со микро-модели за новите тестирани компоненти за дисипација на сеизмичка енергија е да се формулираат напредни нелинеарни аналитички модели со кои ќе може да се симулираат реалните хистерезисни експериментални резултати, релација сила – поместување, како и реалната распределба на напрегања и дилатации за секоја компонента, воедно обезбедувајќи и верификација на резултатите од квази-статичките тестирања.

Во овој труд презентиран е еден одбран репрезентативен резултат добиен за анализа на компонента за дисипација на сеизмичка енергија (EDC) од хоризонтален-H3 тип 3.2. Анализата е спроведена во компјутерскиот програм FELISA/3M, развиен од страна на менторот на кандидатот, Проф. д-р Виктор Христовски. Компонентата за дисипација на сеизмичка енергија со вкупна должина од l=180 mm и константна дебелина од t=15 mm радијално е поделена на 20 еднакви конечни елементи на слика 18. Компонентата за дисипација на сеизмичка енергија е моделирана со примена на тридимензионални конечни елементи од типот “solid”, со 20 јазлови точки и 27 Гаусови интеграциони точки. Материјалните карактеристики за челикот се моделирани да обезбедат еластично-пластично однесување, според принципот на von Mises. При моделирањето на однесувањето на компонентата за дисипација на сеизмичка енергија вклучени се два типа на зајакнување на крутоста – дилатационо зајакнување и кинематичко зајакнување.

Со цел да се добијат валидни и доверливи резултати од нумеричката анализа на микро-моделите како би можело да се споредат со експериментално добиените, влезното товарење е идентично како и кај квази-статичките тестови на компонентите за дисипација на сеизмичка енергија и се состои од задавење на истите предефинирани мали инкременти на поместување со постепен пораст чекор по чекор и циклично.



Слика 18. Компонента за дисипација на сеизмичка енергија H3-тип 3.2 поделена на20 конечни елементи од типот “solid”

Слика 19. Хистерезисен одговор за компонента за дисипација на сеизмичка енергијаEDC-H3-тип 3.2 од а. Квази-статички тест и б. Анализа на микро-модел

Во оваа фаза на истражувањето забележан е високо задоволителен напредок и постигната сличност помеѓу нумерички и експериментално добиените хистерезисни одговори на компонентата за дисипација на сеизмичка енергија EDC-HS тип 3.2, како што е прикажано на Слика 19.

Во однос на добиените резултати, најзначајно е да се забележи следното: (1) Влезното циклично товарење во облик на инкременти на деформации е симулирано и задавано со високо ниво на прецизност; (2) Максималните интензитети на генерираната сила во компонентата за дисипација на сеизмичка енергија се многу блиски или се совпаѓаат за секој циклус на товарење; (3) Нивоата на дисипирана сеизмичка енергија се од ист ред и за двата хистерезисни одговори, добиени нумерички и експериментално; (4) Наклонот на енвелопната крива и за двата хистерезисни одговори се совпаѓа со висока точност; (5) Од споредбата на добиените дијаграми може да се забележи дека главното отстапување помеѓу експерименталните и нумеричките резултати се јавува поради отворот кој во реалност постои на местото на штрафење на двата краја на тестираната компонента за дисипација на енергија, кое се корегира во наредната аналитичка фаза.

6. ЗАКЛУЧОЦИ

Од добиените истражувачки резултати од спроведената теоретска, експериментална и аналитичка студија презентирана погоре, изведени се следните основни заклучоци:

(1) Уредите за дисипација на сеизмичка енергија се со голема ефективност за сеизмичка изолација и контрола на вибрации кај мостови. Меѓутоа, за секој конкретен мост сеизмичката изолација треба да биде проектирана врз основа на напреден процес на оптимизација кој ги зема предвид реалните карактеристики на уредите за дисипација на енергија. Применувајќи го потребното експертско знаење, проектантите би постигнале успешен избор на сеизмички изолатори со соодветни перформанси;

(2) Новите уреди за дисипација на сеизмичка енергија од H-типи C-тип кои обезбедуваат сеизмичка заштита на повеќе нивоа и во повеќе правци, поседуваат уникатни карактеристики имајќи ја способноста своето однесување да го прилагодат на реалниот интензитет на влезната сеизмичка побуда. Всушност, овие уреди со своите напредни карактеристики обезбедуваат модификација на одговорот на конструкцијата од земјотрес и контрола во сите правци;

(3) Предложените напредни уреди од H-тип и C-тип со високи перформанси за сеизмичка изолација и модификација на сеизмичкиот одговор кај мостови се оптимално создадени врз основа на принципот за баланс на сеизмичката енергија. Тие претставуваат многу ефикасен технички систем со интегрирани иновативни предности во однос на сеизмичка изолација, дисипација на сеизмичка енергија и ефикасна контрола на деформации;

(4) Системите за сеизмичка заштита и модификација на сеизмичкиот одговор кај мостови од хоризонтален H-тип и комплексен C-тип покажуваат многу висок перформанс при сеизмичка контрола и притоа може да се применуваат во пракса за обезбедување на рамномерна и потполна сеизмичка заштита на мостовски конструкции во подолжен и попречен правец при дејство на многу силни идни земјотреси.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Kim J. -M., Feng M.Q., Shinozuka M.Energy dissipating restrainers for highway bridgesSoil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, 65-69, 2000

[2] Iemura H., Takahashi Y.,Chen , Y. Control of seismic energy partitioning of bridge piers with sliding rubber bearing 2nd World Conference on Structural Control, NY, Vol. 2, 941-948, 1998

[3] Martelli A., Forni, M., Clemente, P. Recent Worldwide Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use 15th World Conference of Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012

[4] Kawashima K., Matsuzaki H. Damage of Road Bridges by 2011 Great East Japan (Tohoku) Earthquake 15th World Conference of Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012

[5] Chopra K. Anil. Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake EngineeringBerkeley, California: 1995

[6] Severn R.T., Stoten D.P., Tagawa Y.The Contribution Of Shaking Tables To Earthquake Engineering 15thWorld Conference of Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012

[7] Castoldi A.Experimental Analysis of Structures

[8] Bathe. K.J.Finite element procedures in engineering analysis Prentice-Hall, 1982

[9] Wilson L. Edward. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake EngineeringBerkeley, California: Third Edition 2002.

[10] Chen Wai-Fah, DuanLianBridge Engineering: Seismic Design CRC Press: 2003

[11] Priestley M.J.N, Seible F., Calvi G.M. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996

[12] Zienkiewicz O. C., Taylor R. L. The Finite Element Method – Volume 1: The Basis Fifth Edition, Berkeley, California: 2000

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

SE - 16

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Radmila SALIC[1], Zoran MILUTINOVIC[2]

AN OVERVIEW ON THE UP-TO-DATE RESEARCH IN THE FIELD OF SEISMIC HAZARD FOR THE THERITORY OF REPUBLIC OF MACEDONIA

SUMMARY

This paper presents a general synthesis of all previous research in the field of seismic hazard analysis for the Republic of Macedonia, through the synthesis of all legal maps for seismic zoning, available data used (catalogs of earthquakes, geological and tectonic data), implemented models of seismic sources, GMPEs (Ground Motion Prediction Equations) used and obtained results. This given review in a general terms covers the latest research in the field (Salic and Milutinovic, 2015).

Keywords: seismic hazard, codes, Macedonia

Радмила ШАЛИЌ[1], Зоран МИЛУТИНОВИЌ[2]

ПРЕГЛЕД НА ДОСЕГАШНИТЕ ИСТРАЖУВАЊА ВО ОБЛАСТА НА СЕИЗМИЧКИОТ ХАЗАРД ЗА ТЕРИТОРИЈАТА НА РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Рефератот преставува генерална синтеза на сите досегашни истражувања во полето на сеизмичките хазардни анализи за територијата на Република Македонија, преку синтезата на важечките карти за сеизмичко зонирање, користените расположиви податоци (каталози на земјотреси, геолошки и тектонски податоци), имплементираните модели на сеизмички извори, користените зависности на атенуација на земјотресното дејство и добиени резултати. Дадениот преглед, во генерална смисла ги опфаќа и најновите истражувања во областа (Шалиќ и Милутиновиќ, 2015).

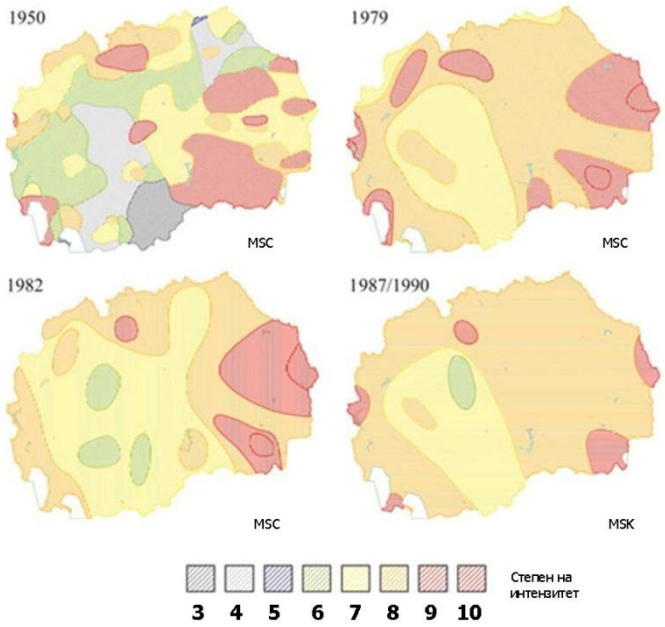
Клучни зборови: сеизмички хазард, прописи, Македонија

[1] Assist. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, r_salic@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (UKIM-IZIIS), University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, zoran@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Процесот на дефинирање на сеизмичкиот хазард за територијата на Република Македонија датира од средината на минатиот век и еволуира заедно со мапите на сеизмичко зонирање преку имплементацијата и развојот на прописите за проектирање (Табела 1), но и преку бројните национални и интернационални научно-истражувачки проекти.

Барањата во поглед на сеизмичката стабилност на објектите биле адресирани уште при првите официјални прописи за проектирање од 1948 година, односно со „Привремените технички прописи за оптоварување на згради“ (ПТП, Дел-2, бр. 11730, 12 Јули 1948). Веднаш по катастрофалниот земјотрес во Скопје во 1963 година бил донесен „Правилникот за технички прописи за градење во сеизмички подрачја“ (Службен лист на СФРЈ бр. 39/64) кој во употреба бил се до донесувањето на сеуште важечкиот „Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти од високоградбата во сеизмички подрачја“ од 1981 година (Службен лист на СФРЈ бр. 31/81 (Амандмани 49/82, 29/83, 21/88 и 52/90)).



Слика 1. Официјални карти на сеизмичко зонирање (Шалиќ и Милутиновиќ, 2012)

Карти со максимално очекувани интензитети биле интегрален дел од сите официјални прописи за проектирање. Картите биле резултат на користење на различни методологии за определување на сеизмичкиот хазард базирани на расположивите сеизмолошки податоци со променливи и во принцип „непознати“ нивоа на поузданост. Мапираните максимално очекувани интензитети биле изразени во различни интензитетни скали (MCS, MSK-64) и биле резултат на различни методологии за оценка на сеизмичкиот хазард, детерминистичка (1950) па се до веројатносна (1987/90).

Сеизмичката карта од 1950 година, поврзана со прописите од 1948 година е базирана на компилација на максимално случените земјотресни интензитети со временска референца од 360-1950 година. Основа за изработката на оваа карта е картата од 1948 година.

Скопскиот земјотрес од 1963 година покажал неконзистентности и слабости во одредени сегменти на прописите од 1948 година што било главна причина за донесувањето на „Правилникот за технички прописи за градење во сеизмички подрачја“ во 1964 година (Службен лист на СФРЈ бр. 39/64). Долго време по неговото донесување составен дел на Правилникот била картата од 1950 година се до 1979 година кога за територијата на Република Македонија била заменета со картата на сеизмичко реонирање (Службен весник на СРМ бр. 2/79). Компилираната карта од 1967 година за целата територија на СФРЈ иако донесена никогаш не била законски легализирана.

Генезата на знаењето како и развојот и примената на новите методологии, низ временска дистанца резултира со потценување или натценување на нивоата на сеизмичкиот хазард во одредени територии на државата. Очигледните разлики во територииите со максимално очекувани интензитети (Слика 1) резултираат со потценување/натценување на нивоата на сеизмичките проектни параметри. Влијанието на овие промени врз постојната физичка и социо-економска средина ќе биде потребно детално да се евалуира и согласно да бидат

превземени соодветни мерки за намалување на ризикот од очекуваните сеизмички дејства, посебно во регионите со потценет сеизмички хазард.

Пропис		**Карта на сеизмичко зонирање**	
1948:	Привремени технички прописи за оптоварување на згради (ПТП), Дел-2, бр. 11730, 12 јули 1948.	**1948:**	Карта на сеизмичко зонирање на ФНР Југославија (Службен весник на ФНРЈ, бр. 61/48, 17 јуни 1948).
		1950:	Сеизмолошка карта на СФР Југославија Автор: Ј. Михајловиќ Основа: Компилација на интензитетите на случените земјотреси од 360–1950 година)
1964:	Правилник за технички прописи за градење во сеизмички подрачја, Службен лист на СФРЈ бр. 39/64.	**1967:**	Инженерско-геолошка карта на СФР Југославија (1:500,000), Сојузен геолошки завод, Белград Автори: П. Чубриловиќ, Л. Палавестриќ и Т. Николиќ Основа: Компилација на сеизмолошките податоци за територијата на СФР Југославија, интензитети по *MCS* скалата.
		1979:	Карта на сеизмичко реонирање на СР Македонија (1:600,000), Службен весник на СРМ бр. 2/79. Автор: Д. Хаџиевски Основа: Компилација на сеизмолошките податоци за територијата на СР Македонија, интензитети по *MCS* скалата.
1981:	Правилник за техничките нормативи за изградба на објекти од високоградбата во сеизмички подрачја, Службен лист на СФРЈ бр. 31/81 (Амандмани 49/82, 29/83, 21/88 и 52/90).	**1982:**	Привремена сеизмолошка карта на СФР Југославија (1:1,000,000) Автори: М. Јанковиќ, С. Вучиниќ, В. Шупиќ, Д. Цвијановиќ, Д. Скоко, Д. Хаџиевски, В. Рибариќ, М. Вукашиновиќ Основа: Компилација на сеизмолошките податоци за територијата на СФР Југославија, интензитети по *MCS* скалата.
		1987: **1990:**	Сеизмолошки карти на СФРЈ (1:1,000,000) за повратни периоди од: 50, 100, 200, 500, 1000 и 10,000 години. Автор: Сеизмолошка асоцијација на СФРЈ, 1987. Основа: Компилација на сеизмолошките податоци за територијата на СФР Југославија, интензитети по *MSK-64* скалата.

Табела 1. Синтеза на важечки карти на сеизмичко зонирање

(Шалиќ и Милутиновиќ, 2012)

Паралелно со развојот и имплементацијата на официјалните карти на сеизмичкиот хазард, во рамките на повеќето национални, регионални и интернационални проекти се правени евалуации на сеизмичкиот хазард со најчеста цел изработка на планови за справување и митигација на катастрофи, урбанистичко планирање, но и дефинирање на сеизмички проектни параметри за одредени конструкции од особена важност.

Во понатамошниот текст на овој реферат ќе бидат генерално дискутирани и проанализирани неколку карактеристичните студии за сеизмички хазард изработени за територијата на Република Македонија во генерална компарација со најновите истражувања од Шалиќ и Милутиновиќ (2015).

2. РАСПОЛОЖИВИ ПОДАТОЦИ

Во сите студии на сеизмичкиот хазард од особена важност се расположивите и поуздани податоци за сеизмичноста на регионот и истите воедно се главна основа за веродостојно моделирање на земјотресниот феномен. Поузданите податоци од историската и инструментална сеизмичност (каталозите на земјотреси), геолошките и тектонски подлоги/податоци се основа на сите анализи на сеизмичкиот хазард.

2.1. Каталози на земјотреси

Во изминатите декади, на национално и регионално ниво, во континуитет биле правени и се уште се прават напори за комплетирање и подобрување на базите на податоци за случените земјотреси. Во оваа смисла биле изработени повеќе национални и регионални каталози на земјотреси, со различен квалитет, комплетност, опфат на временски периоди и формат на податоци. Овие разлики секако се должат пред се на користењето на различните методологии за евидентирање/лоцирање на земјотресите, квалитетот и интерпретацијата на историските податоци, но и квалитетот и густината на расположивите сеизмолошки мрежи.

Еден од првите поголеми регионални успеси во доменот на интегрирањето на сеизмолошките бази на податоци е реализацијата на интернационалниот *UNDP/UNESCO* проект *„Survey of the Seismicity of the Balkan Region“* во рамките на кој е направена компилација, верификација и унификација на сите постоечки земјотресни бази на податоци за Балканот, а се со цел одредување на сеизмичкиот хазард. Елаборирани се сите епицентри на земјотресите од 1901-1970 (Дел-1) и земјотресите до 1901 (Дел-2) (*Shebalin et al.,* 1974). Во прилог на истиот проект, експертите од сите тогашни Балкански држави (Југославија, Албанија, Грција, Бугарија, Романија и Турција) изработиле интегрирана документација за тогашните сознанијата во областа на тектонските карактеристики и трендови во неотектонските движења. Во доменот на каталозите на земјотреси изработени се: каталог на земјотреси со максимален интензитет I≥5 за периодот 1901-1970; нехомоген каталог за земјотреси со максимален интензитет I<5 за периодот 1901-1970; каталози на земјотреси со епицентрален интензитет I≥7 за периодот 1801-1900 и пред 1801; заедно со коментари и основни хипоцентрални парамери. Исто така во склоп на овој проект се предложени и емпириски формули кои ја поврзуваат магнитудата, интензитетот и фокалната длабочина за поедини области, заедно со сет од 500 исосеизмички карти со коментари (со оригинални и генерализирани изосеисти). Квалитетот на овој проект е оценет на многу високо ниво и дел од неговите резултатите се користат и реферираат и ден денеска.

По завршувањето на проектот „*Survey of the Seismicity of the Balkan Region*“ во Балканските држави започнува интензивен процес на значајно подобрување на квалитетот и густината на сеизмолошките мрежи, како и процес на размената на сеизмолошките податоци на регионално и светско ниво.

Сеизмолошката обсерваторија при Природно математичкиот факултет во Скопје (ПМФ), од нејзиното постоење (1951 г.) е задолжена и овластена национална установа со една од примарните дејности да врши следење на сеизмичката активност, истата да ја анализира и каталогизира и на годишно ниво објавува во Сеизмолошки Билтен. Синтезна форма на историскиот (со *Mm* магнитуда) и инструменталниот каталог (со *ML* магнитуда) е последно објавена за потребите на Просторниот план на Република Македонија во 1998 година.

Во функција на следењето на сеизмичката активност во Република Македонија раководена од Сеизмолошката обсерваторија при ПМФ, изградена е мрежа од сеизмолошки станици со аналогни сеизмографи и телеметриски станици со дигитални сеизмометри. Главниот републички центар се наоѓа во Скопје, а регионалните центри се наоѓаат во Охрид и во Валандово. Освен во овие три града сеизмолошки станици има и во: Дебар, Крушево, Битола, Штип, Берово и Крива Паланка.

Во последната деценија се направени неколку обиди преку проектите за хармонизирање на картите на сеизмичкиот хазард на регионално и европско ниво да се хармонизираат и каталозите на земјотреси со компилација на расположивите податоци во националните и каталозите на поузданите интернационални агенции. Неколку регионални проекти ќе бидат споменати во овој домен: *GSHAP* (1999) *Global Seismic Hazard Assessment Program; ESC-SESAME* (2002) *Unified Hazard model for the European-Mediterranean Region; BSHAP* (2011) *Harmonization of Seismic hazard Maps for the Western Balkan Countries*; и *SHARE* (2012) *Seismic Hazard Harmonization in Europe.*

Анализите во најновите истражувања од Шалиќ и Милутиновиќ (2015) реферираат на хармонизираните каталози на земјотреси продукти на проектот *NATO SfP*-983054 кои преставуваат отсечоци од оригиналните каталози за подрачјето од интерес на анализата и го опфаќаат периодот од -479 до 2010 година, со унификација на земјотресните настани на *Mw* магнитудната скала.

2.2. Геолошки податоци

Геолошката наука на територијата на Република Македонија има долга традиција, а е поврзана пред се со рударската активност. Првите геолошки податоци на научна основа се сретнуваат во првата половина на XIX век, а првите печатени геолошки трудови за овие простори се среќаваат кај *A. Bue* (1828-1870) и *Viksenel* (1842).

Територијата на Република Македонија се карактеризира со изразито сложена геолошка градба. Според геолошката еволуција и геолошкиот состав, можат да се најдат карпи од речиси сите геолошки ери и периоди од преткамбриумот па се до најмладиот квартерен период.

Низ синтеза на регионални истражувања, изработени се и достапни геолошки дигитални карти за Република Македонија и регионот во соодветен размер, кои нудат солидна геолошка основа за анализите на сеизмичкиот хазард (Сет од основни геолошки карти /вкупно 24/ за територијата на Република Македонија во мерка 1:100,000).

2.3. Тектонски податоци

За територијата на Република Македонија е достапен фонд на повеќе истражувања поврзани со тектонската и неотектонската градба, но и повеќе регионални истражувања во полето на геодинамичките процеси. Во овој дел ќе бидат споменати неколку основни труда, чии резултати се од директен интерес за дефинирањето на моделите во анализите на сеизмичкиот хазард.

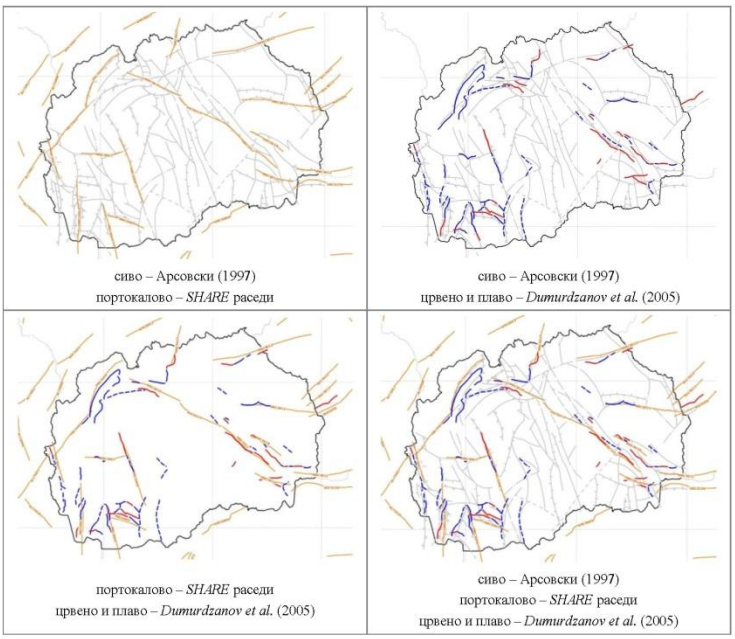
Основата на тектонските истражувања и тектонската регионализација на Република Македонија е дадена од Арсовски и презентирана низ повеќе публикации, во синтезна форма објавена во 1997 година. Во доменот на тектониката, реализирани се и повеќе детални истражувања посебно за Вардарската зона, бидејќи како тектонска единица со својата внатрешна градба, литофацијални карактеристики, застапеност на магматските, метаморфните и седиментните комплекси, како и стилот на тектонските единици, се издвојува од останатите тектонски единици, како на територијата на Македонија така и во целиот Балкански регион. Посебно се различни мислењата во поглед на протегањето на оваа зона на север презентирани во истражувањата на повеќе автори (Даскалов, 2011).

Основата на неотектонските истражувања и неотектонската регионализација на Република Македонија е дадена од Арсовски и Петковски (1975). Понатаму повеќе истражувачи имаат дадено придонес во полето на неотектониката, а од интерес за анализите сеизмичкиот хазард. Во овој поглед можат да се споменат истражувањата на Јанчевски (1997) каде преку својата

докторска дисертација дава класификација на раседните структури по генеза, старост и морфологија како и најновите истражувања на Домурџанов и соработниците (2005) во која се презентирани најновите сознанија во областа на тектониката и неотектониката.

Во последата декада се прават напори и со други алтернативни методи (пр. GPS мерења), да се потврдат одредени тектонски процеси и пореалистично дефинираат одредени тектонски и неотектонски параметри, *Burchfiel et al.* (2006).

Во овој контекст треба да се споменат и регионалните напори, во рамките на повеќе истражувачки проекти од областа на сеизмичкиот хазард, да се ре-евалуира сеизмогенетскиот капацитет на раседните структури и нивното мапирање, што во основа преставува многу комплексна задача на интегрирање и интерпретација на релевантни сеизмолошки, геолошки, геофизички, палеомаглентски, палеосеизмолошки, геодетски и др. податоци, *GSHAP* (1999), *ESC-SESAME* (2002), *BSHAP* (2011) и *SHARE* (2012).



Слика 3. Карактеристични модели на активни раседни структури

Во најновите истражувања од Шалиќ и Милутиновиќ (2015) е користен сетот и параметрите за раседните структури изработени во рамките на *SHARE* проектот, што во основа се темели на податоците на Домурџанов и соработници (2005).

3. МОДЕЛИ И КАРАКТЕРИСТИКИ НА СЕИЗМИЧКИТЕ ИЗВОРИ

Во рамките на повеќето истражувачки и апликативни проекти за оцена на сеизмичкиот хазард се користени различни модели за карактеризирање на сеизмичките извори. Просторното и параметарско дефинирање на изворите секако директно зависи од користената методологија, расположивите податоци и знаењето поврзано со тектонските процеси во регионот. Потребно е да се напомене и дека секое од моделирањата вклучува и одреден степен на субјективност и лична оцена на истражувачот во различни нивоа во дефинирањето на параметрите.

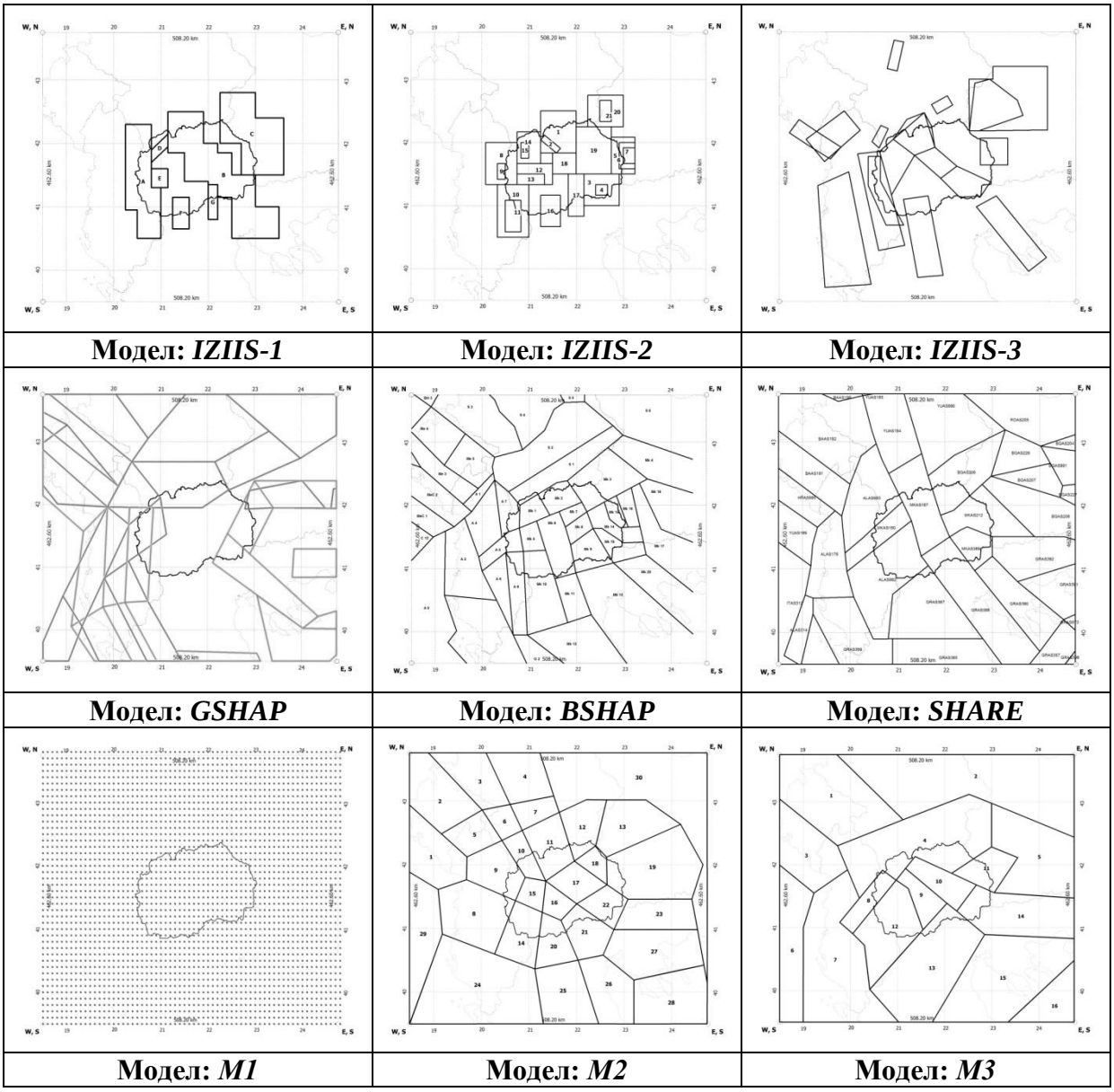
#	Модел	Година	Автор/и
1.	*IZIIS - 1*	1978	Михаилов*
2.	*IZIIS - 2*	1998	Милутиновиќ и соработници
3.	*IZIIS - 3*	1999-2013	Стаматовска и соработници**
4.	*GSHAP*	1999	*Giardini, Grünthal, K. Shedlock, Zhang*
5.	*BSHAP*	2011	*Akkar, Glavatovic, Hoxha, Kuk, Zoranic, Garevski, Kovacevic*
6.	*SHARE*	2012	*Giardini, Woessner, Danciu, Crowley, Cotton, Grünthal, Pinho, Valensise & SHARE consortium*
7.	*M1*	2015	*Шалиќ и Милутиновиќ*
8.	*M2*	2015	*Шалиќ и Милутиновиќ*
9.	*M3*	2015	*Шалиќ и Милутиновиќ*

* За компаративна анализа е избран само моделот бр. 6 (површински извори)

** За компаративна анализа е прикажан интегриран модел од повеќе студии

Табела 2. Листа на карактеристични модели на сеизмички извори

Просторниот распоред на моделите на сеизмички извори графички е прикажан на Слика 4. Разликите во просторното дефинирање на површинските сеизмичките извори се евидентни односно обидите на авторите да ја дефинираат сеизмичноста и инкорпорираат разните непоузданости во расположивите сеизмички параметри.



Слика 4. Карактеристични модели на сеизмички извори

Во повеќето стидии за сеизмичкиот хазард Михаилов (1978), Стаматовска и соработници (1999), *SHARE* (2012) и др., покрај моделирањето на просторот со површински извори, се извршени и анализи со моделирање на линиски извори или модели со комбинација од површински и линиски извори.

Високиот спепен на субјективитет кој е присутен во моделирањето на сеизмичките извори и индиректно дефинирањето на нивните карактеристични параметри *(λ, b, M_{max})* кои како такви имаат големо влијание врз конечните резултати во анализите на сеизмичкиот хазард и нивната просторна дистрибуција, беше една од главните причини за избор на нова методологија/процедура (Шалиќ и Милутиновиќ, 2015) која во најголема можна мерка ќе ја намали субјективноста во овој домен и обезбеди поверодостојно одредување на сеизмичкиот хазард (модели: *M1, M2* и *M3).*

4. ЗАВИСНОСТИ ЗА АТЕНУАЦИЈА НА ЗЕМЈОТРЕСНОТО ДЕЈСТВО

Изборот на зависностите на атенуација на земјотресното дејство е од особена важност за анализите на сеизмичкиот хазард со (нај)големо влијание врз конечните резултати.

Во изминатите декади се развиени голем број на емпириски релации за атенуација на земјотресното дејство *(Douglas,* 2001, 2002, 2008, 2011), со основна цел скалирање на параметарот од интерес (најчесто забрзувањето) за инженерски цели. Атенуационите зависности во најголем број на случаи имаат слична форма, со магнитуда и растојание до изворот како независни променливи. Параметрите се одредени со фитување на релациите (регресиони анализи) во сетовите од расположиви податоци, најчесто *PGA*. Но, споредбата на различни атенуациони закони развиени за исти и/или слични региони укажува на значителна разлика во предвидувањето на земјотресното дејство, на што секако влијание имаат и различните методи на моделирање и техники на процесирање.

Изборот на адекватни зависности за атенуација на земјотресното дејство во анализите на сеизмичкиот хазард е голем предизвик и како таков бил и е од посебен интерес на истражувачите во Институтот на земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС) во Скопје, особено по формирањето на регионалните бази на податоци од силни земјотреси: Бања Лука (1969), Фриули (1976), Црна Гора (1979), Копаоник (1980), Гевгелија (1990) и Битола (1994). Врз основа на овие сетови на податоци развиени се повеќе закони за атенуација на земјотресното дејство: Наумовски (1984), Стаматовска и Петровски (1991, 1994), Стаматовска (1988, 2002), Маниќ (1998, 2002) и др.

Паралелно со национално развиените зависности за атенуација на земјотресното дејство во научно-истражувачките проекти скоро секогаш алтернативно се користеле и атенуациони релации развиени врз поголеми сетови од податоци за региони со слични тектонски карактеристики. Многу често како алтернатива во досегашните истражувања се користени надминатата атенуација на *Esteva* (1970), односно *Ambraseys et. al* (1996), *Sabetta & Pugliese* (1996) и др.

И покрај постоењето на одреден број на регионално развиени зависности за атенуација на земјотресното дејство, недоволниот број на регионални податоци за силните земјотреси, квалитативно и квантитативно поврзани со карактеристиките на тектонските структури во кои се генерирани земјотресите, упатува на користење на новите генерации на атенуациони модели развиени за пошироки региони со слични геолошки и тектонски карактеристики, односно модели прифатени и користени во светски рамки *(NGA Project, EERI,* 2008; *SHARE Project,* 2012).

Анализите во најновите истражувања на Шалиќ и Милутиновиќ (2015) реферираат на четири современи атенуациони релации, предложени од *Segou u Akkar* (2010) во рамките на *SHARE* проектот за валидни модели за територијата на Европа, Пан-Европскиот модел на *Akkar* и *Bommer* (2010, односно 2012), глобалните модели на *Boore* и *Atkinson* (2008) и *Cauzzi* и *Faccioli* (2008), како и италијанскиот атенуационен модел на *Bindi et al.* (2009), кои покрај магнитудата и растојанието, користат и други параметри (вид на расед, тип на локални почвени услови, и др.) како независни променливи

Со цел следење на локалната сеизмичност, но и динамичкиот одговор на одредени конструкции од посебна и инженерска важност, во Република Македонија е инсталирана и мрежа за силни земјотреси со повеќе од 100 активни акцелерометри. Во моментов за следење на локалната сеизмичност (забрзувањето на тлото) во функција се вкупно 52 акцелерометри (27 дигитални и 25 аналогни). За мрежата за силни земјотреси е задолжен Институтот за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС) од Скопје. Во рамките на *NATO SfP*-983054 и *SfP*-984374 проектите за хармонизација на картите на земјите од Западен Балкан, постојната дигитална мрежа на акцелерометри е проширена со 21 дигитален акцелерометар од најновата генерација *(Guralp CMG-5T)* со трансфер на податоци во реално време.

5. МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА СЕИЗМИЧКИОТ ХАЗАРД

Мапираните максимално очекувани интензитети во официјалните карти на сеизмичкото зонирање биле резултат на различни методологии за определување на сеизмичкиот хазард, детерминистичка (1950), па се до веројатносна (1987/90). Детали попрецизно околу користената методологијата, математичките модели на сеизмичките извори и другите параметри на анализите не се публикувани за поширокатa научна јавност.

Останатите студии на сеизмички хазард, реализирани во рамките на националните и меѓународните истражувачки проекти во основа ја користат класичната веројатносната методологија за определување на сеизмичкиот хазард со исклучок на ограничен број на студии каде е користена детерминистичката методологија.

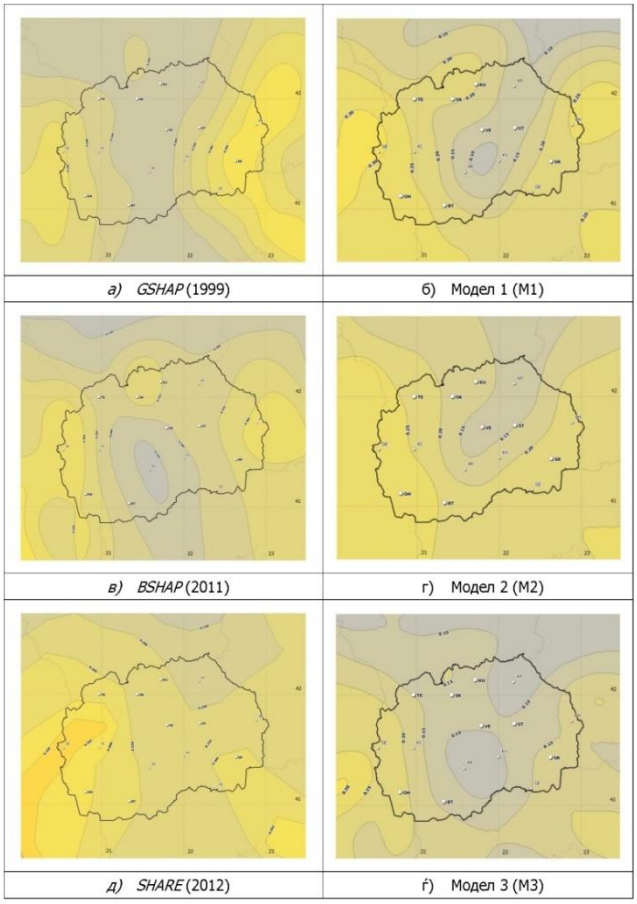
Анализите во најновите истражувања на Шалиќ и Милутиновиќ (2015) се изработени со користење на веројатносната методологија за определување на сеизмичкиот хазард, со компаративни анализи на три различни модели со различен пристап во дефинирањето на сеизмичките хазардни параметри односно моделирање на просторната сеизмичност, а се со цел редуцирање на субјективноста при класичното зонирање.

6. РЕЗУЛТАТИ

Иако наведените регионални студии се изработени на високо професионално и стручно ниво, за територијата на Република Македонија добиените резултати на наведените регионални студии треба да бидат третирани како индикативни бидејќи за истите се користени:

- Релативно мала (макро) резолуција на влезните сетови на податоци;
- Релативно ниска географската резолуција на мапирањата; и,
- Различен сет на атенуации, кој варира од студија до студија.

Карактеристична е генезата на моделирањето на сеизмичноста, која ја менува парадигмата дека носител на сеизмичноста на територијата на Република Македонија е Вардарската зона, во парадигма дека Јужниот Балкан е во екстензија и дека сеизмичноста се реализира (и ќе биде реализирана) низ систем на нормални раседи сместени по правецот исток-запад. Поткрепата на предходното е содржана во користените каталози на земјотреси, меѓутоа и со најновите сознанија за современите тектонски процеси добиени со анализите на регионалните *GPS* мерења *(Burchfiel et al.,* 2006, 2008a, 2008b; Думурџанов и соработници 2004, 2005), како и резултатите на *SESAME* и *BALKAN-OQ* проектите. Анализата на минималните и максималните резултати добиени од меѓународните студии на сеизмичкиот хазард *(GSHAP/BSHAP/ SHARE)* и конечните резултати од трите анализирани модели со истражувањата на Шалиќ и Милутиновиќ (2015) *(M1, M2* и *M3)* укажуваат на релативно добро поклопување со просечни разлики од сса 30%.



Слика 5. Споредба со резултатите на регионалните студии *(PGA,* ПП475); ПП = Повратен Период

Како што беше напоменато и претходно, во споредбите помеѓу регионалните и националните студии на сеизмичкиот хазард се очекувани разлики заради различната резолуција во која истите се изработуваат, резолуцијата на мапирањата и користените сетови на атенуациони зависности. Од погореспоменатите анализи, за компарација се издвоени резултатите добиени за 4 селектирани урбани подрачја (Табела 3). Се напомнува дека истражувањата продолжуваат за потребите на дефинирање на картата на сеизмичко зонирање и дека прикажаните вредности се прелиминарни и подложни на ревизија.

GSHAP и *BSHAP-1* резултатите ги идентификуваат источните и западните делови на Македонија како региони со најголема сеизмичка опасност (слики 5а и 5в). Централниот дел на Македонија е зона на најмали сеизмички влијанија. Исклучок е зоната на зголемени сеизмички влијанија лоцирана во областа на Гњилане (*GSHAP*, слика 5а) која во *BSHAP-1* резултатите (слика 5в) мигрира јужно и го опфаќа Скопје и поширокиот регион околу него.

Град	Регионални студии *GSHAP/BSHAP/SHARE*	Модели M1/M2/M3
Скопје	0.15 - 0.25	0.15 – 0.21 (0.32)
Охрид	0.23 - 0.30	0.20 – 0.28 (0.38)
Пехчево	0.24 - 0.34	0.17 – 0.26 (0.35)
Прилеп	0.10 - 0.24	0.08 – 0.15 (0.22)

Табела 3. Споредба на M1/M2/M3 со GSHAP/BSHAP/SHARE резултатите за карактеристичните градови

Вредностите се изразени во *PGA (g)* за ПП475 (10% во 50 години)
(0.xx) – абсолутен максимум

Западна Македонија *SHARE, M1, M2* и *M3* моделите ја издвојуваат како регион на највисок, односно северо-источниот дел (околу Крива Паланка) како регион со најнизок сеизмички хазард.

Ориентацијата на просторната дистрибуција на сеизмичкиот хазард регионалните *(GSHAP, BSHAP-1* и *SHARE)* модели ја мапираат доминантно по С-Ј (север-југ) правецот. *M1, M2* и *M3* моделите ја мапираат по СИ-ЈЗ (североисток-југозапад) правецот, кој што е апроксимативно ортогонален на правецот на протегање на Вардарската зона за која досега се сметаше дека е еден од главните носители на сеизмичкиот хазард во Република Македонија. Индикативен факт генериран со резултатите на *M1/M2/M3* (слики 5б, 5г и 5ѓ) моделите, поткрепен со резултатите на *SHARE* (слика 5д) е дефицитот на историска сеизмичост во крајниот северо-источен дел на Ќустендилската раседна зона, односно регионот на Славишкиот и Ќустендилскиот расед, кои и двата според *Dumurdzanov et al.* (2005) се активни раседи со слаба морфолошка евиденција за неодамнешна активност и активен расед за чии движења постои геолошка евиденција, соодветно. Имајќи ги во предвид наведените три факти: 1) Дефицит на историска сеизмичност демонстрирана со резултатите на *M1/M2/M3* моделите за анализа на сеизмичкиот хазард; 2) Постоење на активни раседни структури формирани во раниот миоцен *(Dumurdzanov et al.,* 2005); и 3) механизмот и интервалот на настанување на катастрофални земјотреси во подрачјето на Македонско-Бугарскиот граничен појас *(Milev u Vassileva;* 2007), постои реална основа да се предпостави дека регионот Ќустендил - Крива Паланка - западно е и во услови на потенцијално кинематичко вклештување. Наведената предпоставка треба да се верифицира со постојниот фонд на инструментални сеизмолошки податоци, како и податоците добиени од современите сеизмолошки мрежи инсталирани во регионот (Македонија, Србија, Бугарија).

Определени елементи врз кои се изведени последните два заклучоци се делумно поткрепени и со интерпретациите на резултатите на *GPS* мерењата (Думурџанов 2004, 2005; *Burchfiel*, 2006; *Kotzev,* 2008). Несомено, последните истражувања на Шалиќ и Милутиновиќ (2015), преку добиените резултати и изведени заклучноци, нудат солидна основа за понатамошни истражувања во полето на сеизмичкиот хазард, со крајна цел изворување на национален анекс во прилог на Европските прописи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Шалиќ, Р. (2015). Современ пристап за определување на сеизмичкиот хазард во Република Македонија. Институт за земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија (УКИМ-ИЗИИС), Докторска дисертација, Март, 2015

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

SE - 17

Shpresim IBRAIMI[1], Koce TODOROV[2], Ljupco LAZAROV[3]

APPLICATION OF NONLINEAR STATIC PROCEDURES FOR SEISMIC ASSESSMENT OF STRUCTURES

SUMMARY

In this paper several nonlinear static procedures for seismic assessment of structures, which have been implemented into the latest European and US seismic codes, are presented: N2 method - Eurocode 8, Capacity spectrum method - ATC 40, Equivalent linearization method - FEMA 440 and Displacement coefficient method - FEMA 356. The application of above mentioned nonlinear static methods is illustrated through an example of 3 and 10 storey reinforced concrete frame structures. The analysis is performed using the software package SAP2000. The comparison of the obtained results and a discussion about the differences between the methods is made.

Keywords: frame structures, nonlinear static methods, seismic demand

Шпресим ИБРАИМИ[1], Коце ТОДОРОВ[2], Љупчо ЛАЗАРОВ[3]

ПРОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧКОТО ОДНЕСУВАЊЕ НА КОНСТРУКЦИИ СО ПРИМЕНА НА НЕЛИНЕАРНИ СТАТИЧКИ МЕТОДИ

РЕЗИМЕ

Во овој труд применети се неколку нелинеарни статички методи за проценка на сеизмичкото однесување на конструкците од високоградбата, кои се имплементирани во последните Европски и Американски сеизмички кодови: N2 метода - Еврокод 8, Метод на спектар на капацитет - ATC 40, Метод на еквивалентна линеаризација - FEMA 440 и Метод на коефициенти - FEMA 356. Примената на овие методи е илустрирана низ примери на 3 и 10 катна армирано бетонска рамовска конструкција. Анализата е извршена со помош на софтверскиот пакет SAP2000. Извршена е споредба на резултатите од анализата и дискутирани се разликите помеѓу применетите методи.

Клучни зборови: рамовски конструкции, нелинеарни статички методи, сеизмичко побарување

[1] BSc, ZIM "Skopje" AD Skopje, Institute for Testing Materials and Development of New Technologies "Skopje" AD - Skopje, shpresimi@yahoo.it

[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk

[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

In recent few years, the traditional force-based design approach for seismic analysis of structures have a tendency to be replaced with performance-based design. This design approach have been applied in order to pay greater attention to damage control, actually what will be the extent of damage that will occur in the structure for different level of seismic hazard.

In the majority of existing building codes, the seismic analysis is based on linear elastic methods, which do not provide information about real strength, ductility and energy dissipation. The most precise approach for determination of structural response is the nonlinear time history analysis, but it's still not practical for everyday design use.

The most rational analysis and performance evaluation methods for practical applications are the nonlinear static methods. In this paper several nonlinear static methods which have been implemented into the latest European and US seismic codes are presented: N2 method - Eurocode 8, Capacity spectrum method - ATC 40, Equivalent linearization method - FEMA 440 and Displacement coefficient method - FEMA 356. All of these methods are based on a simplified procedure that combines the "pushover" analysis of multi degree of freedom model with the response spectrum analysis of an equivalent single degree of freedom system. The formulation of the methods is in acceleration - displacement format which enables visual interpretation of the procedure and of the relations between the basic quantities controlling the seismic response. The obtained results are reasonably accurate if the structure oscillates predominantly in the first mode. Although the methods in many cases may yield similar results, they differ in respect to simplicity, transparency and clarity of theoretical background. The most important difference is related to the determination of displacement demand.

The application of above mentioned nonlinear static methods is illustrated through an example of 3 and 10 storey reinforced concrete frame structures.

2. DETERMINATION OF TARGET DISPLACEMENTS

2.1. The N2 Method

N2 method, (Fajfar, 2000; CEN, 2004), is nonlinear static method for the seismic analysis of structures. It's based on simplified procedure that combines the pushover analysis of MDOF model with the response spectrum analysis of an equivalent SDOF system. The method is formulated in the acceleration - displacement format. Inelastic spectra are applied in the method.

The capacity curve of the structure, obtained by nonlinear static pushover analysis, is transformed in capacity curve of the equivalent SDOF system and is idealized by elastic-perfectly plastic force displacement relation.

$$D^* = D_t / \Gamma \qquad F^* = V / \Gamma \tag{1}$$

where D_t and V are top displacement and force of MDOF system, while D^* and V^* are appropriate parameters of the equivalent SDOF system. The constant Γ controls the transformation from the MDOF to the SDOF model and vice-versa. The assumed displacement shape ϕ is normalized - the value at the top is equal to 1, and can be used any reasonable shape of vector ϕ .

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \tag{2}$$

where m^* is mass of SDOF system, m_i and ϕ_i are mass and normalized displacement of i-floor. The elastic period of the idealized bilinear system can be determined as:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \tag{3}$$

where F_y^* and D_y^* are the yield strength and displacement for equivalent SDOF system. Finally, the capacity diagram in AD format is obtained.

Starting from the acceleration spectrum, the inelastic spectra in AD format is determined. For an inelastic SDOF system with a bilinear force-deformation relationship, the acceleration spectrum S_a and displacement spectrum S_d can be determined:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \qquad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \tag{4}$$

where μ is ductility factor, R_μ is the reduction factor due to ductility, actually due to the hysteretic energy dissipation of ductile structures.

$$\begin{aligned} R_\mu &= (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1 \qquad && T < T_C \\ R_\mu &= \mu && T \geq T_C \end{aligned} \tag{5}$$

These equations represent the relationship between the displacements of linear and nonlinear system. T_C is the characteristic period of the ground motion, which marks the passage from constant acceleration segment of the response spectrum (equal energy for short period range) to the constant velocity segment (equal displacements rule for medium and long period range).

According to the obtained elastic period T^*, for the defined elastic demand spectrum, the acceleration demand for elastic behavior S_{ae} is determined. The reduction factor is determined as ratio between maximal acceleration for elastic behavior and acceleration at yielding limit S_{ay}.

According to the relationship $R_\mu - \mu - T$ the ductility demand and displacement S_d of nonlinear SDOF system is determined.

$$\begin{aligned} S_d &= \mu \cdot D_y^* = S_{de} && T^* \geq T_C \\ S_d &= \mu \cdot D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu}\left((R_\mu - 1)\frac{T_C}{T^*} + 1 \right) && T^* < T_C \end{aligned} \tag{6}$$

2.2. Capacity Spectrum Method

In the Capacity spectrum method (ATC-40, 1996), the seismic demand initially presented as linear-elastic response spectrum with 5% damping is reduced in order to reflect the effects of energy dissipation to estimate the inelastic displacement demand. The point at which the capacity curve intersects the reduced demand represents the performance point at which capacity and demand are equal.

The capacity curve determined by nonlinear static pushover analysis of MDOF system is transformed in spectral coordinates by the equations:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \qquad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF1\phi_{roof,1}} \tag{7}$$

where PF1 and α_1 are modal participation factor and mass coefficient of first natural mode, W is structure weight, V is base shear, Δ_{roof} is roof displacement, S_a and S_d are spectral acceleration and displacement.

The bilinear representation of capacity curve is used to estimate the effective damping, which is needed to construct the elastic demand spectrum with appropriate damping. Since the bilinear idealization depends on displacement demand, which is not known at the initial phase of analysis, the procedure is iterative.

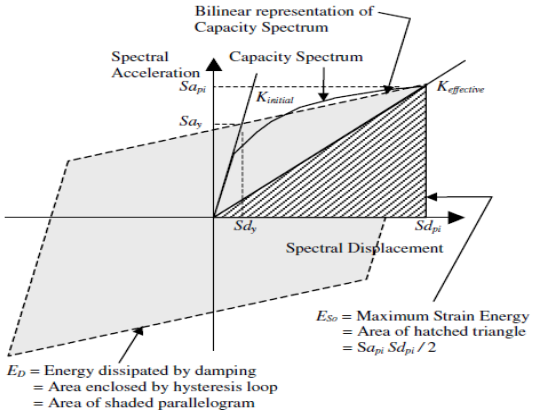


Figure 1. Derivation of damping for spectral reduction, (ATC-40, 1996)

The damping that occurs when the structure is pushed into the inelastic range can be obtained as a combination of viscous and hysteretic damping. The total effective damping can be estimated as:

$$\beta_{eff} = 0.05 + k \cdot \beta_0 = 0.05 + k \cdot \frac{E_D}{4\pi \cdot E_{S0}} \tag{8}$$

where 0.05 is the assumed 5% viscous damping inherent in the structure, β_0 is hysteretic damping represented as equivalent viscous damping, E_D is energy dissipated by damping, E_{S0} is maximum strain energy. The k-factor is a coefficient to account for the extent to which the real hysteresis behavior is well represented by bilinear representation of capacity spectrum. This coefficient depends on the structural behavior, type of structural system, duration of ground shaking, etc. In ATC 40 three categories of structural behavior are defined: type A-stable hysteresis loop, type B-moderate reduction of area and type C-pinched hysteretic loop.

According to the effective damping the reduction factors SR_A and SR_V are determined which serve for reduction of elastic response spectrum, which represents the seismic demand. The intersection of capacity spectrum and demand spectrum represents the performance point, which is displacement demand of equivalent SDOF system exposed to defined seismic action.

2.3. Equivalent Linearization Method

Equivalent linearization method (ATC-55, 2005) represents modification of original Capacity spectrum method. The equivalent period in Capacity spectrum method is based on a lateral stiffness of the equivalent system that is equal to the secant stiffness at the maximum displacement. It only depends on the displacement ductility ratio and the post-yield stiffness ratio of the inelastic system. The equivalent period becomes longer as the displacement ductility ratio increases and as the post-yield stiffness ratio decreases. In the equivalent linearization method the maximum displacement response of the nonlinear system is determined with an "equivalent" linear system using an effective period T_{eff} and effective damping β_{eff}. These parameters are functions of the characteristics of capacity curve, the corresponding initial period T_0, damping β_0, and the ductility demand μ. The coefficients A, B, C, D, E, F and G, H, I, J, K, L are functions of hysteretic behavior and post-elastic stiffness ratio, and the numerical values can be found in FEMA 440 (ATC-55, 2005).

The capacity curve in ADRS format and its bilinear representation is determined according to the conventional capacity spectrum method. Since effective parameters for equivalent linearization are functions of ductility, target displacement is determined by iterative or graphical techniques.

$$\begin{aligned}
\beta_{eff} &= A(\mu-1)^2 + B(\mu-1)^3 + \beta_0, \qquad 1.0 < \mu < 4.0 \\
\beta_{eff} &= C + D(\mu-1) + \beta_0, \qquad 4.0 < \mu < 6.5 \\
\beta_{eff} &= E\left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0, \quad \mu > 6.5
\end{aligned} \tag{9}$$

$$
\begin{aligned}
T_{eff} &= \left[G\left(\mu-1\right)^2 + H\left(\mu-1\right)^3 + 1\right]\cdot T_0\,, \quad 1.0 < \mu < 4.0 \\
T_{eff} &= \left[I + J\left(\mu-1\right) + 1\right]\cdot T_0\,, \quad 4.0 < \mu < 6.5 \\
T_{eff} &= \left\{K\left\lceil\sqrt{\frac{\left(\mu-1\right)}{1+L\left(\mu-2\right)}} - 1\right\rceil + 1\right\}\cdot T_0\,, \quad \mu > 6.5
\end{aligned}
\tag{10}
$$

Reduction of initial elastic response spectrum for appropriate level of effective damping β_{eff} is performed with spectral reduction factors, termed as damping coefficients $B(\beta_{eff})$, which serve for correction of spectral accelerations and determination of elastic spectrum ADRS (β_{eff}).

$$
\left(S_a\right)_\beta = \frac{\left(S_a\right)_0}{B\left(\beta_{eff}\right)} \tag{11}
$$

where $(S_\alpha)_0$ and $(S_\alpha)_\beta$ are accelerations of elastic spectrum with 5% and β_{eff} viscous damping.

Multiplying the ordinate of demand spectrum ADRS (β_{eff}) by modification factor, results in modified acceleration displacement response spectrum MADRS (β_{eff}, M).

$$
M = \frac{a_{\max}}{a_{eff}} = \left(\frac{T_{eff}}{T_{\sec}}\right)^2 \tag{12}
$$

where a_{max} and a_{eff} are accelerations at target displacement according to MADRS and ADRS demand.

Target displacement is determined through three procedures, Procedure A: Target displacement is determined at the intersection of effective period T_{eff} and demand spectrum ADRS (β_{eff}); Procedure B: Target displacement is determined at the intersection of capacity curve and modified demand MADRS (β_{eff}, M); Procedure C: Represents graphical procedure which uses multiple demand spectra MADRS and secant periods for appropriate ductility to generate a locus of possible performance points. The performance point is located at the intersection of this locus and the capacity spectrum.

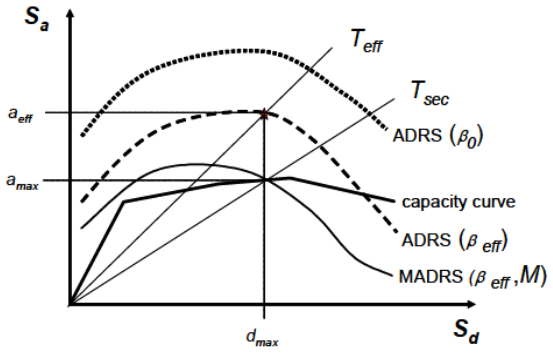


Figure 2. Determination of performance point with equivalent linearization (ATC-55, 2005)

2.4. Coefficient Method

Coefficient method (FEMA-356, 2000) enables direct numerical determination of displacement demand. The capacity curve determined by nonlinear static pushover analysis is replaced with an idealized relationship, in order to calculate effective lateral stiffness K_e and effective yield strength V_y. This relationship shall be bilinear, with initial slope K_e and post-yield slope α. The effective lateral stiffness shall be taken as the secant stiffness calculated at a base shear force equal to 60% of the effective yield strength, while post-yield slope shall be determined from the condition of equal energy and to intersect of the capacity curve at displacement demand.

The effective fundamental period is determined from the idealized bilinear curve, actually from the defined effective stiffness:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{13}$$

where T_i is elastic fundamental period calculated by elastic dynamic analysis, K_i is initial lateral stiffness and K_e is effective lateral stiffness.

The spectral acceleration and displacement of equivalent SDOF system are determined by applying elastic response spectrum. The target displacement at the top of the building is determined by modifying the spectral displacement of equivalent SDOF system as:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \tag{14}$$

where S_a is response spectrum acceleration for effective period T_e; C_0 represents coefficient to relate displacement of SDOF and MDOF systems and is calculated by: the first modal participation factor or the appropriate value from Table 3-2, (FEMA-356, 2000) ; C_1 represents coefficient to relate expected maximum inelastic displacement with linear elastic response displacement:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & T_e \geq T_c \\ 1 + (R-1) \cdot \dfrac{T_c}{T_e} \geq 1.0 & T_e < T_c \end{cases} \tag{15}$$

C_2 coefficient takes into account the effect of pinched hysteretic shape, stiffness degradation and strength deterioration on maximum displacement response. For nonlinear static analysis C_2=1.0 or the value shall be obtained from Table 3-3, (FEMA-356, 2000); C_3 coefficient introduces the increase of displacement due to dynamic P-Δ effects. For positive post-yield stiffness C_3=1.0.

2.5. Comparison of the methods

Although these methods are different from one another, their basic principles are the same and they all use pushover analysis, while they differ in the determination of the displacement demand. In what follows a brief comparison of the methods is shown:

- The methods differ in the assumed lateral load pattern used in pushover analysis and in the displacement shape used for the transformation from MDOF to SDOF system and vice versa;
- The bilinear idealization of the capacity curve depends on displacement demand, so an iterative procedure is necessary;
- There are two approaches for the determination of displacement demand of SDOF system: the use of elastic and inelastic spectra. The inelastic design spectra can be used directly and they do not require iteration. Their use is considered to be more appropriate than the use of highly damped equivalent elastic spectra;
- For practical applications a graphical representation of the procedures is important. The ADRS format allows a visualization of capacity spectrum and seismic demand.

3. NUMERICAL ANALYSIS

The application of nonlinear static methods is illustrated by means of example of a 3 and 10-storey three bay reinforced concrete frame building, with bay length 5.0 m and storey height 3.0 m. For the purpose of analysis a concrete MB30 with modulus of elasticity E=31500 MPa, reinforcement bars RA 400/500-2 with modulus of elasticity E=210000 MPa and yield strength σv=400 MPa are adopted. The structure is designed using the equivalent static method according to Macedonian Regulations. The analysis is performed using software package SAP2000. The frame is assumed to be fixed at the base, and the columns and beams are modeled using two-nodded frame elements. The values of the

fundamental periods are $T_1(3)=0.517$ sec and $T_1(10)=1.071$ sec, and the adopted dimensions and amount of reinforcement of frame elements is given in Table 1.

Dimensions [cm] and reinforcement of frame elements										
	10-storey r.c. frame					3-storey r.c. frame				
Storey	Column		Beam			Column		Beam		
				top bars	bottom bars				top bars	bottom bars
1	50/70	12ф20	40/45	8ф16	4ф16	30/40	8ф14	30/40	7ф14	4ф14
2	50/70	12ф20	40/45	10ф16	6ф16	30/40	8ф14	30/40	6ф14	3ф14
3	50/60	16ф16	40/45	10ф16	6ф16	30/30	8ф14	30/40	3ф14	3ф14
4	50/60	16ф16	40/45	10ф16	6ф16					
5	50/60	16ф16	40/45	9ф16	5ф16					
6	40/60	12ф16	40/45	8ф16	5ф16					
7	40/60	12ф16	40/45	7ф16	4ф16					
8	40/60	12ф16	40/45	6ф16	3ф16					
9	40/50	10ф16	40/45	5ф16	3ф16					
10	40/50	10ф16	40/45	3ф14	3ф14					

Table 1. Elements dimension and reinforcement details for 3 and 10-storey reinforced concrete frames

The nonlinear behavior of cross-sections is taken into account through moment-curvature relationship and moment-axial force interaction (for columns), and are represented by plastic hinges which are defined at the end of frame elements. Nonlinear static pushover analysis is performed for the assumed triangular displacement shape. A demand spectrum according to Eurocode 8 is used with the following parameters: soil class C, type 1 elastic response spectrum (Ms>5.5), viscous damping 5% and ground acceleration ag=0.24g. The comparisons of the results obtained by the nonlinear static methods are presented in the table and figures below.

	10-storey r.c. frame				3-storey r.c. frame			
Method	N2	CSM	ELM	CM	N2	CSM	ELM	CM
$\Gamma/PF1/C_0$	1.49	1.32	1.32	1.50	1.41	1.38	1.38	1.3
$\alpha 1$	/	0.77	0.77	/	/	0.84	0.84	/
K^*/K_e [KN/m]	5793	6160	6089	6162	7353	6667	6586	7512
T^*/T_{eff} [sec]	1.56	1.58	1.94	1.58	0.765	0.756	1.23	0.764
β_{eff} [%]	/	23.17	10.4	/	/	30.12	17.7	/
V [KN]	748.2	699.5	745.5	746.2	342.5	332.5	350.3	341.89
D_t/δ_t [cm]	23.87	16.7	24.0	23.54	11.07	8.7	13.8	10.09

Table 2. Comparison of characteristic parameters

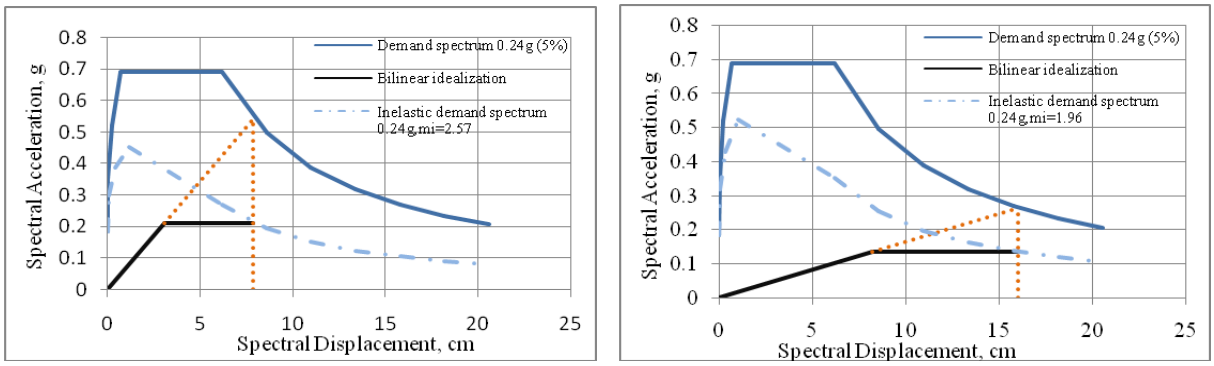


Figure 3. Calculating performance point using N2 method (3 and 10-storey r.c.frame)

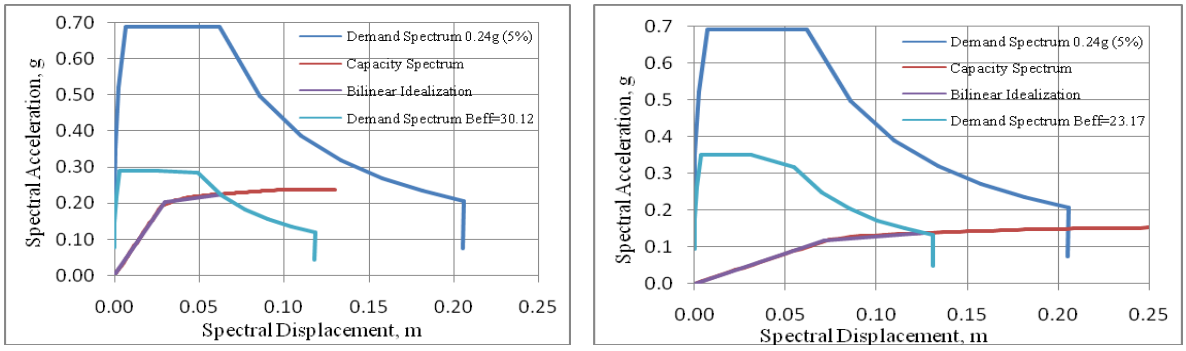


Figure 4. Calculating performance point using Capacity spectrum method (3 and 10-storey r.c.frame)

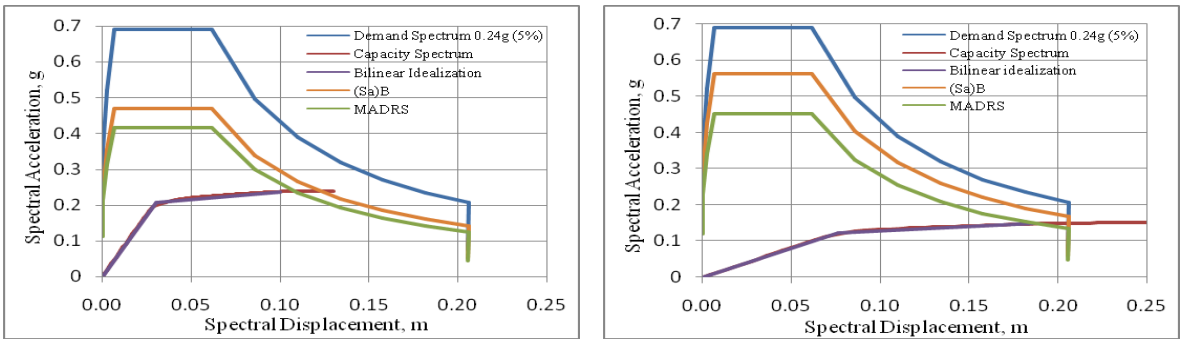


Figure 5. Calculating performance point using Equivalent linearization method (3 and 10-storey r.c.frame)

4. CONCLUSIONS

The nonlinear static methods, even though they are subjected to several limitations, provide a tool for practical evaluation procedure for building structures for multiple performance objectives. Although the methods in many cases may yield similar results, they differ in respect to simplicity, transparency and clarity of theoretical background. The most important difference is related to the determination of displacement demand.

The N2 method and Coefficient method are essentially very similar and provide the same results if the starting assumptions are identical. Coefficient method uses two additional coefficients (C2 and C3) which are not included in N2 and Capacity spectrum method. Capacity spectrum method uses secant period, while Equivalent linearization method uses effective period and effective damping for the determination of displacement response. For the analysis of the structures with all nonlinear static methods it can be concluded that were obtained almost identical levels of strength, stiffness and target displacement, except with the capacity spectrum method which gives lower values for strength and for target displacement.

REFERENCES

[1] Applied Technology Council – ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. ATC-40, Redwood City, CA

[2] Applied Technology Council – ATC-55 (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Rep. No. FEMA-440, Washington, D.C.

[3] CEN – European Committee for Standardization (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1. European standard EN 1998–1

[4] Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2000). "Evaluation of a NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF Systems." Journal of Structural Engineering, ASCE, 126(4), 482-490

[5] Fajfar, P. (2000). "A nonlinear analysis method for performance based design." Earthquake Spectra 16(3), 573–592

[6] Federal Emergency Management Agency (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356). Washington, D.C.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 18

Marija VITANOVA[1], Viktor HRISTOVSKI[2]

CLASSIFICATION AND SEISMIC VULNERABILITY OF BRIDGE STRUCTURES IN REPUBLIC OF MACEDONIA

SUMMARY

The paper presents the seismic vulnerability for road bridge structures typical for Republic of Macedonia. On the basis of the specially formed database for classification of bridge structures, the reinforced-concrete girder bridge has been selected as characteristic for this region. Since there are no available data on damaged bridge structures due to already occurred earthquakes, the vulnerability curves in this research have been developed analytically, by carrying out nonlinear analyses under actual time histories with PGA taken as a measure of intensity. For this type of bridge, four levels of damage have been defined based on development of displacements in the elastomeric bearings.

Keywords: seismic vulnerability, reinforced-concrete bridge structures

Марија ВИТАНОВА[1], Виктор ХРИСТОВСКИ[2]

КЛАСИФИКАЦИЈА И СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЛИВОСТ НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

РЕЗИМЕ

Во оваа студија е претставена сеизмичката повредливост на мостовските конструкции типични за Република Македонија. Врз основа на специјално формирана база на податоци за класификација на мостовските конструкции, како карактеристичен за овој регион е избран гредниот армирано-бетонски мост. Методологијата која е користена го зема предвид придонесот на основните компоненти на мостот како средни столбови и лежишта на повредливоста на целиот систем. Бидејќи нема достапни податоци за оштетени мостовски конструкции од веќе случените земјотреси, кривите на повредливост во ова истажување се развиени аналитички користејќи нелинеарни анализи со реални временски истории со мерка на интензитет PGA. За овој тип мост дефинирани се четири нивоа на оштетувања, базирани на развојот на поместувањата во еластомерните лежишта.

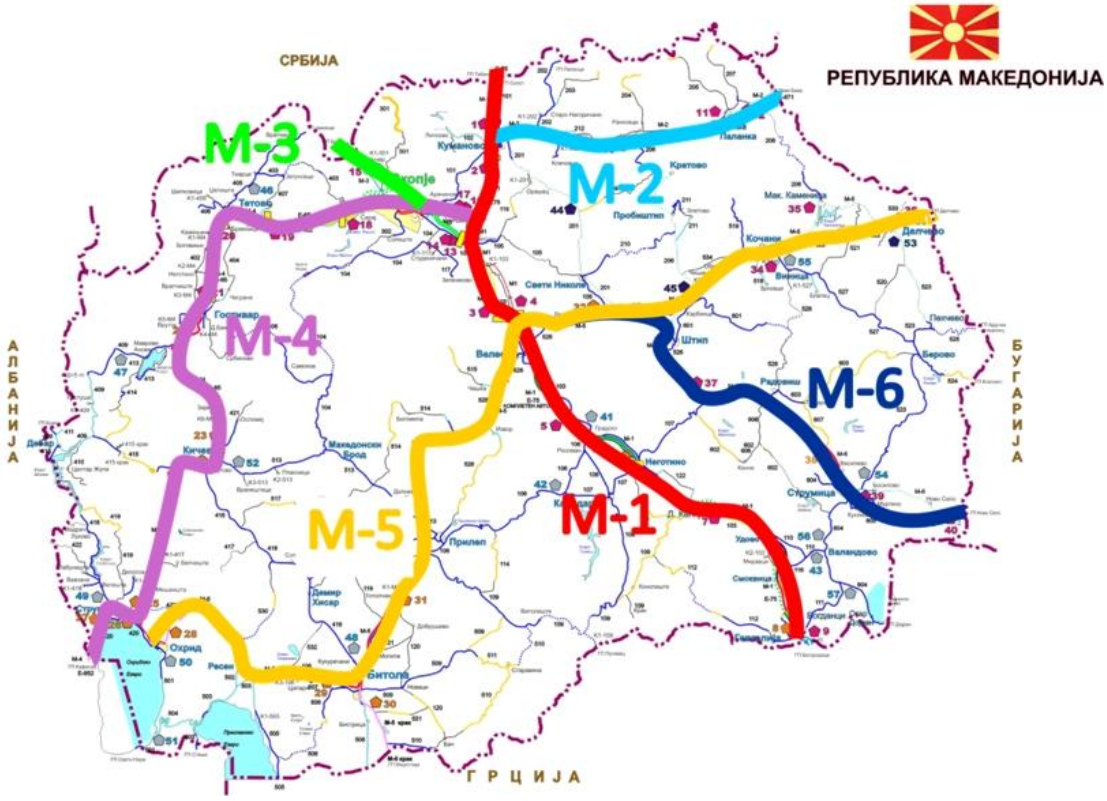
Клучни зборови: сеизмичка повредливост, армирано-бетонски мостови

[1] Assist. MSc., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology", University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, marijaj@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology", University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, viktor@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. КЛАСИФИКАЦИЈА НА МОСТОВСКИТЕ КОНСТРУКЦИИ ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА

За да се изврши оценка на сеизмичката повредливост на мостовските конструкции во одреден регион во идеален случај треба за секој објект одделно врз основа на нивните проектни параметри да се развијат криви на повредливост. Овој пристап чини многу така што за одредени региони е практично неприменлив. Со оглед на фактот дека многу од мостовските конструкции во одреден регион се слични по своите карактеристики, мостовите можат да се генерализираат, односно истите можат да се класифицираат така што секој мост ќе се вброи во одредена група или тип. Во тој случај, за да се процени сеизмичката повредливост на мостовите во одреден регион, се генерираат криви на повредливост за карактеристичен тип мостовски конструкции наместо за секој мост одделно. Овој тип истражувања најчесто се применува во праксата, затоа е применет и во ова истражување.

Република Македонија се одликува со добро развиена патна мрежа чија вкупна должина според Јавното претпријатие за државни патишта изнесува 14 182км и која вклучува авто патишта, магистрални, регионални и локални патишта. Во ова истражување, анализирани се мостовските конструкции од магистралните патни правци во кои спаѓа и Коридор 10 (север-југ). Анализирани се вкупно 7 правци: М-1, М-2, М-3, М-5, М-5, М5-крак и М-6 (Сл.1) со вкупно 459 мостовски конструкции меѓу кои мостови, пот патници, над патници, вијадукти и цефководи.



Слика 1. Магистрална патна мрежа на територијата на Република Македонија

Со цел да се изврши оценка на сеизмичката повредливост на мостовскитеконструкции во Република Македонија се прави увид во базата на податоциза сите витални објекти на магистралните патни правци и автопатиштата во овој регион. Оваинвентарска студија се базира на податоци од информационата база на податоци којапроизлезе како резултат на долгогодишната соработка на Фондот за магистрални ирегионални патишта, Скопје и Институтот за земјотресно инженерство и инженерскасеизмологија преку проектот „Информационен систем за евидентирање и пратење насостојбата на мостовските конструкции на патната мрежа во Република Македонија“ (ИзвештајИЗИИС 2007/61, Извештај ИЗИИС 2007/45, Извештај ИЗИИС 2007/63, Извештај ИЗИИС 2007/58,Извештај ИЗИИС 2007/62, Извештај ИЗИИС 2007/64). Во рамките на овој проект согласнопрепораките дадени од страна

на Светска банка во склоп на информационата база за мостовисе опфатени сите објекти со конструктивен систем на мост што значи дека покрај мостовите вобазата се влезени и надпатниците и подпатниците како и вијадуктите. Информациониотсистем содржи два различни типа на податоци и тоа од временски постојан и од временскипроменлив карактер.

Податоците во базата кои се од временски постојан карактер главно претставуваатадминистративни и технички податоци за секој регистриран објект и се внесени во претходноизготвен инвентарски формулар за секој објект посебно. Пополнетиот инвентарски формулардава една квалитетна слика за објектот и претставува т.н. „лична карта на објектот“.

Податоците во базата кои се од временски променлив карактер се внесени во изготвениформулари за општ главен преглед односно преку инспекција на нивните компоненти на лицеместо. Општиот главен преглед се спроведува на определен претходно дефиниран временскипериод.

Методологијата која е користена при реализација на овој проект е во склад со досегашнитепознати светски искуства од доменот на следењето на состојбите на транспортните системивклучувајќи ги и објектите кои се нивен составен дел. При тоа се користени упатства од странана Меѓународната Банка за обнова и развој.

Првата цел на оваа студија е да се идентификуваат типични мостовски конструкции и одбератодреден број типови мостови кои ќе го претставуваат поголемиот дел од целатаинформациона база. Во продолжение се дадени резултатите од спроведенитеистражувања кои се однесуваат на селектирање на типичните мостовски конструкции воРепублика Македонија.

Главни карактеристики на типовите на мостовски конструкции кои се разгледуваат во праксатасе: бројот на распони, проектно ниво, материјал, тип на средни столбови, тип на крајнистолбови, тип на горна конструкција и континуираноста на горната плоча. Разликата напостојните шеми на класификација (број на типови, карактеристики кои се разгледуваат) сејавува како резултат на различните техники на градење во разични земји како и целите настудиите.

Студиите за повредливост кои се достапни во литературата често се фокусираат наиндивидуални мостови од неколку типа кои најчесто се среќаваат во одреден регион. Од оваапричина, типолошките можности истражувани во секоја студија се ограничени на бројот иможе да не ги опише целосно другите типови на мостови.

Во овој случај, усвоениот систем за класификација на мостовите воРепублика Македонија се базира и е сличен на веќе постоечките претходно посоченипримену вани системи.

Според податоците од информационата база, за мостови на магистралните патни правци иавтопатиштата во Република Македонија усвоени се следниве поделби на армирано-бетонските мостовски конструкции според:

- тип на горна конструкција: континуирана или систем проста греда;
- број на распони: еден или повеќе;
- поставеност на мостовската конструкција во однос на препреката: во правец, во
- косина, во кривина
- проектно ниво: стандардно или сеизмичко

Сите овие типови се состојат од подтипови кои се разликуваат за одреден параметар споредкој секој објект ќе се вброи во одредена група.

Преглед на типовите на мостовските конструкции според материјалот од кој се изградени и типот на препреката е даден во Табела. 1 и Табела. 2соодветно.

Опис	Застапеност
Армиран бетон	92%
Армиран бетон со камен	4%
Армиран бетон и челик	2%
Камен и бетон	1%
Камен, цигла и бетон	1%

Табела 1. Типови мостовски конструкции според видот на материјалот од кои се изградени

Опис	Застапеност [%]
Мостови	41.3%
Потпатници	24.9%
Надпатници	22.2%
Вијадукти	11.4%
Цефководи	0.2%

Табела 2. Типови мостовски конструкции според типот на препреката

Доколку се разгледуваат конструкциите според точниот број на распони, најбројни се мостовските конструкции со еден распон кои процентуално изнесуваат 37%. Со 3 распони 34%, многу помалку се со 2 отвори односно 11% и сите други останати 18% со пет и повеќе од распони (Слика2).

Слика 2. Приказ на мостовските конструкции по број на распони

Истражувањата се фокусирани на армирано-бетонските мостови кои најчесто се среќаваат на територијата на Република Македонија. Во Таб. 3 е дадена застапеноста на овој тип мостови според бројот на распони.

Опис	Застапеност [%]
АБ мостови со еден распон	37%
АБ мостови со повеќе распони	63%

Табела 3. Поделба на армирано-бетонските мостови според број на распони

На Слика3 е даден преглед на мостовските конструкции според конструктивниот систем. Од дијаграмите може да се забележи дека најбројни се гредните армирано-бетонски мостови со над 80% и мостовите систем рамка со приближно 10%. Од гредните мостови како најчест тип, над 50% се систем проста греда, додека 32% се мостови со континуиран систем, додека 9% се мостови систем рамка.

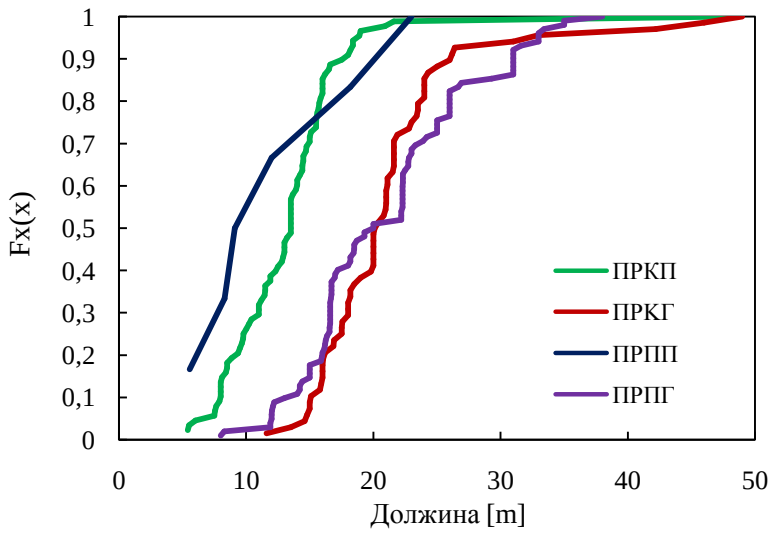
Слика 3.Преглед на мостовските конструкции во РМ според конструктивниот систем

Некои основни статистички податоци за максималниот распон се дадени во Табела 4. и Слика4. Во Табела 4 се дадени средната вредност на максималниот распон и неговата варијација зависно од типот на мостот. На Слика 3 се прикажани емпириските кумулативни дистрибутивни функции за максималниот распон за секој тип на мост. Тие даваат комплетна слика на податоците и овозможуваат да се усвојат изборните техники. Како што се очекуваше, мостовите со плочести главни носачи се со помали распони. Мостовите со плочест главен носач се со помала средна вредност за максималниот распон 12.69м односно 13.86м, додека мостовите со гредни носачи имаат средна вредност за максимален распон од над 21м.

Максимален распон			
Опис	Средна вредност	Стандардна девијација	Медијана
ПР* проста греда	21.0	6.54	19.3
ПР* континуирана греда	21.3	6.58	20.0
ПР* континуирана плоча	13.9	7.33	13.5
ПР* проста плоча	12.7	6.63	10.5

*ПР – повеќе распони

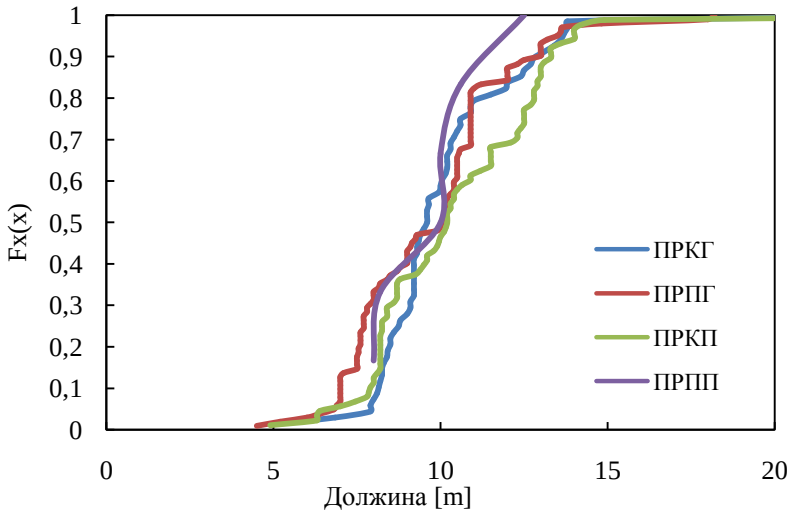
Табела 4. Статистички податоци за типовите мостовски конструкции со повеќе распони во однос на максимален распон



Слика 4. Кумулативни дистибутивни функции за сите типови мостови со повеќе распони во однос на максималниот распон

Слично како и за максималниот распон, податоците за ширината на коловозната конструкција за различните типови мостови се статистички обработени и резулатите се претставени во

продолжение. Средната вредност, стандардната девијација и медијаната за сите четири типови мостови со повеќе распони се дадени во Табела 5. Кумулативната дистрибутивна функција е дадена на Слика5.



Слика 5. Кумулативни дистрибутивни функции за мостови со повеќе распони во однос на ширината на коловозот

Ширина на коловозна конструкција			
Опис	Средна вредност	Стандардна девијација	Медијана
ПР проста греда	9.71	2.39	10.03
ПР континуирана греда	10.16	2.59	9.55
ПР континуирана плоча	10.56	3.22	10.18
ПР проста плоча	9.88	1.66	9.10

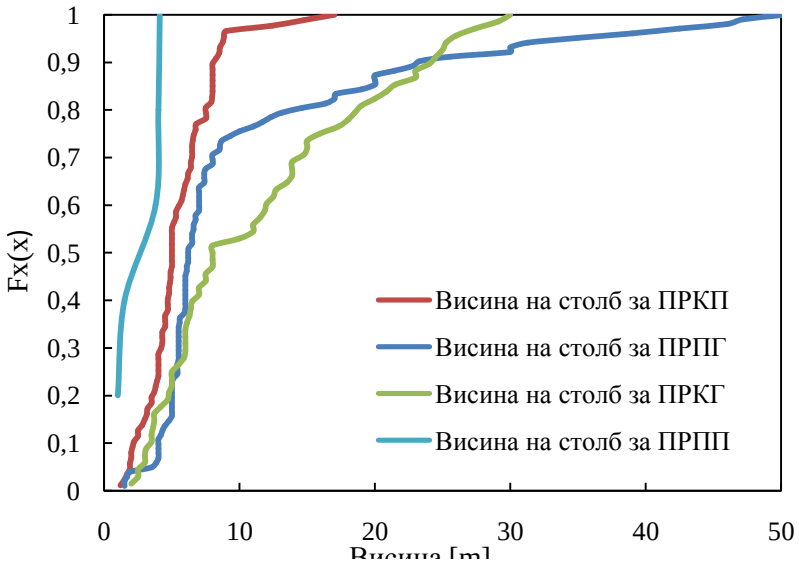
Табела 5. Статистички податоци за типовите мостовски конструкции со повеќе распони во однос на ширината на коловозната конструкција

Од дистрибутивните функции дадени на Слика 5. прво што може да се забележи е тоа што генерално кај сите типови мостовски конструкции со повеќе распони без разлика дали се работи за континуиран или систем проста греда нема голема варијација во ширината на коловозот. Истата за мостови со повеќе распони се движи од 9.71м до 10.56м.

Кумулативната дистрибутивна функција за висината на средните столбови за мостовите со повеќе распони е дадена на Сл. 6. Во Табела 6 се дадени карактеристичните вредности за средната вредност, стандардната девијација и медијаната добиени од статистичката обработка на резултатите.

Висина на среден столб			
Опис	Средна вредност	Стандардна девијација	Медијана
ПР проста греда	10.80	10.40	6.2
ПР континуирана греда	11.55	7.79	5.3
ПР континуирана плоча	5.51	2.65	5.0
ПР проста плоча	2.88	1.50	1.3

Табела 6. Карактеристични статистички податоци за типовите мостовски конструкции со повеќе распони во однос на висината на средниот столб



Слика 6. Кумулативни дистрибутивни функции за мостови со еден распон во однос на висината на средниот столб

Од прикажаните резултати може да се заклучи дека средната вредност за висината на максималниот столб е различна за секој тип мостовски конструкции и се движи од 2.88м па се до 11.55м. Најмала е висината на столбот кај мостовите чија главна носива конструкција е просто потпрена плоча што беше случај и за најмал распон. Најголема висина имаат мостовите со носива конструкција континуирана греда. Општ заклучок е дека мостовите со гредна носива конструкција имаат повисоки средни столбови.

Кај мостовите со повеќе распони, бројот на столбовите во средната потпора е различен. Средни потпори со најмногу три столба можат да се сретнат кај мостови систем проста греда со гредни главни носачи. Мостовите со систем проста греда со главен носач плоча се среќаваат средни потпори и со шест столба. Кај мостовите со континуирани главни носачи, кај систем континуирана плоча средните потпори се со најмногу девет столба, а кај континуирана греда најмногу четири. Статистичките податоци за средната вредност, стандардната девијација и медијаната се дадени во Табела 4.16.

Број на столбови во средна потпора			
Опис	Средна вредност	Стандардна девијација	Медијана
ПР проста греда	1.2	0.6	1
ПР континуирана греда	1.9	0.6	1
ПР континуирана плоча	3.0	1.9	1
ПР проста плоча	2.6	2.3	1

Табела 7. Карактеристични статистички податоци за типовите мостовски конструкции со повеќе распони во однос на бројот на столбови во средна потпора

Од податоците дадени во претходната табела според вредноста за медијаната може да се заклучи дека кај сите типови мостови без разлика на системот доминираат средни потпори со еден столб. Кај системот континуирана плоча средна потпора е со најмногу столбови додека кај мостовите со систем проста греда средната потпора најчесто е еден столб.

За репрезентативните аналитички модели, се усвоени типични мостовски конструкции со еден столб во средна потпора.

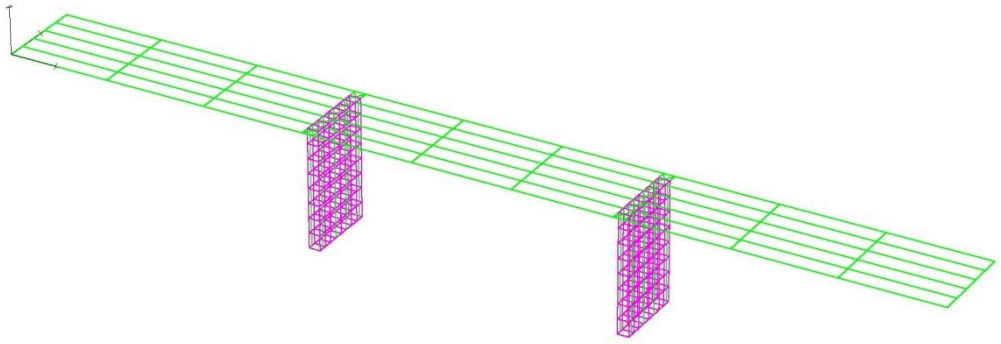
2. РЕПРЕЗЕНТАТИВНИ ГРЕДНИ МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ

Врз основа на прикажаните резултати добиени од статистичката анализа на податоците добиени на лице место од сите мостовски конструкции на магистралните патни правци во Република Македонија може да се изберат репрезентативни мостови кои ќе бидат предмет на анализа во оваа студија.Геометриските карактеристики на репрезентативните типови мостови се дефинираат врз основа на горе споменатите параметри, односно бројот на распони, максималниот распон, ширината на коловозната плоча и висината на средниот столб. Со комбинација од избраните геометриски параметри се дефинираат вкупно 9 репрезентативни мостови. Од сите девет типа репрезентативни мостови избрани се мостовите чија застапеност е повеќе од 5% од вкупниот број на мостовски конструкции од овој тип. Врз база на овие пребројувања селектирани се четири од вкупно деветте репрезентативни мостови, чии геометриски карактеристични вредности се дадени во Таб. 8.

бр.	бр. на распони	должина на среден распон [m]	репрезент за мостови со распон [m]	ширина на коловозна конструкција [m]	Висина на столб [m]	репрезент за мостови со висина на столб [m]
1Г	3	14.5	5.4-17.7	9.7	3.5	1-7
2Г	3	14.5	5.4-17.7	9.7	10.6	7-15.8
3Г	3	21.0	17.7-24.2	9.7	3.5	1-7
4Г	3	27.5	24.2-60	9.7	10.6	7-15.8

Табела 8. Избрани репрезентативни гредни мостови

Аналитичките модели кои се генерирани во ова истражување се доста прецизни и затоа сепотребни многу податоци за моделирање на различните компоненти на мостот. Моделите сегенерирани во компјутерскиот програм FELISA/3M кој е верифициран и развиен во Институтотза земјотресно инженерство и инженерска сеизмологија на Универзитетот „Св. Кирил иМетодиј“ во Скопје. За секој репрезентативен мост се спроведени нелинеарни анализи со временски истории. Со цел да се добијат што поверодостојни резултати од нелинеарната динамичка анализа,карактеристиките на избраните земјотреси се избрани да одговараат на карактеристиките надефинираниот сеизмички хазард за територијата на Република Македонија. На овој начин избрани се вкупно9 земјотреси од кои 8 се селектрани од базата на Пацифичкиот истражувачки центар заземјотресно инженерство. Селектирањето на реалните временски истории е извршено споредтри фактори: магнитуда, распјание и тип на почва.



Слика 7. Модел со конечни елементи на греден мост

Елементите од горната конструкција кај мостовите систем греда семоделирани користејќи еластични линеарни гредни елементи, додека еластомерните лежиштасе моделирани со еластичен-идеалнопластичен материјал. Армирано-бетонските столбови натипичните мостовски конструкции се моделирани со комбинација од нелинеарни просторниSOLID20N конечни елементи и просторни гредни конечни FRAME3D елементи со кои е моделирана

належната греда (Hristovskiи Noguchi, 2002a, Hristovskiи Noguchi, 2002b). Модел со конечни елементи на еден од репрезентативните мостови е даден на Сл. 7.

3. ПОВРЕДЛИВОСТ НА ТИПИЧНИ МОСТОВСКИ КОНСТРУКЦИИ ВО РМ

Заради недостаток од реални податоци за измерени поместувања односно оштетувања кајмостовските конструкции предизвикани од земјотрес, за определувањето на критериумите задефинирање на дискретните состојби се користат резултатите добиени од нелинеарнитединамички и статички анализи на двата системи мостовски конструкции типични затериторијата на Република Македонија.

За определување на моделот за оштетување кај гредните мостови секористи максималното добиено поместување од спроведената нелинеарна анализа на горната конструкција U и ултимативното поместување на горната конструкција на мостот U_u.

$$\mathrm{DI} = \frac{U}{U_u} \tag{1}$$

Поради фактот што сите четири репрезентативни мостовски конструкции имаат различен капацитет, овој индекс е нормализиран според индексот на поместувањата во моментот на течење DI_y за секој мост согласно својот капацитет. Така се добиваат нормализирани индекси на штета.

$$\mathrm{I} = \frac{\mathrm{DI}}{\mathrm{DI_y}} \tag{2}$$

Заради диференцирање на деформациите односно оштетувањата се разграничуваат три нивоа или граници со кои се дефинира повредливоста на мостовската коснтрукција. Првата го означува моментот кога се јавува течење. Втората граница се поставува согласно претпоставката дека конструкцијата постигнува поголеми деформации доколку поместувањата ја надминат границата на течење U_y но не надминат $2U_y$. Третото ниво претставуваат поместувања поголеми од $2U_y$ а помали од ултимативното поместување U_u со што во конструкцијата се јавуваат големи поместувања односно оштетувања, а за сите поместувања над U_u се усвојува дека конструкцијата претпрпува лом. Треба да се напомене дека при определувањето на нивоата на дефрмациите односно оштетувањата се претпоставува дека поголемиот дел од овие поместувања се јавуваат во лежиштето. Овие гранични вредности се дадени во Таб. 9.

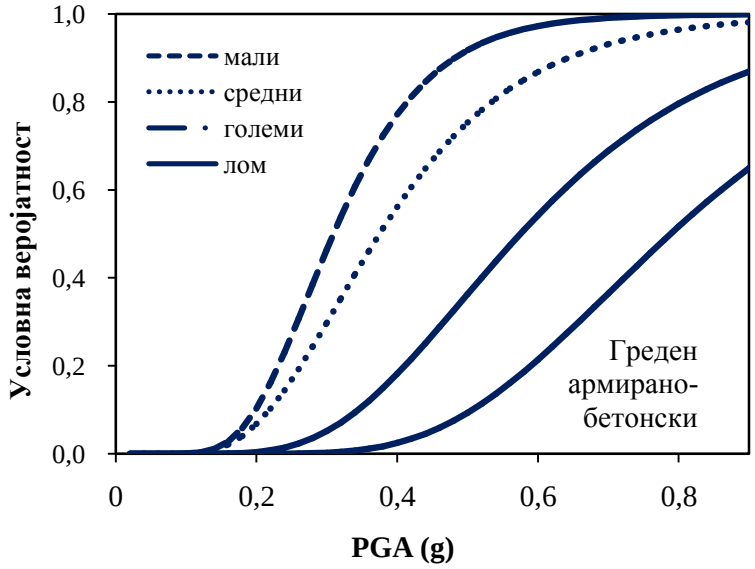
	Ниво	Оштетувања	Индекс
1	незначителни деформации	без оштетувања	<1
2	средни деформации	мали оштетувања	1-2
3	големи деформации	големи оштетувања	2-3.5
4	лом	лом	>3.5

Табела 9. Дефинирани нивоа на оштетувања

Врз основа на добиените резултати од спроведените нелинеарни анализи на сите четири армирано-бетонски мостовски конструкции типични за Република Македонија добиени се анализички кривите на повредливост. На Сл.8 се дадени кривите на повредливост во форма на кумулативни дистрибутивни функции за сите претходно дефинирани нивоа на оштетување пресметани според равенката 2. Овие функции претставуваат веројатноста за достигнување или надминување на одредено ниво на оштетување.

Од добиените криви на повредливост може да се заклучи дека постоечките гредни мостови на начин како што се проектирани имаат задоволително однесување под влијание на земјотрес кој може да се случи на ова подрачје. За одредено ниво на PGA(g), веројатноста дека ќе се случи

малисредни поместувања е слична за разлика од останатите нивоа. Кривите на повредливост покажуваат дека 50% од објектите ќе достигнат slight damage за ниво за интензитет од 0.34g, додека средно ниво на оштетување ќе доживеат за ниво на интензитет од 0.37g. За земјотрес со интензитет од 0.57g, 50% од гредните мостови ќе доживеат големо оштетување, а колапс за 0.75g.



Слика 8. Криви на повредливост за сите нивоа на оштетување

ЛИТЕРАТУРА

[1] Информационен систем за евидентирање и пратење на мостовските конструкции и нивната состојба на патната мрежа во РепубликаМакедонија “ за магистралниот пат М-1, ИЗИИС-2007-61”

[2] Информационен систем за евидентирање и пратење на мостовските конструкции и нивната состојба на патната мрежа воРепубликаМакедонија” за магистралниот пат М-2, ИЗИИС-2007-45

[3] Информационен систем за евидентирање и пратење на мостовските конструкции и нивнатасостојба на патната мрежа во Република Македонија“за магистралниот пат М-3, ИЗИИС-2007-63

[4] Информационен систем за евидентирање и пратење на мостовските конструкции и нивнатасостојба на патната мрежа во Република Македонија“за магистралниот пат М-4, ИЗИИС-2007-58

[5] Информационен систем за евидентирање и пратење на мостовските конструкции и нивнатасостојба на патната мрежа во Република Македонија“за магистралниот пат М-5 и М-5крак, ИЗИИС-2007-62

[6] Информационен систем за евидентирање и пратење на мостовските конструкции и нивнатасостојба на патната мрежа во Република Македонија“за магистралниот пат М-6, ИЗИИС-2007-64

[7] Hristovski V. and Noguchi H. (2002a), Comparative Study of FEM Based Reinforced ConcreteAnalytical Models and Their Numerical Implementation: Software Package FELISA/3M,Proceedings of the First fib Congress “Concrete Structures in the 21st Century”, 13-19 October2002, Osaka, Session 13: Failure Mechanism and Nonlinear Analysis for Practice, pp. 403-410,Osaka, Japan, October 2002a

[8] Hristovski, V. and Noguchi, H. (2002b), “FEM Progressive Failure Simulation of Reinforced ConcreteMembers on Shear”, Japan Concrete Institute (JCI) Conference “Ecology – Concrete 2002”Proceeding Vol. 24, 19-21 June 2002 in Tsukuba, Japan

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 19

Riste VOLCEV[1], Koce TODOROV[2], Ljupco LAZAROV[3]

SEISMIC ANALYSIS OF CONVENTIONAL AND BASE – ISOLATED STRUCTURE ACCORDING TO EUROCODE 8

SUMMARY

In order to compare the two approaches for design and to consider the advantages and disadvantages of them, it is performed detailed evaluation of the seismic behavior of five – story, RC frame structure. In comparation the results of the performed analyzes according to Eurocode 8, it can be notice that although the displacements at the top of the fixed base structure is approximately twice as smaller compared to the corresponding obtained for the base isolated structure for the two levels of seismic hazard, interstory drifts are significantly larger. This way, the risk of damage to structural and nonstructural elements on the base isolated structure is significantly reduced.

Keywords: Eurocode 8, seismic analysis, base isolation

Ристе ВОЛЧЕВ[1], Коце ТОДОРОВ[2], Љупчо ЛАЗАРОВ[3],

СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА НА КОНВЕНЦИОНАЛНО И БАЗНО ИЗОЛИРАНА КОНСТРУКЦИЈА СПОРЕД ЕВРОКОД 8

РЕЗИМЕ

Со цел да се изврши споредба на двата пристапи за проектирање и да се согледаат предностите и недостатоците на истите, извршена е детална евалуација на сеизмичкото однесување на петкатна, АБ рамовска конструкција. При споредба на резултатите од извршените анализи според Еврокод 8, може да се забележи дека и покрај тоа што поместувањата на врвот на вклештената конструкција се околу два пати помали во однос на соодветните добиени за базно изолираната конструкција за двете нивоа на сеизмички хазард, релативните катни поместувања се значително поголеми. На овој начин значително е намален ризикот од појава на оштетувања во конструктивните и неконструктивните елементи кај базно изолираната конструкција.

Клучни зборови: Еврокод 8, сеизмички анализи, базна изолација

[1] MSc student, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, ristegf@gmail.com
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, todorov@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, lazarov@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Појдовна точка од која што поаѓаат проектантите при изборот на конструктивен систем е тој да биде функционален, рационален и сигурен при дејство на надворешни товари. Еден од товарите кој што од една страна може да биде со значителен интензитет, а од друга страна е непредвидлив и тешко може точно да се определи е сеизмичкиот товар. Оттука, основната филозофија при проектирањето на сеизмички отпорни конструкции, според која се темелени и современите сеизмички прописи, е при дејство на земјотрес да не дојде до загуба на човечки животи, да се осигура континуитетот на виталните функции на објектите, да се сведат на минимум штетите настанати од сеизмичкото дејство, да се зачуваат културните и материјалните добра и да се обезбеди функционирање на важните дејности од општествен, стопански и друг карактер.

Проектирањето на конструкциите според Еврокод 8 (CEN, 2004), кој претставува еден од современите прописи за проектирање на сеизмички отпорни конструкции, се врши преку задоволување на две експлицитни барања и тоа: барање за избегнување на колапс, според кое конструкцијата треба да биде проектирана и изведена така да издржи посилен земјотрес без да се случи локален или глобален колапс и барање за ограничување на оштетувањата, според кое конструкцијата треба да биде проектирана да издржи дејство на земјотрес со поголема веројатност на појава без притоа да се јават оштетувања или ограничувања во употребливоста на конструкцијата, кои би можеле да бидат несразмерно високи во однос на цената на самата конструкција.

За задоволување на овие барања, на располагање на проектантите им стојат два пристапи на проектирање и тоа: конвенционално проектирање, според кое дисипацијата на сеизмичката енергија се врши преку развивање на пластични зглобови во конструктивните елементи -- гредите и проектирање со примена на системи за контрола на конструкциите, во кои спаѓа и проектирањето на базно изолираните конструкции.

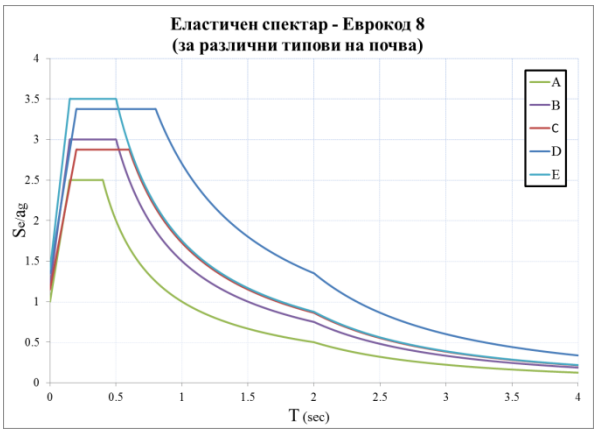
2. КОНВЕНЦИОНАЛЕН ПРИСТАП ЗА ПРОЕКТИРАЊЕ

При користење на конвенционалниот пристап за проектирање, Еврокод 8 се води според неколку принципи. Секоја сеизмички отпорна конструкција треба да поседува: едноставност на конструктивниот систем, уедначеност, симетрија и конструктивна резерва (статичка неопределеност), носивост и крутост во двата правци, торзиона отпорност и крутост, однесување на меѓукатните конструкции како крути дијафрагми и адекватно фундирање. Со обезбедување на потребната дуктилност на поедините конструктивни елементи, како и на конструкцијата во целост, се овозможува редуцирање на сеизмичкото влијание пресметано за еластично однесување. За таа цел при дефинирањето на сеизмичкото влијание е воведен т.н. фактор на однесување, кој што е во директна зависност од обезбедениот степен на дуктилност. При пресметка на овој фактор, како мерка за изедначување на еластичниот и нееластичниот одговор, се користат две алтернативни методи и тоа: метод на еднаква енергија и метод на еднакви поместувања. Првиот метод се користи за редукција на сеизмичките сили во подрачје на мали и средни периоди и се базира на изедначување на деформационата енергија при еластично и еластопластично однесување, додека вториот метод се користи за долги периоди на осцилации на конструктивниот систем и се базира на еднакви поместувања при линеарно и нелинеарно однесување.

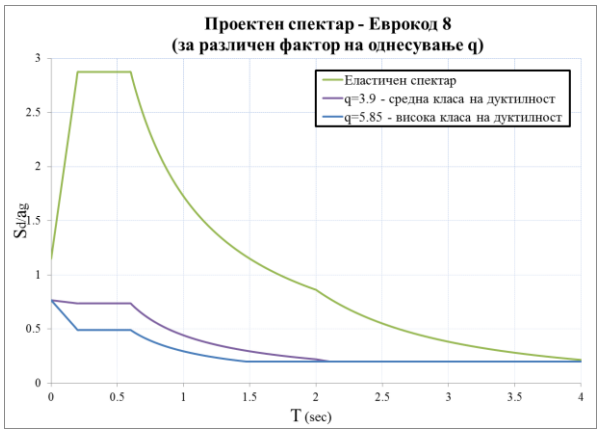
Според Еврокод 8 (CEN, 2004) конструкциите може да се проектираат со две класи на дуктилност: средна и висока. Во зависност од избраната класа на дуктилност, се врши редукција на ординатите на еластичниот спектар, Сл.1, за вредноста на соодветно пресметаниот фактор на однесување q. На тој начин се добива т.н. проектен спектар Сл.2, според кој се определуваат сеизмичките сили кои што се користат при сеизмичката анализа. Од гледна точка на тоа дали конструкцијата е регуларна или нерегуларна, се јавуваат импликации врз изборот на метода за анализа, врз математичкиот модел, кој може да биде упростен рамнински или просторен, и врз вредноста на факторот на однесување q, кој има помала вредност кај конструкции кои се нерегуларни по висина. Во зависност од важноста на конструкцијата,

нејзините конструктивни карактеристики, како и сознанијата кои сакаме да ги добиеме за конструкцијата, можни се следните методи за анализа:

- Метода на еквивалентни хоризонтални сили,
- Повеќемодална спектрална анализа,
- Нелинеарна статичка (Pushover) анализа,
- Нелинеарна динамичка (Time History) анализа.



Слика 1. Еластичен спектар – Еврокод 8



Слика 2. Проектен спектар – Еврокод 8

Методата на еквивалентни хоризонтални сили може да се примени кај конструкции кои што може да се анализираат со два рамнински модели и чиј одговор не зависи од повисоките тонови форми на осцилации, при што објектот треба да ги задоволува критериумите за регуларност по висина зададени во Еврокод 8, како и да има основна периода на слободни осцилации T_1, за секој од двата главни правци, помала од $4T_c$, односно од 2 s, каде што T_c претставува карактеристична периода во спектарот на одговор каде што завршува платото на еднакви забрзувања и зависи од типот на почвата. Сеизмичката сила во основата за секој разгледуван правец се определува според изразот:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1)$$

каде што, T_1 е основна периода на осцилации за разгледуваниот правец, $S_d(T_1)$ е ординатата на проектниот спектар за периода T_1, m е вкупна маса на конструкцијата над темелот и λ е корекционен фактор, чија што вредност во зависност од периодата T_1 изнесува 0,85 или 1.

Повеќемодалната спектрална анализа се применува за определување на динамички одговор на комплексни конструкции со повеќе степени на слобода во линеарно подрачје. Одговорот на конструкцијата според овој метод се определува со суперпозиција на одговорите за одделните сопствени тонови форми, при што секој тон се карактеризира со своја сопствена форма на осцилации, карактеристична периода и со сопствено тоново пригушување. При примена на оваа анализа треба да бидат задоволени два услови и тоа: збирот на ефективните модални маси од разгледуваните тонови форми да изнесува најмалку 90 % од вкупната маса на конструкцијата и во анализата да бидат земени во предвид сите тонови форми со ефективна модална маса поголема од 5 % од вкупната маса на конструкцијата. Вкупната сеизмичка сила за секој тон се пресметува како производ од модалната маса за бараната тонова форма m_k и спектралната ордината $S_d(T_k)$ отчитана од проектниот спектар во зависност од периодата на сопствени осцилации за разгледуваниот тон.

$$F_{bk} = m_k \cdot S_d(T_k) \quad (2)$$

Овој вид на анализа може да се применува и кај нерегуларни конструкции во основа и по висина, каде што се јавува ексцентрицитет помеѓу центарот на маси и центарот на крутост. За

вакви конструкции неопходна е тридимензионала анализа, каде што освен поместувањата на масите во двата хоризонтални правци, се јавува и ротација околу вертикалната оска, која што предизвикува торзиони ефекти врз конструкцијата.

Со нелинеарната статичка (Pushover) анализа се определува одговорот на конструкцијата од дејство на константни гравитациони и монотоно растечки попречни товари. За спроведување на нелинеарна анализа, освен крутосните карактеристики на конструктивните елементи, потребно е во математичкиот модел да се дефинира и носивоста на конструктивните елементи, односно нивното пост-еластично однесување. Инкрементално нанесениот хоризонтален товар предизвикува течење на одредени конструктивни елементи, што се одразува врз губењето на крутоста на конструкцијата во целина. При користење на Pushover анализа кај линиски конструкции најчесто се применуваат два нелинеарни модели, и тоа: распределена пластичност (пластични зони) и концентрирана пластичност (пластични зглобови). Оваа анализа се применува при проверка на перформансите на новопроектирани или веќе постоечки објект со цел да се процени очекуваниот пластичен механизам и распоредот на оштетувањата, при што се обезбедуваат податоци за јакоста и дуктилноста на конструкцијата, кои што не можат да се добијат со помош на линеарна анализа.

Нелинеарната динамичка (Time History) анализа претставува најсофистицирано ниво на анализа достапно на инженерите за определување на одговорот на конструкцијата при дејство на динамички товари. Според Еврокод 8, за спроведување на оваа анализа потребни се најмалку 3 записи од веќе случени или синтетички генерирани земјотреси. При избор, односно генерирање на записите на забрзувања, потребни за спроведување на оваа анализа, треба да се води сметка за нивна компатибилност со карактеристичниот еластичен спектар на одговор за разгледуваната локација, определен за 5% вискозно пригушување. Основната цел на оваа анализа е од истражувачки карактер, а воедно може да се користи и за верификација на сеизмичкиот одговор на одредени конструкции кои што се димензионирани според некои од помалку прецизните аналитички методи.

3. ПРОЕКТИРАЊЕ НА БАЗНО ИЗОЛИРАНИ КОНСТРУКЦИИ

Основната цел на овој пристап за проектирање е да се редуцира одговорот на системот за прифаќање на попречни товари (CEN, 2004). Намалувањето на сеизмичкиот одговор на системот може да се постигне со зголемување на основната периода на сеизмички изолираната конструкција, со:

- Еквивалентна линеарна анализа,
- Поедноставена линеарна анализа,
- Поедноставена модална линеарна анализа,
- Временска (Time History) анализа.

Динамичкиот одговор на конструкциите треба да се анализира во функција од забрзувањето, инерцијалните сили и поместувањата. Во зависност од начинот на моделирање на системот за изолација, начинот на земање во предвид на торзионите ефекти и местоположбата на центарот на крутост и центарот на маси, соодветно се одредува со која анализа ќе се определи одговорот на конструкцијата. Овој дел од Еврокод 8 е разработен на само десетина страници, поради што се јавуваат одредени недореченост, на кои во иднина би требало да се посвети поголемо внимание.

При еквивалентна линеарна анализа системот за изолација може да биде моделиран со еквивалентно линеарно вискоеластично однесување, ако се состои од елементи како што се повеќеслојните еластомерни лежишта или со билинеарно хистерезисно однесување ако се состои од еластопластични типови на уреди за изолација. Ако се користи првиот модел, треба да се користи ефективната (секантна) крутост на секој од уредите за изолација. Ефективната крутост K_{eff} на изолациониот систем претставува збир од ефективните крутости на поединечните уреди за изолација.

При користење на поедноставената линеарна анализа, се претпоставува дека надконструкцијата се поместува како круто тело над изолациониот систем. Ефективната периода при транслаторно движење може да се пресмета како:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \tag{3}$$

каде што, M е масата на надконструкцијата, а K_{eff} е ефективната хоризонтална крутост на системот за изолација. При определување на ефективната хоризонтална крутост на системот за изолација потребно е да биде задоволен условот, $3T_f \leq T_{eff} \leq 3s$, каде што T_f е основната периода на осцилациии на надконструкцијата, разгледувана како вклештена во основата. Услов за примена на овој метод е вкупната ексцентричност помеѓу центарот на крутост на изолациониот систем и вертикалната проекција на центарот за маса на надконструкцијата да не надминува 7,5% од димензијата на надконструкцијата во хоризонтален правец, нормално на разгледуваниот правец. Исто така, треба да се исполнети и следните услови: растојанието од локацијата на објектот до најблискиот потенцијално активен расед со магнитуда $M_s \geq 6,5$ да поголемо од 15 km; најголемата димензија на надконструкцијата во основа да не е поголема од 50 m; системот за прифаќање на попречните сили на надконструкцијата да биде регуларно и симетрично распореден во основа долж двете главни оски на конструкцијата; како и односот помеѓу вертикалната и хоризонталната крутост на изолациониот систем да биде поголем од 150.

Доколку некои од горенаведените услови не се задоволени, а однесувањето на уредите за изолација може да се смета дека е еквивалентно линеарно, за определување на сеизмичкиот одговор на базно изолираната конструкција може да се примени поедноставена модална линеарна анализа. Оваа анализа може да најде примена и доколку при определување на хоризонталните поместувања на поединечните изолатори треба да се земат во предвид и влијанијата од торзија на конструкцијата во однос на вертикалната оска, со претпоставка дека подконструкцијата и надконструкцијата се однесуваат идеално круто.

Доколку системот за базна изолација не може да се моделира со еквивалентен линеарен модел, сеизмичкиот одговор би требало да биде определен со примена на динамичка (Time history) анализа. За спроведување на оваа анализа во делот за базна изолација од Еврокодот 8 не постојат подетални насоки, па за нејзино спроведување се користат одредбите од другите делови од Еврокодот.

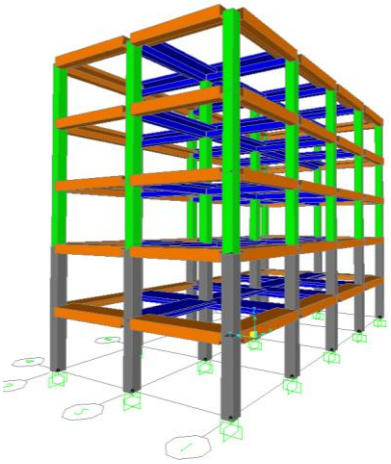
4. НУМЕРИЧКИ ПРИМЕР

Со цел да се изврши споредба на двата пристапи за проектирање и да се согледаат предностите и недостатоците на истите, извршена е детална евалуација на сеизмичкото однесување на една карактеристична конструкција од високоградбата. Анализираната конструкција претставува просторна, петкатна, АБ рамовска конструкција, составена од 3 рамки во правец x и 5 рамки во правец y, поставени на меѓусебно осовинско растојание од 5 m. Катната висина на сите катови изнесува 3 m. Столбовите на долните 2 ката се со димензии 50/50 cm, а на горните 3 ката се со димензии 45/45 cm. Гредите се со димензии 40/45 cm додека АБ меѓукатна плоча е со дебелина од 15 cm.

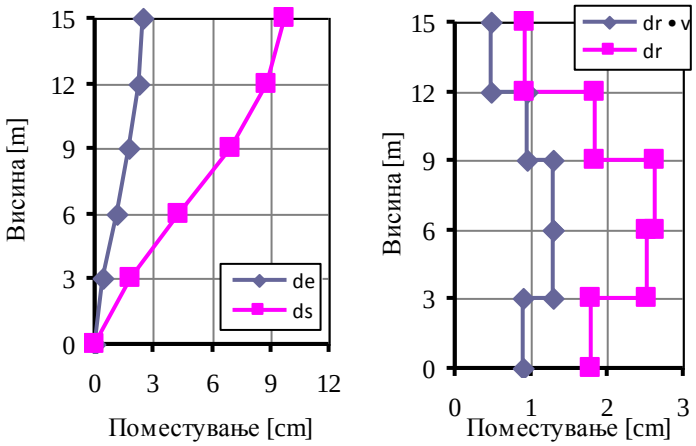
При формирањето на математичкиот модел крајните греди се моделирани како Г, додека внатрешните како Т пресеци. Димензиите на пресеците се определени согласно препораките во Еврокод 2 (CEN, 2004b), при што е земена во предвид соработката помеѓу гредата и плочата. Ширината на фланшата на Г пресекот е 110 cm, а на Т пресекот е 180 cm. АБ плочи не се моделирани во математичкиот модел, но се земени во предвид при анализата на товари, Сл.3. Релативните поместувања помеѓу јазлите кои припаѓаат на одделните катови се спречени со задавање на дијафрагма ограничувања на секое поединечно ниво. На тој начин движењето на секоја платформа е сведено на движење на круто тело во рамнина. Конструкцијата е товарена со линиски товар кој што е нанесен на гредните елементи. На најгорниот кат е нанесен постојан товар (G) од 14 kN/m’ на средните и 10 kN/m’ на крајните греди, а на останатите катови од

26 kN/m' на средните и 17 kN/m' на крајните греди. На сите катови е нанесен корисен товар (P) од 5 kN/m' на средните и 2.5 kN/m' на крајните греди.

Димензионирањето на конструктивните елементи од вклештениот модел е извршено со помош на резултатите добиени од извршената повеќемодална спектрална анализа. Периодата на првата тонова форма на осцилации во правец у за овој модел изнесува $T_{1,y}$ = 0.70 s и е добиена за конструктивни елементи со редуцирана крутост, согласно препораките во Еврокод 8. Доколку редукцијата на крутоста на конструктивните елементи не се земе во предвид, првата периода на осцилации изнесува $T_{1,y}$ = 0.48 s. Вредностите на спектралните ординати се определени за спектар Тип 1, категорија на почва С и проектно забрзување од 0.24 g. Факторот на однесување q е определен како за рамовски систем со средна класа на дуктилност и истиот изнесува q = 3,9. Вкупната сеизмичка сила добиена од оваа анализа, со CQC комбинација на сеизмичките сили од поедините тонови форми, изнесува $E_{q,y}$ = 1408.67 kN, што претставува околу 13% од вкупната тежина на објектот.



Слика 3. Математички модел на разгледуваната конструкција

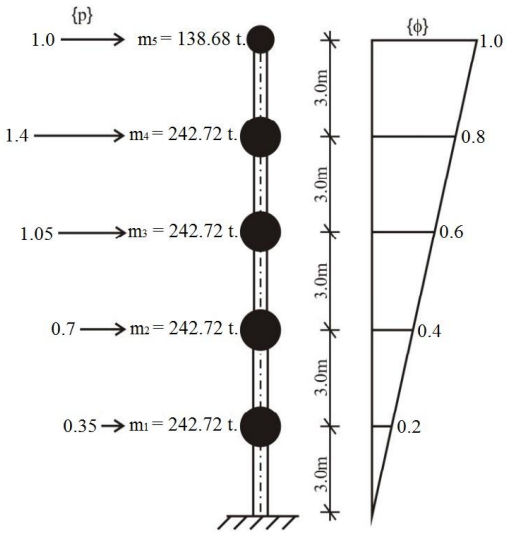


Слика 4. Вкупни и релативни катни поместувања

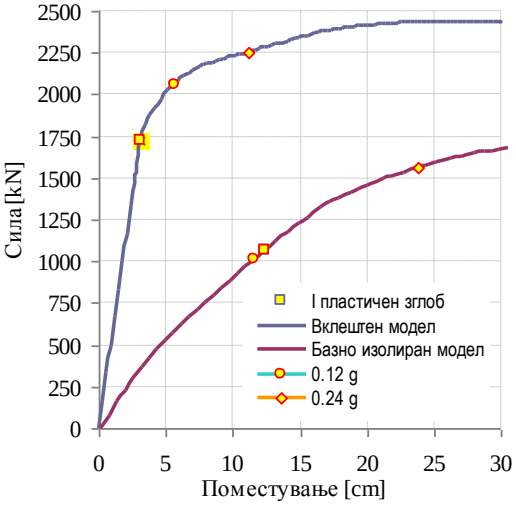
Контролата на барањето за ограничување на оштетувањата е извршена преку споредба на релативните катни поместувања кои се очекува да се јават во конструкцијата за дејство на земјотрес со помал повратен период. Бидејќи конструкцијата е анализирана со редуцирани сеизмички сили на линеарен модел, добиените поместувања од еластичната анализа (de) најнапред се помножени со факторот на однесување за пресметка на поместувањата q_d=q со што се добиени очекуваните поместувања иницирани од проектното сеизмичко дејство ($ds=q_d \cdot de$). Релативните катни поместувања за проектното сеизмичко дејство (dr) се пресметани како разлика од поместувањата на јазлите на два соседни ката. Овие релативни катни поместувања се помножени со факторот на редукција v=0.5, кој има за цел да го земе во предвид помалиот повратен период на сеизмичкото дејство кое се користи за контрола на барањето за ограничување на оштетувањата. Од прикажаните дијаграми на Сл.4 може да се забележи дека максималните релативни катни поместувања се наоѓаат на третиот кат и истите изнесуваат 1.32cm. Овие релативни катни поместувања се помали од дозволените кои според EC8 се движат во граници од 0.5% до 1% од катната висина, и се во функција од присуството и карактеристиките на неконструктивните елементи.

Дефинираниот математички модел, надополнет со нелинеарните карактеристики на конструктивните елементи е искористен за спроведување на нелинеарна статичка (Pushover) анализа. Карактеристиките на пластичните зглобови се внесени преку претходно пресметаната носивост на пресеците со усвоена арматура, при што кај гредните елементи во носивоста учествува и арматурата од плочата на пропишаната припадна ширина. Распределбата на попречниот товар при анализата е во функција од распределбата на масата по катови, за претпоставена триаголна распределба на поместувањата, Сл.5. Во првиот чекор од анализата, конструкцијата е изложена на гравитациони товари, а потоа и на инкрементален попречен

товар. При инкременталното нанесување на попречниот товар користена е контрола според поместувања на јазел од најгорниот кат на разгледуваната рамка, при што моделот е товарен до максимално поместување од 30 cm, аплицирано во 100 чекори. По извршената анализа е добиена pushover кривата, Сл.6, од која што може да се процени капацитетот на конструкцијата.



Слика 5. Припадна маса по катови и распределба на попречниот товар

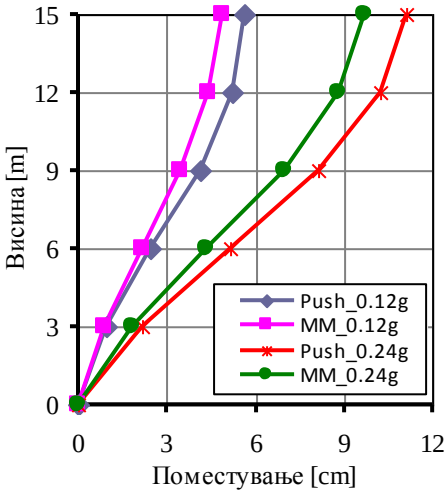


Слика 6. Pushover крива за правец у добиена за вклештен и базно изолиран модел

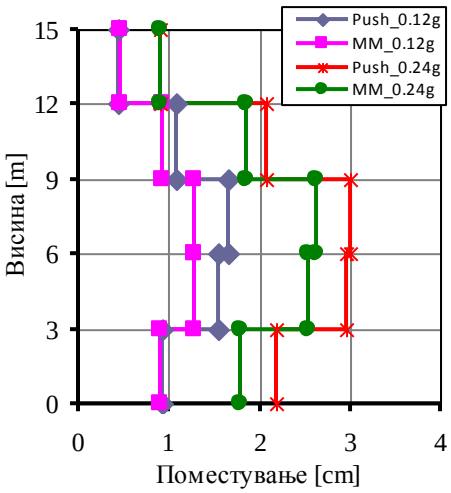
Првите пластични зглобови во гредите се јавуваат на првите три ката од конструкцијата при попречна сила од 1721 kN, што одговара на поместување од 3.14 cm. Во столбовите прв пластичен зглоб е регистриран при попречна сила од 2110 kN и поместување од 6.38 cm, кога речиси сите греди веќе ја имаат достигнато границата на течење, Сл.6.

Бидејќи pushover анализата експлицитно не покажува кој е степенот на оштетувања што ќе се јави за одредено ниво на земјотресно дејство, добиената крива на капацитет дополнително е анализирана со примена на *N2* методата (Fajfar, 2000). При тоа разгледани се две нивоа на сеизмички хазард кои одговараат на референтно забрзување на тлото, мерено на карпа, од 0.12g и 0.24g. На нивото на кота на темелење максималното забрзување е амплифицирано за 15%.

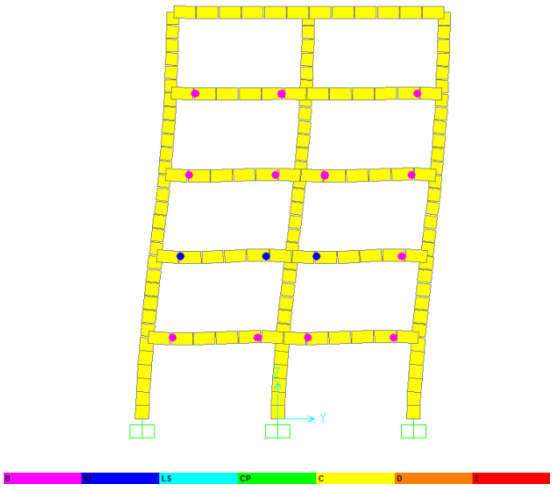
Во првиот чекор од анализата извршена е трансформација на pushover кривата од систем со повеќе степени на слобода во крива за систем со еден степен на слобода, а потоа е извршена билинеаризација со користење на принципот на еднаква енергија. Периодата на еквивалентниот еластичен идеално пластичен систем со еден степен на слобода изнесува $T^* = 0{,}746$ s > 0.6 s, што овозможува изедначување на целното поместување на нелинеарниот систем со еден степен на слобода со поместувањето на систем со неограничено еластично однесување. Целното поместување на системот со повеќе степени на слобода за двете нивоа на сеизмички хазард изнесува 5.57 cm и 11.14 cm соодветно. Дијаграмите на вкупните и релативните катни поместувања добиени од нелинеарната статичка анализа и нивната споредба со соодветните дијаграми добиени со повеќемодалната спектрална анализа се прикажани на Сл.7 и Сл.8. Од прикажаните резултати може да се забележи деке поместувањата на врвот добиени со нелинеарната статичка анализа се за 15% поголеми од соодветните добиени со повеќемодалната спектрална анализа. Слична тенденција се јавува и при споредба на дијаграмите на релативните катни поместувања добиени од двете анализи. На Сл. 9. и Сл. 10. прикажан е распоредот на пластични зглобови и нивото на оштетување од двете нивоа на сеизмички побуди.



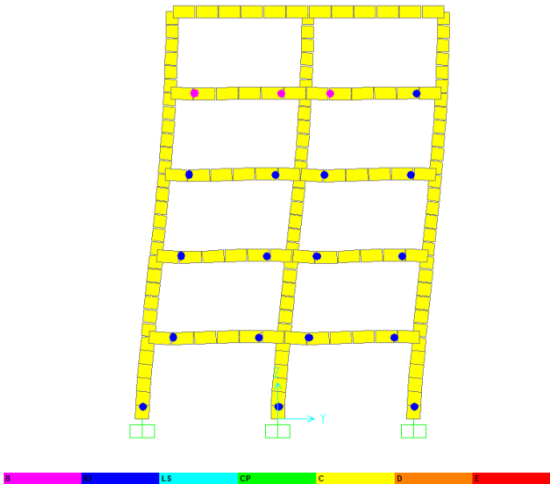
Слика 7. Споредба на помесувањата добиени со повеќемодалната линеарна (MM) и pushover анализата (push) за PGA 0.12g и 0.24g



Слика 8. Споредба на катните поместувања добиени со повеќемодалната спектрална (MM) и pushover анализата за PGA 0.12g и 0.24g



Слика 9. Распоред на пластични зглобови при 0.12 g



Слика 10. Распоред на пластични зглобови при 0.24 g

При проектирањето на базно изолираната конструкција користени се комерцијални еластомерни лежишта, произведени од компанијата FIP Industriale од Италија (FIP Industriale, 2012). Производителот на лежиштата ги наведува карактеристиките и ограничувања кои треба да се земат во предвид при изборот на изолатори, се со цел да се избере изолатор кој што ќе ги задоволи условите и барањата зададени во Еврокод 8. Карактеристиките на изолаторот се во функција од неговата форма, дијаметарот/страната и висината на изолаторот, дебелината и модулот на лизгање на еластомерниот слој и сл. При дејство на вертикални товари изолаторите имаат способност да примат голема вертикална сила, меѓутоа при дејство на земјотрес поради големите поместувања кои се јавуваат на ниво на изолациониот систем вредноста на вертикалната сила која што може да ја примат повеќекратно се намалува.

Една од основните карактеристики која може да ја прикаже ефикасноста на системот за базна изолација е факторот на продолжување на периодата на сопствени осцилации. Потребната вкупна хоризонтална ефективна крутост на системот за изолација е определена преку задоволување на барањето да периодата на базно изолираната конструкција биде најмалку трипати поголема од периодата на надконструкцијата, имајќи во предвид дека основната

периодата на сопствени осцилации на надконструкцијата се движи во граници од 0.5s за елементи без пукнатини до 0.7s за конструкција со вклучени ефекти на пукнатини.

$$T_{eff} = 2 \div 2.5 \sec \ , \ K_{eff} = \frac{(2\pi)^2 M}{T_{eff}^{\ 2}} = \frac{(2\pi)^2 1109 \ .6}{(2 \div 2.5)^2} = (7008 \ .8 \div 10950 \ .1) kN \ / \ m \qquad (4)$$

Доколку се усвои по еден изолатор под секој столб, потребната ефективна крутост на еден изолатор ќе се движи во граници од 470kN/m до 730kN/m. Според така дефинираната потребна крутост избран е изолатор SI – N 350/125, кој се карактеризира со ефективна секантна крутост K_{eff} = 620 kN/m, добиена за поместување од 250 mm. Со тоа ефективната периода на осцилации на изолираниот систем ќе изнесува:

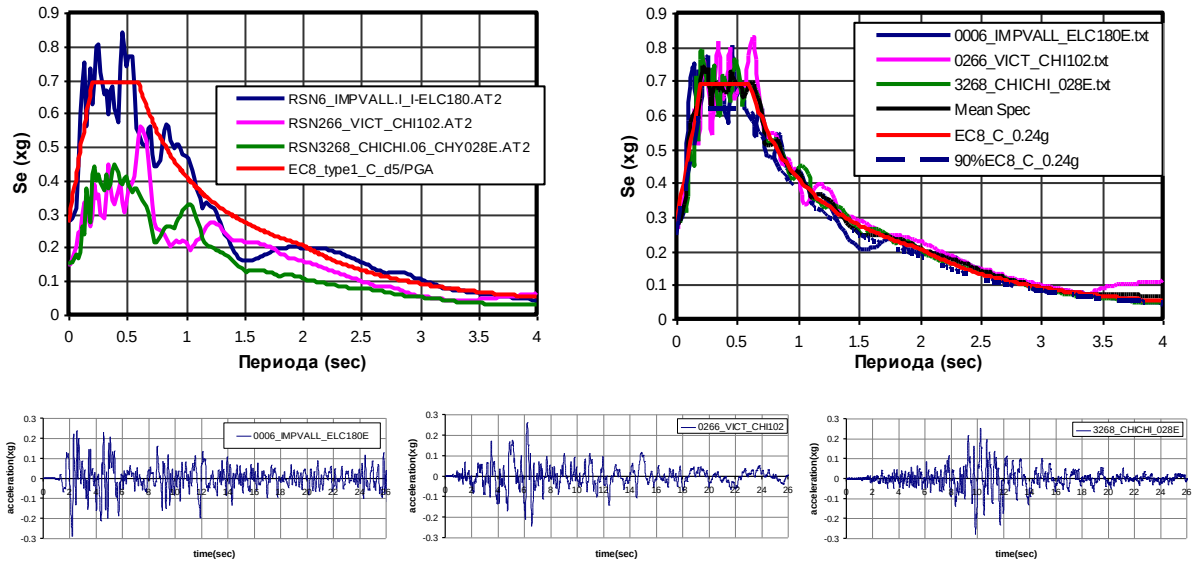
$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1109 \ .6}{15 \cdot 620}} = 2.17 \ \sec \qquad (5)$$

со што е задоволен условот $3T_f \leq T_{eff} \leq 3s$.

Усвоениот изолатор е со дијаметар од 350 mm, висина 213 mm, вкупна дебелина на еластомерот од 125 mm, тежина од 138 kg и вертикална крутост од 480000 kN/m. Почетната крутост на изолаторот е добиена врз база на промената на динамичкиот модул на лизгање во функција од поместувањето. За усвоена вредност $G_{din(\gamma=0.1)}/G_{din(\gamma=2)}$=2 дефинирана е почетната крутост на изолаторот која изнесува 1240 kN/m. Максималната сила која може да ја прими изолаторот изнесува 155kN, додека за условна граница на течење усвоена е сила од 31 kN.

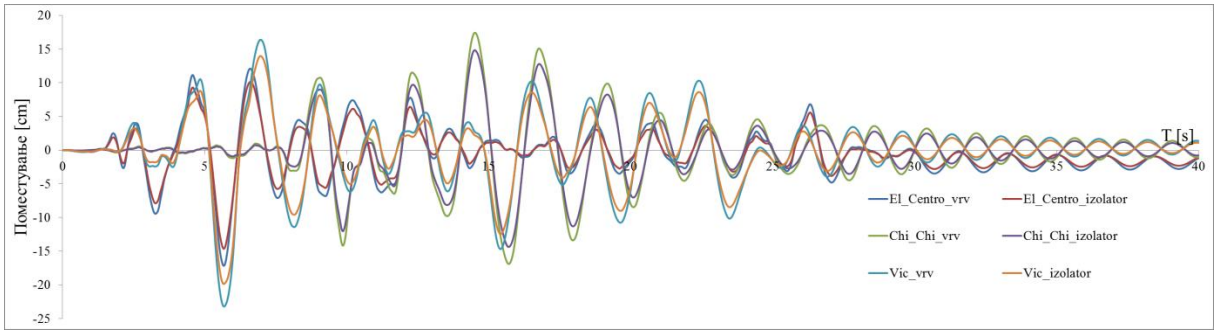
Со цел да се согледа влијанието на изолаторите врз попречната крутост, носивост и деформабилност, разгледуваната конструкција е надградена со карактеристиките на усвоените изолатори и анализирана со помош на повеќемодална спектрална, нелинеарна статичка (Pushover) и нелинеарна динамичка анализа. Распределбата на попречниот товар при нелинеарната статичка анализа е во функција од распределбата на масата по катови, за претпоставена рамномерна распределба на поместувањата. Од добиената крива на капацитет, прикажана на Сл.6, може да се забележи значителна редукција на крутоста и носивоста на базно изолираната во споредба со вклештената конструкцијата. Првите пластични зглобови се јавуваат при вкупна попречна сила од 1067 kN што одговара на поместувања на врвот од 12.4cm. Намалувањето на попречната сила при појава на прв пластичен зглоб се должи на промената на векторот на попречниот товар, како и на влијанието на изолаторите врз прераспределбата на статичките влијанија. Треба да се напомене дека базно изолираната конструкција не е редимензионирана, односно усвоената арматура, а со тоа и нелинеарните карактеристики на армирано бетонските елементи, се исти како и за вклештената конструкција.

Динамичкиот одговор на базно изолираната конструција е определен со примена на нелинеарна динамичка анализа, при што се користени регистрации од 3 случени земјотреси (Imperial Valley - El Centro 1940, Victoria Mexico - Chihuahua 1980 и Chi-Chi Taiwan 06 - CHY028 1999). Од трите регистрации издвоен е најсилниот дел со времетраење од 26sec и извршено е негово скалирање по амплитуда и фреквентен состав. Спектарот на забрзување, добиен како средна вредност од скалираните спектри на поединечните записи, ги задоволува барањата за избор на записи дадени во EC8, односно, за периода 0 sec има спектрална вредност поголема a_gS за разгледуваната локација, при што во интервалот помеѓу $0{,}2T_1$ и $2T_2$ ниедна вредност на средниот еластичен спектар за 5% пригушување не е помала од 90% од соодветните вредности на целниот еластичен спектар на одговор. Еластичните спектри на одговор за оригиналните и модифицираните записи, како и историите за забрзување кои се искористени за нелинеарната динамичка анализа се прикажани на Сл. 11.



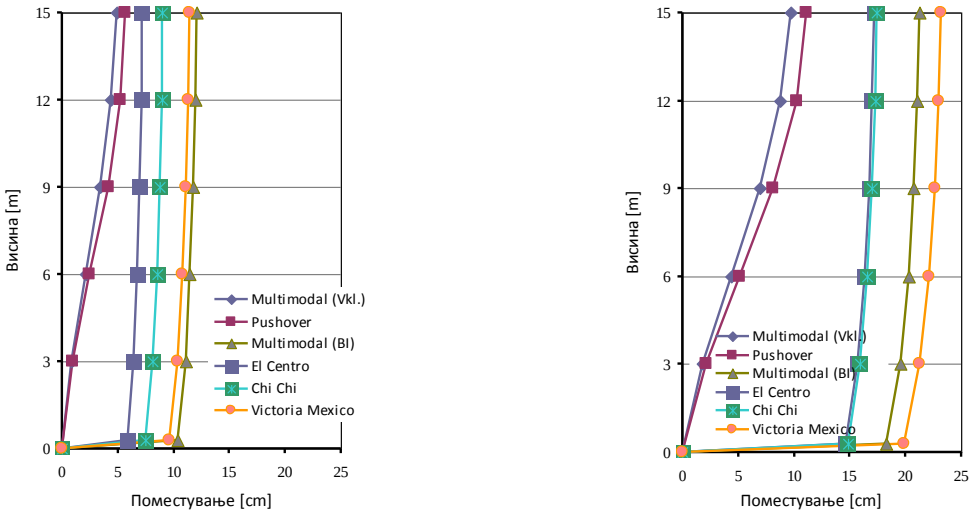
Слика 11. Еластични спектри и истории на забрзување за користените записи за анализа

На Сл. 12 прикажана е историјата на поместувања на два карактеристични јазли позиционирани на врвот и во основата на анализираната конструкцијата, добиени за дејство на трите земјотреси скалирани на максимално забрзување на тлото од 0.24g. Од прикажаните истории на поместувања може да се забележи дека поместувањата добиени од секој поединечен запис, во најголем дел се поклопуваат по фреквенција на осцилации, што резултира со мали релативни катни поместувања. Со тоа оштетувањата на конструкцијата е ограничена, што всушност е и една од целите при проектирање на сеизмички отпорни конструкции.

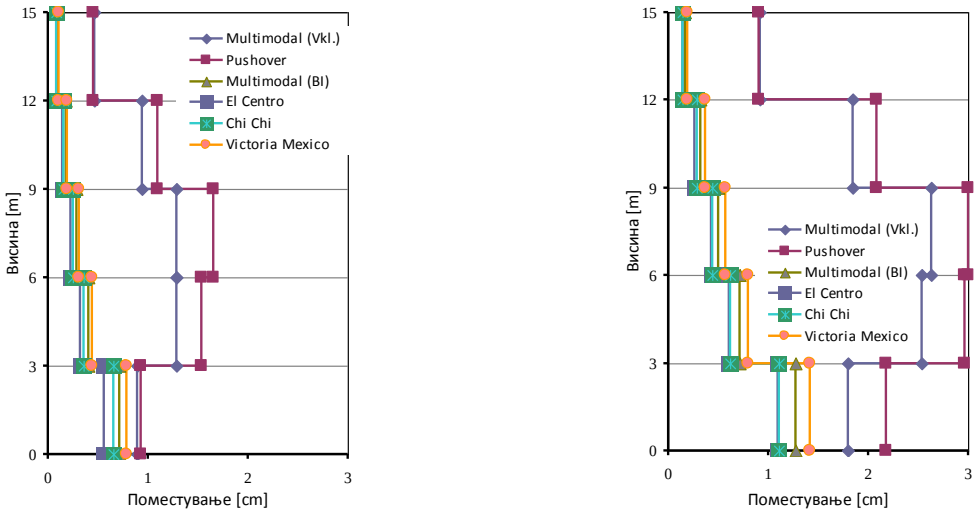


Слика 12. Историја на поместување за карактеристични јазли од конструкцијата

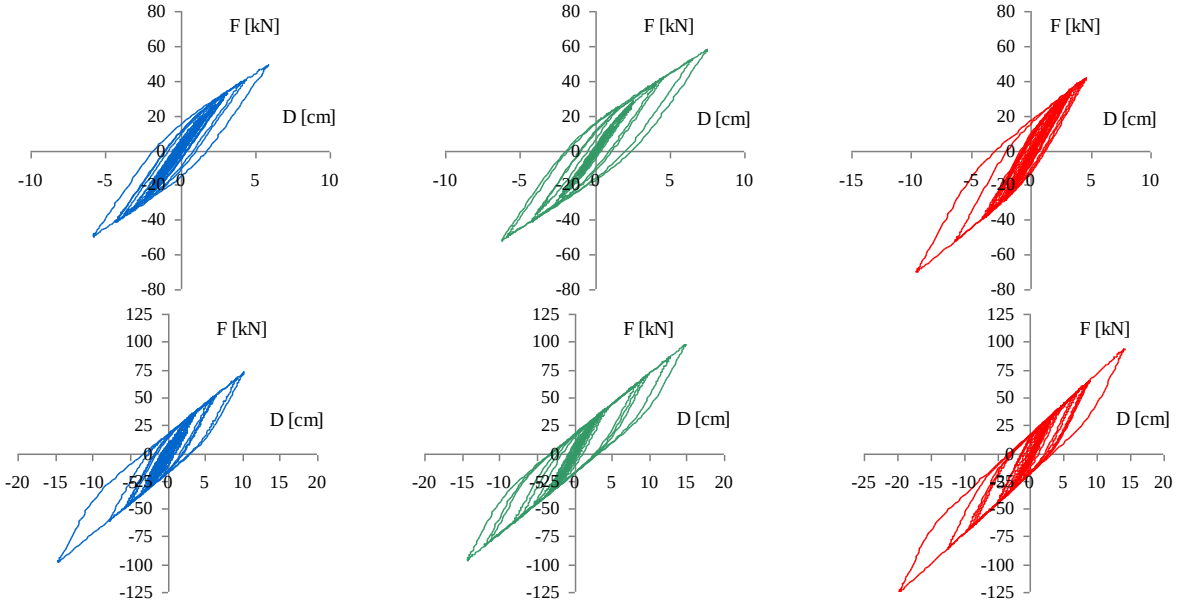
На Сл. 13 и Сл. 14 прикажани се дијаграмите на вкупните и релативните катни поместувања за вклештената и базно изолираната конструкција, добиени со помош на спроведените анализи. При споредба на резултатите може да се забележи дека поместувањата на врвот на вклештената конструкција се за околу двапати помали во однос на соодветните добиени за базно изолираната конструкција за двете нивоа на сеизмички хазард. Најголеми поместувања на врвот кај базно изолираната конструкција, за PGA од 0.24g, се добиваат од анализата на записот Victoria Mexico и изнесуваат 23.2cm. За останатите два записи максималното поместување на врвот изнесува околу 17cm. Резултатите од спроведената повеќемодална спектрална анализа покажуваат максимално поместување на врвот од 21.2cm, што одговара на средната вредност на поместувањата добиени од поединечните записи. За разлика од вкупните поместувања, релативните катни поместувања кај базно изолираната конструкција се значително помали во однос на истите добиени за вклештената конструкција. Со тоа, кај оваа конструкција, значително е намален и ризикот од појава на оштетувања во конструктивните и неконструктивните елементи.



Слика 13. Вкупни поместувања на вклештената и базно изолираната конструкција добиени од спроведените анализи за PGA од 0.12g и 0.24g



Слика 14. Релативни катни поместувања на вклештената и базно изолираната конструкција добиени од спроведените анализи за PGA од 0.12g и 0.24g



Слика 15. Хистерезисни дијаграми на изолаторите добиени од спроведените анализи

Максималните релативни катни поместувања на базно изолираната конструкција се јавуваат на првиот кат и истите се движат во граници од 0.56cm до 0.79cm, за максимално забрзување на тлото од 0.12g, односно од 1.09cm до 1.42cm за максимално забрзување на тлото од 0.24g. Максималните релативни катни поместувања добиени со примена на нелинеарната статичка анализа на вклештениот модел, за PGA од 0.12g, изнесуваат 1.65cm и истите се поголеми од максималните релативни катни поместувања на базно изолираниот модел, добиени за двојно повисоко ниво на сеизмички хазард.

Хистерезисните дијаграми попречна сила – хоризонтално поместување за усвоениот изолатор, добиени од спроведените нелинеарни динамички анализи за двете нивоа на сеизмички хазард се прикажани на Сл.15. Максималната иницирана сила во изолаторите за ниво од 0.12g се движи во граници од 49 kN до 69 kN, при што хоризонталните поместувања во изолаторот се во граници од 5.8cm до 9.5cm, што е за 2.6 до 4.3 пати помало од максималните поместувања за избраниот тип на изолатор. При максимално забрзување на тлото од 0.24g, максималните поместувања во изолаторот се движат во граници од 14.6cm до 19.8cm, што исто така е помало од максимално дозволеното поместување на изолаторот, кое изнесува 25cm.

5. ЗАВРШЕН КОМЕНТАР

Основните барања за функционалност, сигурност и економичност при проектирање на нови конструкции може да се задоволат преку два пристапи на проектирање и тоа: конвенционално проектирање и проктирање на базно изолирани конструкции. За таа цел на проектантите им стојат на располагање повеќе методи за анализа, кои се разликуваат помеѓу себе во однос на претпоставките кои ги воведуваат, според нивото на нивна софистицираност, како и во однос на сознанијата кои што можат да се добијат од нив.

Нивото на оштетувања кое може да се јави кај конвенционално проектираните конструкции при дејство на силни земјотреси, во голема мера може да се редуцира со примена на системите за базна изолација. Според прикажаните резултати, добиени од спроведените анализи, може да се констатира дека очекуваните релативни катни поместувања, а со самото тоа и очекуваните оштетувања на конструктивните и неконструктивните елементи, за исто ниво на сеизмички хазард, кај базно изолираната конструкција се значително помали во споредба со конвенционално проектираната конструкција. Со тоа во голема мера може да се намали сеизмичкиот ризик и евентуалните трошоци за санација после случен земјотрес.

REFERENCES

[1] CEN (2004a) European Standard EN 1998-1: 2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells

[2] CEN (2004b) European Standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells

[3] Fajfar, P., (2000). "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". Earthquake Spectra, 16(3), 573-592

[4] Fardis et al. (2005) Designers' guide to EN 1998-1and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures

[5] FIP Industriale (2012), Elastomeric isolators series SI, technical brochure, available on http://www.fipindustriale.it/

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 20

Trajce ZAFIROV[1], Golubka NECEVSKA CVETANOVSKA[2], Angela POPOSKA[3], Aleksandar ZLATESKI[4]

COMAPRATION BETWEEN SEISMIC FORCES DEFINED ACCORDING TO MK CODES AND EUROCODE 8

SUMMARY

The objective of the research presented in this paper was comparison of the seismic force according to the MKS standards, with the equivalent static method and EUROCODE 8. According to EC, spectral analysis of the behavior of the irregular structure was also performed. Analysis was performed for design spectra type 2, for earthquakes with a magnitude of M<5,5. Both analyses were carried out for soil type B. A comparison of the displacements of the irregular structure, caused by the seismic forces according MK Codes and Eurocode 8 is also part of this research. The analysis of the structure was performed by means of a 3D mathematical model rigidly fixed to the base by means of the program package Autodesk Robot Structural Analysis

Keywords: seismic force, comparison, Eurocode 8, MK Codes

Трајче ЗАФИРОВ[1], Голубка НЕЧЕВСКА ЦВЕТАНОВСКА[2], Ангела ПОПОСКА[2], Александар ЗЛАТЕСКИ[3]

КОМПАРАТИВНА АНАЛИЗА НА СЕИЗМИЧКИ СИЛИ ДЕФИНИРАНИ ПО ЕВРОКОД 8 И МК-ПРОПИСИ

РЕЗИМЕ

Цел на ова истражување е да се направи споредба на сеизмичката сила според МК прописи со еквивалентен статички метод и EUROCODE 8. Според EUROCODE 8 исто така е извршена и спектрална анализа за проектен спектар тип 2 за земјотреси со магнитуда M<5,5. И двете анализи се направени за тип на почва Б. Извршена е споредба на поместувањата на нерегуларната конструкцијата од сеизмичките сили според МК прописите и EUROCODE 8. Анализата на конструкцијата е извршена со помош на просторен математички модел круто вклештен во подлогата во програмскиот пакет Autodesk Robot Structural Analysis.

Клучни зборови: сеизмичка сила, компаративна анализа, Еврокод 8, МК-прописи

[1] BSc, IZIIS-UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, trajce@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Prof. PhD, IZIIS-UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] BSc, IZIIS-UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, angela@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] MSc, IZIIS-UKIM, Skopje, Republic of Macedonia, azlate@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The structure that was the subject of this project represents an apartment building with B+GF+3. The structure represents a mixed reinforced concrete structural system with reinforced concrete walls along the peripheral parts of the structure in the underground part and an elevator core in the middle of the structure. This structure belongs to structures of the second category. At plan, it has an irregular form. It is composed of two rectangular plans. One of the plans has two spans of 5,0 m each in X direction, while in Y direction, it has four spans of 4,0 m each. The second plan has three spans of 5,0 m each in X direction, while in Y direction, it has two spans of 4,0 m each. The total height of the structure is 13,5 m whereat the first storey has a height of 4,5 m, while the basement and the other two storeys have a height of 3,0 m.

In the preparation of the structural solution for this structure, the main principles and rules of design of such type of structures were observed.

The structure is designed of concrete class MB30 and ribbed reinforcement RA 400/500-2. The vertical bearing elements of this structure represent columns and reinforced concrete walls. The columns of the structure have a constant cross-section of 40/40 cm. The beams have a cross-section of 20/40 cm, while the thickness of the walls is 20 cm.

The loads taken into account in the computation were: dead loads, life loads and seismic effects. The dead weight of the structural elements was taken automatically with the program while the remaining loads were applied as uniformly distributed or linear loads upon the plate and beam elements.

The seismic forces were computed in two ways: by use of the equivalent static method and according to EUROCODE 8.

2. COMPARATIVE FORCE ANALYSIS

2.1. Model and plans of the structure

Analysis of the structure was performed in the program package Autodesk Robot StructuralAnalysis that includes an advanced structural analysis of simple and complex models. Presented further is a mathematical model of the structure that was considered as rigidly fixed to the base and with square finite elements 0,5x0,5 m.

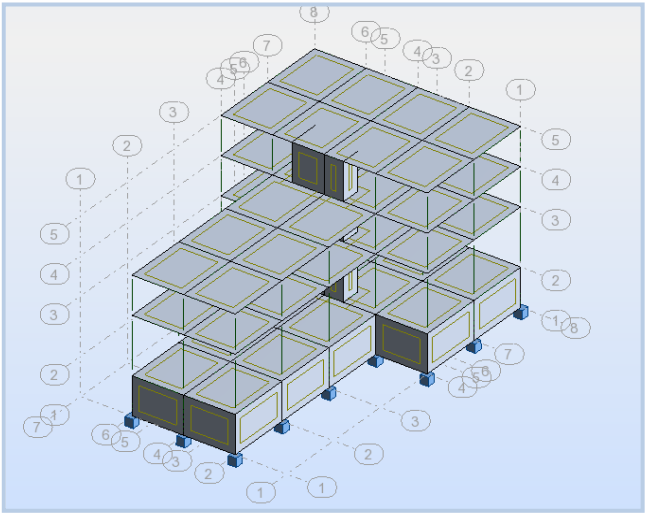


Figure 1. Isometric view of the structural system

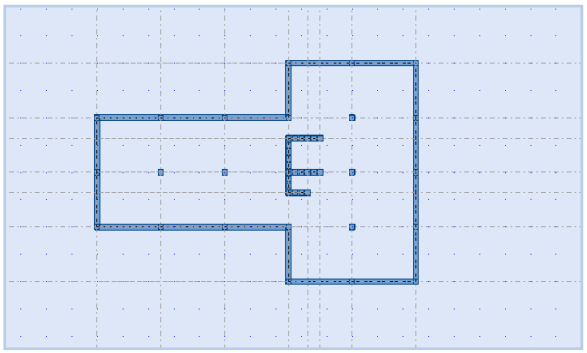


Figure 2. Position of the walls in the basement

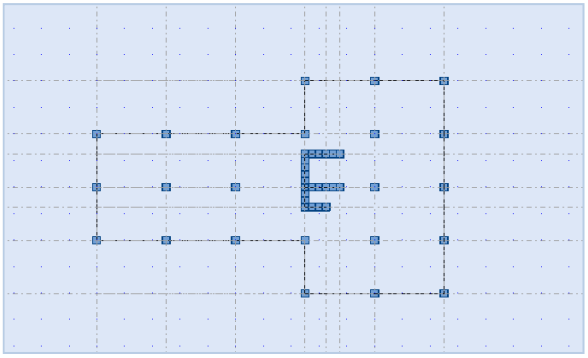


Figure 3. Position of the walls per storeys

An analysis of loads was carried out in order to compute the weight of the structure that was necessary for definition of the seismic forces and their distribution per storeys (in accordance with PIOVS'81 – Rulebook on Technical Norms for Construction of High Rises in Seismic Areas). The analysis of loads included the dead loads, the life loads and the snow loads, where the weight per storeys was given in compliance with the computations.

- Weight per storeys
  - Ground floor G=3926.46 kN
  - First storey G=3165.02 kN
  - Second storey G=2694.06 kN
  - Third storey G=1393.05 kN

$$\sum G = 11178.69 \text{ kN}$$

According to the results obtained from the modal analysis (Table 1), the fundamental period amounts to 0,41sec. While selecting the number of mode shapes, the three-dimensionality of the system was considered whereat 15 mode shapes were considered in the analysis. For better visual effect, the first mode shape in X and Y direction is presented graphically (Figure 9 and Figure 10).

Case	Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas. UX (%)	Rel.mas. UY (%)	Rel.mas. UZ (%)	Cur.mas. UX (%)	Cur.mas. UY (%)	Cur.mas. UZ (%)	Total mass UX	Total mass UY	Total mass UZ
4	1	2.43	0.41	4.55	2.21	0	4.55	2.21	0	1117869	1117869	1117869
4	2	6.31	0.16	24.34	12.57	0.1	19.79	10.36	0.1	1117869	1117869	1117869
4	3	7.41	0.13	37.62	18.81	0.13	13.28	6.24	0.03	1117869	1117869	1117869
4	4	8.72	0.11	37.83	19.03	6.04	0.22	0.22	5.9	1117869	1117869	1117869
4	5	10.24	0.1	37.88	46.33	6.14	0.05	27.31	0.1	1117869	1117869	1117869
4	6	13.19	0.08	37.97	49.7	6.14	0.09	3.37	0	1117869	1117869	1117869
4	7	14.48	0.07	37.97	49.71	6.66	0	0	0.52	1117869	1117869	1117869
4	8	14.54	0.07	37.98	49.71	19.08	0	0.01	12.42	1117869	1117869	1117869
4	9	14.74	0.07	37.98	49.74	19.93	0	0.02	0.84	1117869	1117869	1117869
4	10	14.89	0.07	38.03	50.28	20.12	0.06	0.54	0.2	1117869	1117869	1117869
4	11	14.93	0.07	38.03	50.29	20.13	0	0.01	0.01	1117869	1117869	1117869
4	12	15.42	0.06	38.03	50.29	22.98	0	0	2.86	1117869	1117869	1117869
4	13	15.78	0.06	38.04	50.29	28.82	0	0	5.84	1117869	1117869	1117869
4	14	15.82	0.06	38.04	50.29	34.21	0	0	5.39	1117869	1117869	1117869
4	15	15.97	0.06	38.04	50.29	34.98	0	0	0.76	1117869	1117869	1117869

Table 1. Results from the modal analysis

From the enclosed Table 1 with results from the modal analysis and from the graphic presentation of the mode shapes, one can observe that there is torsion in the first mode shapes due to the asymmetricity at plan and along the height of the structure and the position of the reinforced concrete walls.

2.2. Seismic force according to piovs'81 and its distribution along height

After the performed modal analysis, seismic analysis was performed according to the currently valid Figure 4.The first mode shape in X – direction Figure 5. The first mode shape in Y – direction Macedonian regulations (PIOVS'81 X-X and Y-Y direction).

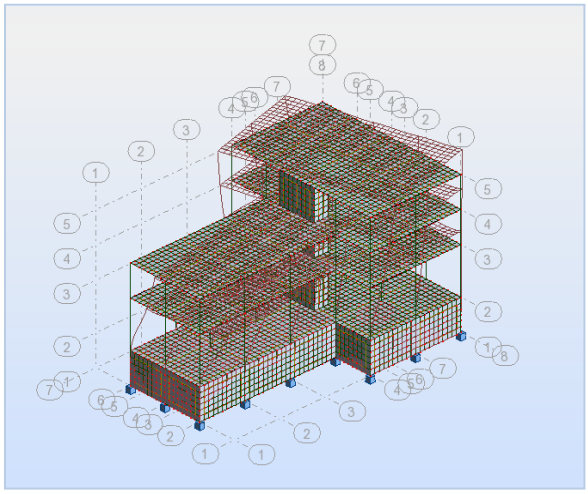


Figure 4. The first mode shape in X - direction

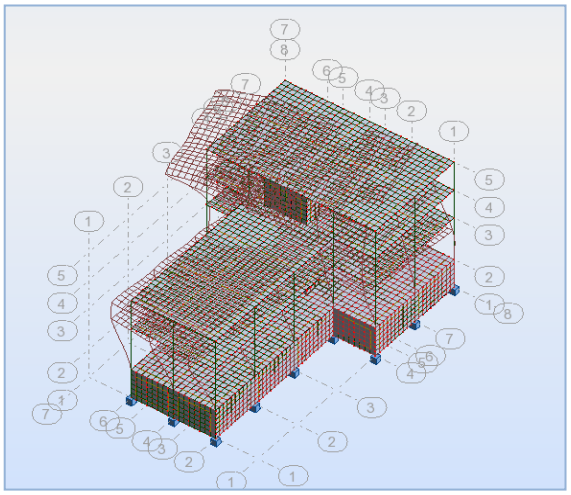


Figure **5.** The first mode shape in Y – direction

K = K_O * K_S * K_d * K_p – seismic coefficient

K_O - coefficient related to the category of the structure

→for an apartment building K_O= 1

K_S- seismic coefficient

→for IX zone K_S= 0,1

K_d- dynamic coefficient

→for soil category II, K_d=0.7/T и 1>0.7/T<0.47

K_d=0,7/0,41=1,71→K_d=1

K_p- ductility and damping coefficient

→for modern reinforced concrete structures K_p=1

K=1 * 0,1 * 1 * 1=0,1

Total seismic force **S = K * G = 0.1 * 11178,69 = 1117,869kN**

- Distribution of seismic forces per storeys:

$$S_i = S * \frac{G_1 H_1}{\Sigma(G_1 H_1)}$$

S_1= 159.38 kN

S_2= 320.50 kN

S_3= 381.90 kN

S_4= 253.90 kN

The seismic force is the same in both directions (x and y) since the value of the mode shape in both directions is less than 0,7sec.

2.3. Computation of seismic force according to eurocode 8

Presented is the computation of the seismic force according to Eurocode 8, in Y- direction for soil type B and spectrum type 2, while the values of the forces in X – direction are given directly in the table.

Soil Type	S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	*1.35*	*0.05*	*0.25*	*1.2*
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

Table 2. Values of the parameters that define the elastic response spectra of the T2 type

$F_b = S_d(T_1)$*m*l

where:

$S_d(T_1)$ is the ordinate of the design spectrum corresponding to period T_1

m is the total mass of the structure, from the foundation to the top

λ is the correction factor whose value is l=0,85 if $T_1 \leq 2T_c$ if the structure has more than 2 storeys, while in another case, it is **l=1.**

T=0,16sec T_b<T<$T_c \rightarrow S_D = a_g * S * \frac{2.5}{q} = 0{,}3 * g * 1.35 * \frac{2.5}{5.85} = 0.173g$

For DCHq=$q_0 * k_w$

where:

q_0 is the main value of the behavior factor depending on the structural system and the regularity along height

k_w is the factor reflecting the dominant mode shape of the structural system with walls

Structural type	DCM	DCH
Frame system; double system; coupled panel system	$3.0\alpha_u/\alpha_1$	$4.5\alpha_u/\alpha_1$
Uncoupled panel system	3.0	$4.0\alpha_u/\alpha_1$
Inverted pendulum system	2.0	3.0
Torsional flexible system	1.5	2.0

Table 3. Main values of q_0

For DCH structural type

$q_0 = 4.5 * \frac{a_u}{a_1} = 4.5 * 1{,}3 = 5.85$

q = 5.85 * 1 = 5.85

a_g = 0.3 * g

F_b = 0.173g * 11178.69 * 0.85 = 1643.83 kN

Distribution of the seismic force per storeys in y direction.

$F_i = F_b * \frac{z_i \, m_i}{\sum(z_i \, m_i)}$

F_1=234.4 kN

F_2=586.0kN

F_3=562.87kN

F_4=374.21kN

The total obtained horizontal seismic force according to EC8 is different for both orthogonal directions and depends on the value of the fundamental mode shape in the corresponding direction.

Storey	PIOVS'81 [kN]	EUROCODE 8 – Type 2 spectrum	
		X - direction	Y- direction
Ground floor	159.38	143.0	234.4
Storey 1	320.50	288.2	586.0
Storey 2	381.90	343.44	562.87
Storey 3	253.90	228.34	374.21
Total	1115.6	1002.98	1757.5
	9.98%	8.97%	15.72%

Table 4. Comparison of the seismic forces

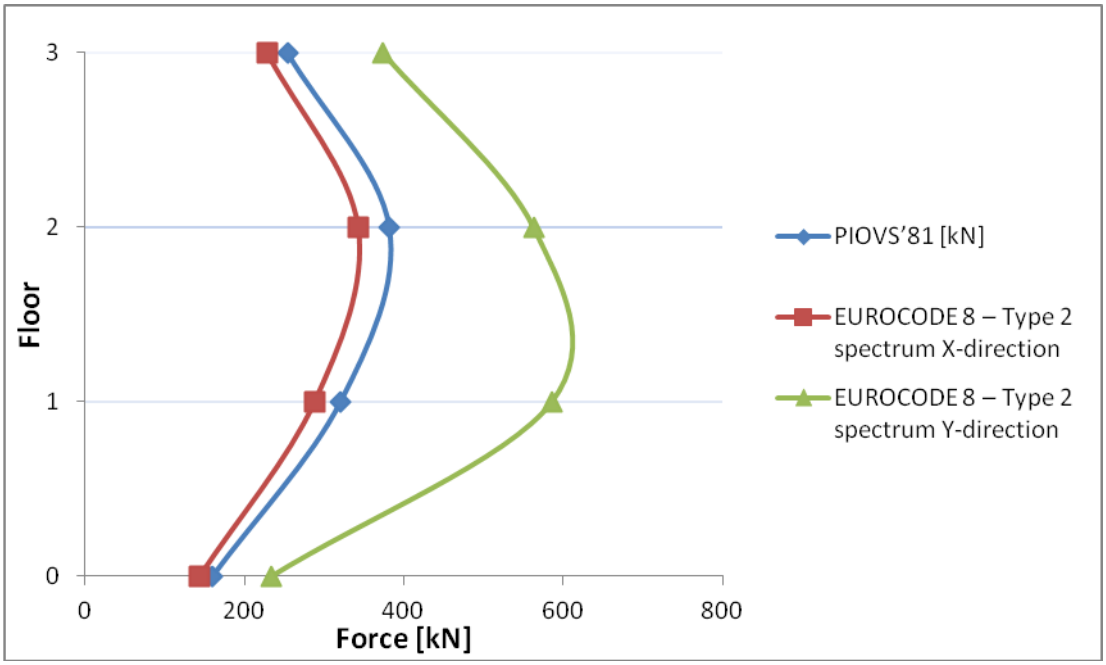


Figure 6. Comparison of the seismic forces

In accordance with the values given in Table 3, it can be observed that the values of the forces computed according to MKS are smaller than the one calculated according Eurocode 8.

3. SPECTRAL ANALYSIS

The input parameter for the performance of the spectral analysis according to EN 1998.1.1-2004 in the software package Robot Structural Analysis is a_g = 0,3 * g = 2.943 m/s^2.

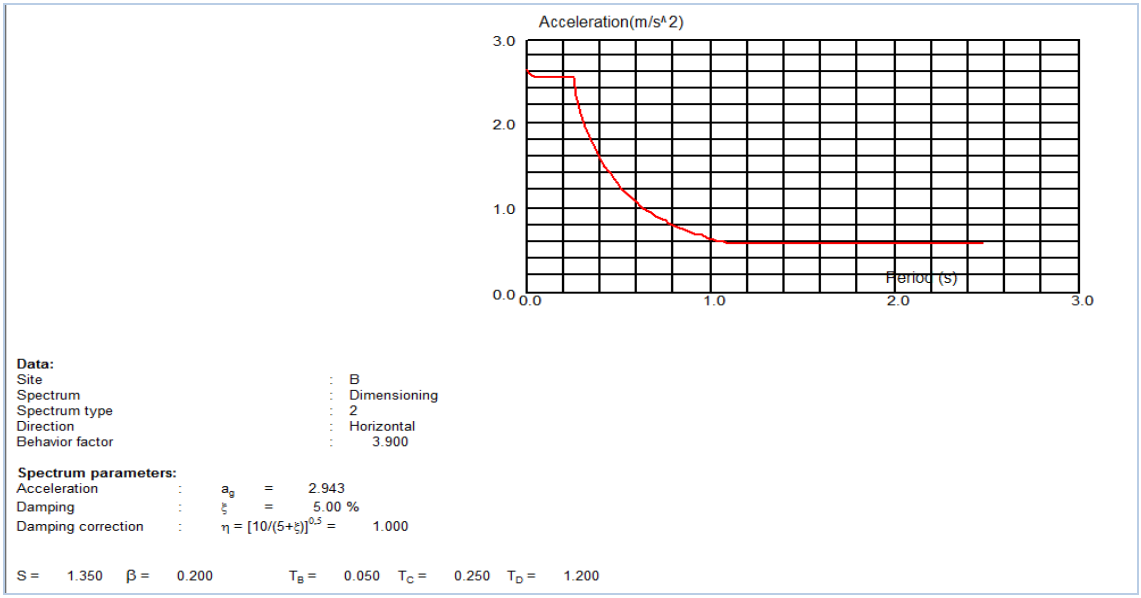


Figure 6. Design spectrum – Type 2 – Y direction

Direction	**PIOVS'81**		**EUROCODE 8 –type 2 spectrum**		**EUROCODE 8 (spectral analysis) – type 2 spectrum**	
	[displacements] [cm]		**[displacements] [cm]**		**[displacements] [cm]**	
	Sx	Sy	Sx	Sy	Sx	Sy
X	0.39	0,1	0,91	0,25	1,81	1,27
Y	0.24	0,2	0,55	0,51	1,95	1,39

Table 5. Comparison of maximum seismic displacements

If one makes comparison between the values of displacements obtained according to the simplified method of horizontal forces and spectral analysis, a certain deviation of the values can be observed, namely, the simplified method (where only the fundamental mode shape is taken into account and activation of 85% of the total mass is assumed) yields smaller values of forces and displacements. The reason for this is that, in the spectral analysis, all mode shapes with the corresponding activated masses are taken into account.

4. CONCLUSIONS

A modal and seismic analysis of a structure with an irregular shape at plan and along height was carried out. The structure represents a mixed reinforced concrete structural system with reinforced concrete walls along the peripheral parts of the structure in the underground part and an elevator core in the midst of the structure. Due to the presence of asymmetric walls, torsion occurs in the first mode shapes.

While comparing the seismic forces according to MKS and EUROCODE 8, one can observe that the values of the forces obtained by equivalent static force according to MKS are smaller than the forces obtained according to EUROCODE. The total obtained horizontal seismic force according to EC8 is different in both orthogonal directions and depends on the value of the first mode shape in the corresponding direction.

If the results on displacements obtained by use of the simplified method of horizontal force and spectral analysis are compared, differences in the values can be observed. Unlike the analysis by the horizontal force method in which the higher mode shapes do not have a considerable effect upon the structural response, during the method of spectral analysis by mode shapes for definition of the structural response, all mode shapes that considerably participate in the total response are included. Therefore, larger displacements are obtained when applying the spectral analysis.

REFERENCES

[1] Golubka Necevska-Cvetanovska. (2013).Aseismic Design of Reinforced Concrete, Masonry ans Steel Structures, University “Ss. Cyril and Methodius” Skopje, Republic of Macedonia

[2] Elena Dumova – Jovanoska, Aseismic Design, Faculty of Civil Engineering, University “Ss. Cyril and Methodius” Skopje, Republic of Macedonia

[3] Anil K. CHOPRA**.** (2013). Dynamics of Structure (Third Edition)

[4] Roberta Apostolska, Golubka Necevska-Cvetanovska, Julijana Cvetanovska "Analytical investigations of seismic behaviour of RC frame buildings with masonry infill" – Structural Engineer, Journal of MASE, ISBN 9989-9785-3-0 (No.9/2010)

[5] Necevska-Cvetanovska G. (1995). Evaluation of seismic resistance of existing RC low and medium-rise buildings”, Journal of Macedonian Assosciation of Structural Engineers-MASE, Vol. 1, No. 1, 01/1995

[6] G. Necevska-Cvetanovska, R. Apostolska, V. Shendova, “Methodology for visual screening, geo-referenced inventory and following of seismic stability and safety of existing building structures in the territory of the Karposh municipality, Skopje”, Proc. of the International SE-50EEE Conference to mark 50 years of Skopje Earthquake, May 28-31, 2013, Skopje, (paper ID 504).

[7] Necevska - Cvetanovska G., Petrusevska R. (2000)."Methodology for Seismic Design of R/C Building Structures", Proc. of the XII-th World Conference of Earthquake Engineering, (12WCEE), New Zealand, February 2000

[8] EN 1998-2005 Design of structures for earthquake resistance

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

SE - 21

Aleksandar ZHUROVSKI[1], Filip MANOJLOVSKI[2], Goran CHAPRAGOSKI[3], Risto ANASTASOV[4], Trajche ZAFIROV[5]

SEISMIC ASSESSMENTOFRCFRAME STRUCTURE USING NONLINEAR STATIC ANALYSIS

SUMMARY

Earthquakes are, by definition, a sudden release of energy in the earth's crust or upper mantle resulting in generation of seismic waves that can be destructive. On the other hand, manmade constructions have been built in order to withstand all predicted impacts. Sometimes structures have to be assessed in order to determine the performance for the next earthquake impact. Recent codes such as Eurocode 8 require nonlinear analysis procedures in order to predict the behavior of a structure to a designed earthquake. Pushover analysis is one of the most used and reliable types of analysis, hence is used for the structure that is point of interest. Reinforced concrete frame structure, a school building in L'Aquila, Italy has been analyzed and the conclusions regarding the seismic behavior were drawn.

Keywords: seismic assessment, pushover analysis, Eurocode 8

Александар ЖУРОВСКИ[1], Филип МАНОЈЛОВСКИ[2], Горан ЧАПРАГОСКИ[3], Ристо АНАСТАСОВ[4], Трајче ЗАФИРОВ[5]

ОЦЕНА НА СЕИЗМИЧКОТО ОДНЕСУВАЊЕ НА АБ РАМКОВА КОНСТРУКЦИЈА СО КОРИСТЕЊЕ НА НЕЛИНЕАРНА СТАТИЧКААНАЛИЗА

РЕЗИМЕ

Земјотресот претставува ненадејна појава и ширење на сеизмички бранови од еден извор во внатрешноста на Земјата. Од друга страна, конструкциите се проектирани да бидат отпорни на дејство на сите товари, вклучувајќи ги земјотресите. Поради тоа, во некои случаи потребно е да се изврши оцена на нивното сеизмичкото однесување. Еврокод 8 ја предвидува нелинарната статичка pushover анализа како еден од методите за оцена на сеизмичкото однесување. Оваа анализа е една од најкористените и доверливливи методи, па поради тоа се користи за анализа на одбраната конструкција. Анализирана е АБ рамкова конструкција, училишна зграда во Л'Аквила, Италија и донесени се заклучоци по однос на нејзиното сеизмичко однесување.

Клучни зборови: оцена на сеизмичко однесување, pushover анализа, Еврокод 8

[1] MSc, IZIIS-UKIM Skopje, Republic of Macedonia, zurovski@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] MSc, IZIIS-UKIM Skopje, Republic of Macedonia, filipmanojlovski@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[3] MSc, IZIIS-UKIM Skopje, Republic of Macedonia, goran@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[4] MSc, IZIIS-UKIM Skopje, Republic of Macedonia, ristoanastasov@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[5] BSc, IZIIS-UKIM Skopje, Republic of Macedonia, trajce@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

As a highly unpredictable natural hazard phenomenon earthquakes occur every day, although most of the time inducing low intensity ground acceleration, there are evidences in the past and in the recent history that there have been massive earthquakes causing huge amount of damage and fatalities. The data base of post earthquake inspections shows a correlation between the damage patterns on the constructions, thus confirming the theory and encouraging improvement of the design codes.

Designing the structures to prevent collapse or limiting the damages induces seismic assessment of the existing or newly designed structures. Eurocode 8, as one of the leading and extensively elaborated design codes for designing earthquake resistantstructures recognizes four types of analysis, linear static and dynamic and nonlinear static and dynamic,depending on the knowledge level KL and confidence factor CF.

For the selected structure, school building in L'aquila Italy, regular span reinforced concrete frame system the nonlinear static pushover method of analysis has been adopted and further analyzed.It is based on analyses carried out under constant gravity loads and increasing lateral forces with implemented nonlinear characteristics for the bearing elements in the vicinity of the joints as plastic hinges.

Detail description of the analysis procedure using SAP2000 is presented and as a conclusion the performance of the building under design earthquake impact is elaborated. In the end possible retrofitting solution are discussed.

2. SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING RC FRAME STRUCTURE

Seismic assessment of an existing structure is understood as definition of the level of seismic safety of the structure in accordance with some referent code requirement. Seismic assessment of existing structure implies definition of on-site information such as overall dimensions and cross- sectional properties of the constructive elements, mechanical properties of constituent materials as well as information needed for computer analysis such as modeling parameters and type of analysis that will reflect the most realistic state of the investigated structure and expected seismic loading.

2.1. Case study and definition of knowledge level

The selected existing RC frame structure, a school building Torrione in L'Aquila, Italy is a composition made up of two connected parts. The first part is 13.4m high, consisting of 3 floors and the second part is 7.3m high, consisting of 2 floors. It is rectangular shape in plane structure composed of 2 bay frames with 6.5m span placed every 7m. The two parts are connected in the levels of first and second floor allowing the structure to work as a one, see Fig 2.1

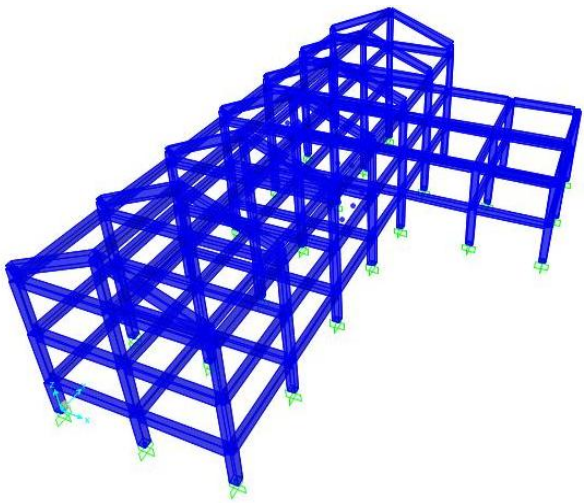


Figure 2.1..3D model of the selected structure

Prior to modeling on- site inspection according to the requirements from Eurocode 8 were done. Geometry, material and reinforcement details investigations were done to determine the knowledge level of the structure. Since the knowledge level obtained was 2, the confidence factor used in the analysis was set to CF=1.2. When checks for flexure failures were done the material characteristics were divided with the CF only, and when checks for shear failures were done the material characteristics were divided with the CF and the material safety factors.

2.2. Modeling of constructive elements

After having determined all required information about the constructive system the model of the structure was done in the software. First the geometry, loadings, slaving constrains and restrainswere modeled. Then, in order to define the nonlinear characteristics of the elements' plastic hinges the yielding moment (My) with appropriate rotation (ϕ_y)- Eqn 2.3 and the ultimate moment (Mu) with appropriate rotation (ϕ_u)- Eqn 2.4 on the cross section were defined. The next step was calculating the rotation parameter Θ_{cr} using Eqn 2.1 and cracking moment Mcr using Eqn 2.2.

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr} * L_v}{3EI} \qquad (2.1)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{N}{A} + f_{ctm}\right) * \frac{bh^2}{6} \qquad (2.2)$$

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013\left(1 + 1.5\frac{h}{L_v}\right) + 0.13\varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad (2.3)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}}\left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_{pl}\left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right)\right) \qquad (2.4)$$

According to this formulations the required hinges properties and the hinge curveswere obtained. In Fig. 2.2an example of hinge curve for one hingeis shown.

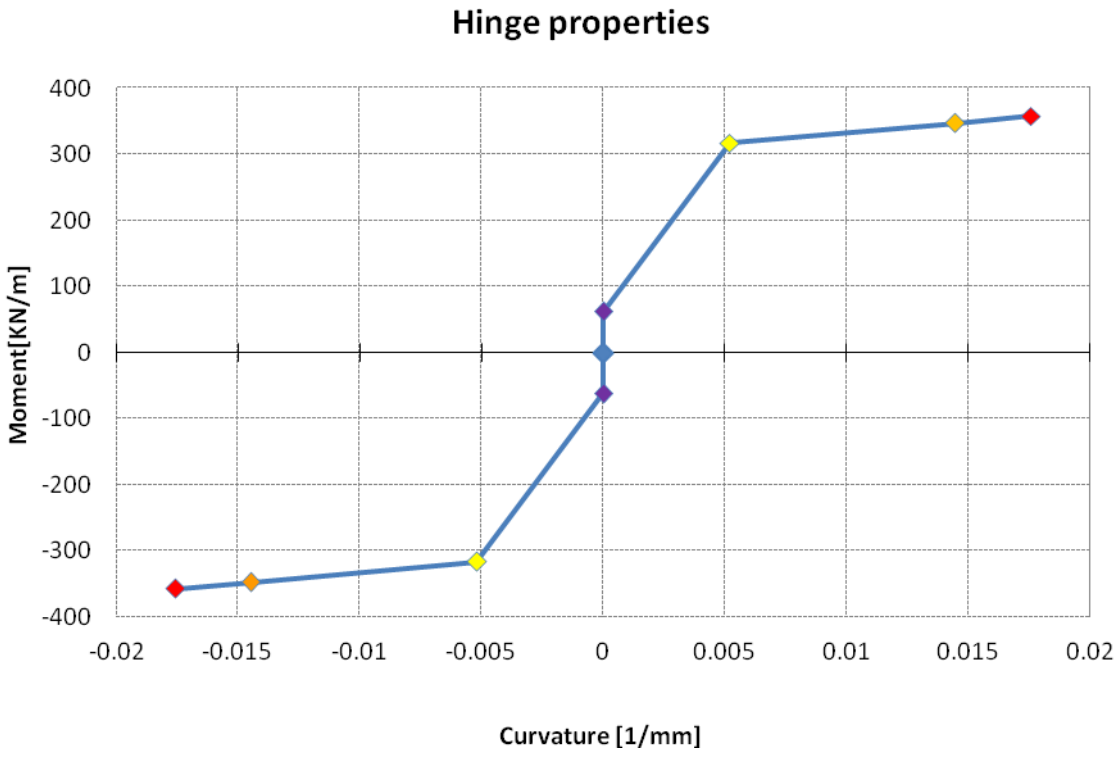


Figure 2.2. Hinge properties example

After doing this procedure for all hinges, the next step wasdefinition of the hinges in the software.

2.3. Pushover analysis

According to Eurocode 8, the nonlinear static analysis is thereference method in assessment practice of existing buildings. It is based on pushoveranalyses carried out under constant gravity loads and increasing lateral forces, applied at thelocation of the masses to simulate the inertia forces induced by the seismic action. The lateral forces increase in constant trend with determined time step "pushing" the structure in the desired direction with increasing displacement at every time step.

As themodel may account for both geometrical and mechanical nonlinearity, this method candescribe the evolution of the expected plastic mechanisms and of structural damage, with thelimit that the seismic input can simulate only a single horizontal component of the seismicmotion and does not reverse.The lateral forces $F_i$applied to masses m_i remain proportional to a certain pattern of horizontal displacement Φ_i- Eqn 3.1:

$$F_i = \lambda(m_i \phi_i) \qquad (3.1)$$

According to Eurocode 8, two different lateral load patternswere used:

- uniform pattern, in this case mass proportional
- modal pattern, proportional to the first mode in X and Y direction

Since the inelastic mechanisms which are likely to develop in existing buildings are, ingeneral, unknown, the results obtained using the two standard lateral force patterns wereconsidered as an envelope of the actual response, which should lie between the two capacitycurves. Therefore, the most unfavourable results of the two pushover analyses were adopted.

The possible torsional behavior of the structure was accounted by applying the loads at each floor levels with an eccentricity of 5% of the length in the appropriate direction relative to the center of masses. Denoting as X and Y the two principal horizontal orthogonal directions of the structure, sixteen different load cases were defined and sixteen pushover analyses were performed.

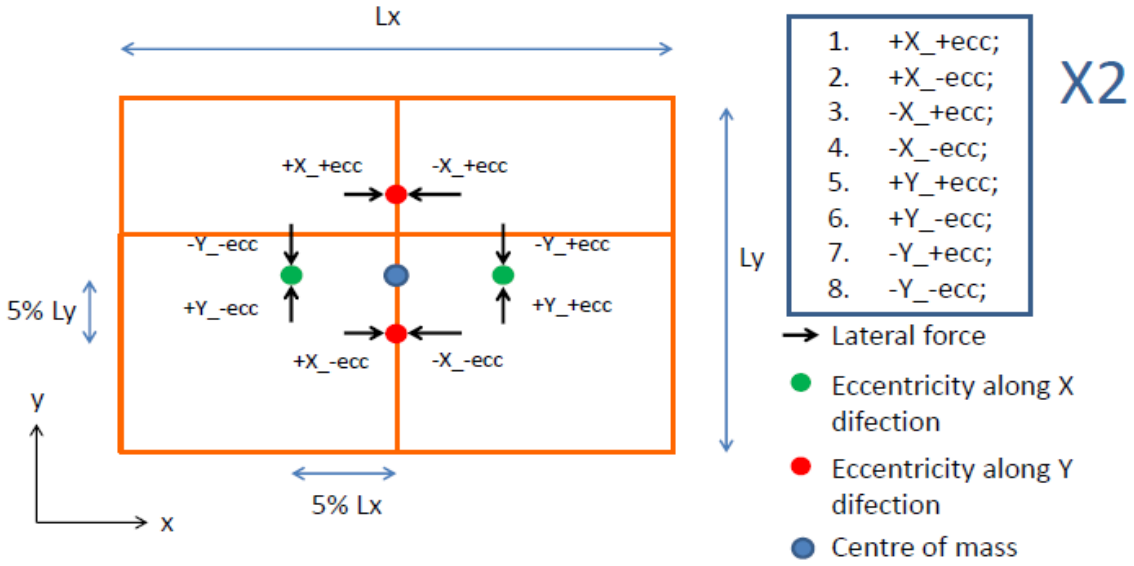


Figure 2.3. Loading directions

3. RESULTS FROM THE ANALYSIS

After defining the geometrical characteristics of the structure the pushover analysis was performed, and 16 different capacity curves were obtained. Since in this case the building is a multistory building and the task was to obtain its seismic safety compared to the actual technical regulations- seismic demand provided by Eurocode 8, where the design spectrum is given for SDOF systems, it was necessary to adjust the curves obtained to equivalent SDOF curves.This was done by a procedure given in the Eurocode 8.The equivalent SDOF curves were then adjusted to a bilinear SDOF curve

following the rules for equal energy (equal area under the two curves) and equal ultimate displacement.In figure 3.1 the pushover curve for Y direction from the modal load pattern with eccentricity in +x direction is given. In this case the analysis was stopped in the 168th step due to floor mechanism appearance on the third floor.

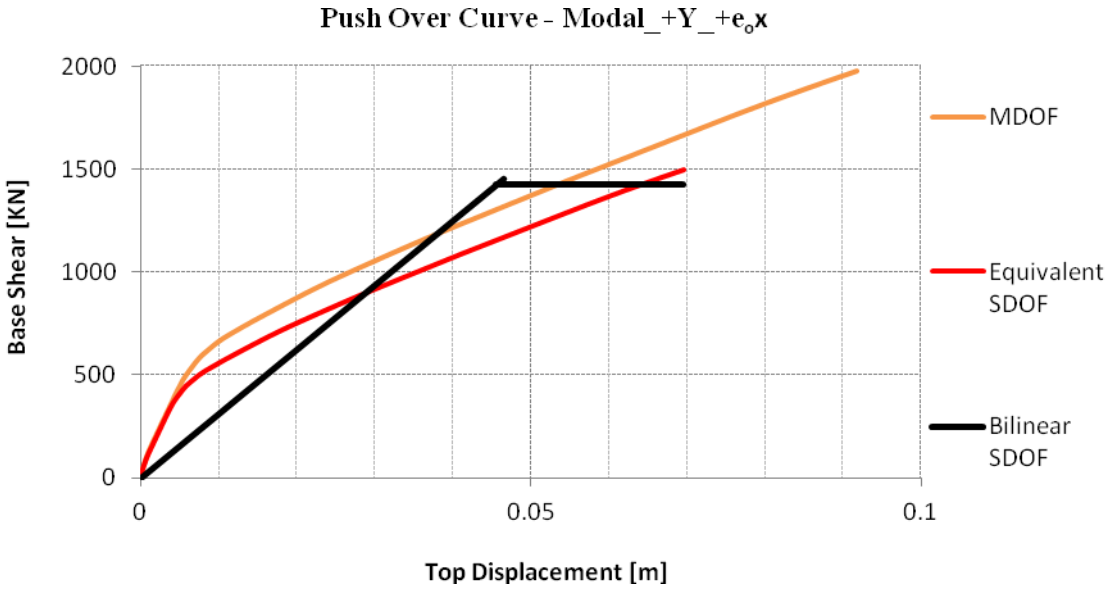


Figure 3.1. Pushover curve

The bilinear SDOF curve (black) is than compared with the demand spectrum (acceleration displacement response spectrum (ADRS) for L'Aquila according to Eurocode 8). The comparison is given on figure 3.2.

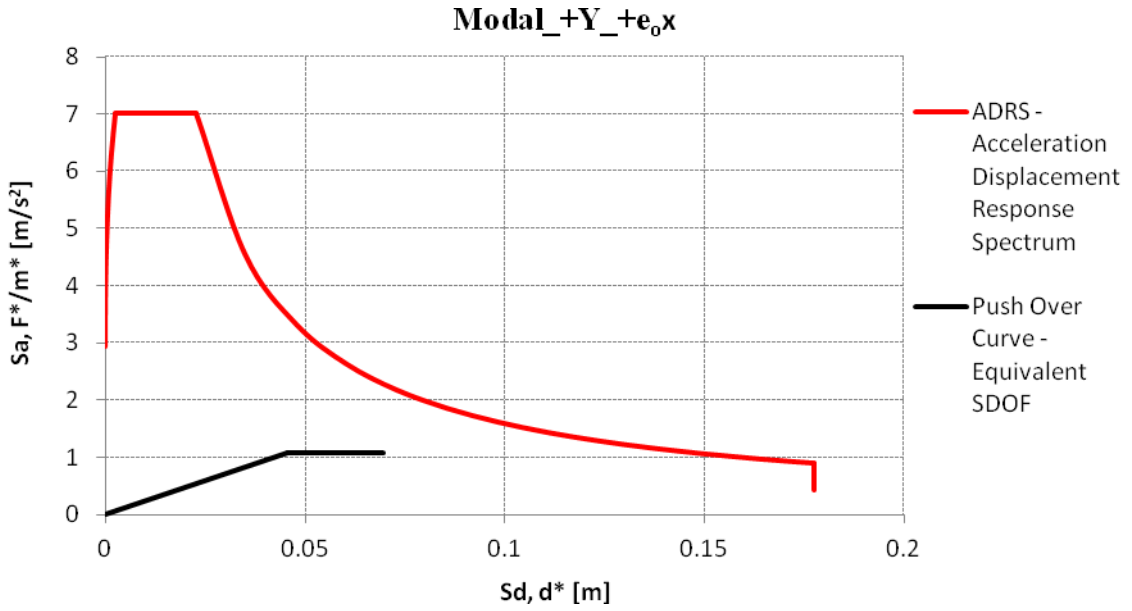


Figure 3.2. ADRS-Pushover comparison

From the figure 3.2 it is clear that the demand given by the spectrum is greater than the capacity of the structure given by the equivalent SDOF push over curve. The deformation demand is 8 cm, and the deformation capacity is 6.9cm.

This procedure includes attainment of flexural capacity of the structure only, and it doesn't include the possibility of having shear problems in the constructive elements. Shear failures of columns, beams

and joints in old structures are main issue and often define the seismic behavior and seismic safety of the structure mainly due to the low percentage of transverse reinforcement but also the poor concrete quality. In order to include this aspect, according to Eurocode, strength checks are performed in every time step before reaching the final flexural capacity (last step of push over analysis). The procedure is given as follows.

$$V_{EC8} = \frac{1}{\gamma_{el}}[V_N + V_c + V_w] \quad (4.1)$$

$$V_N = \frac{H-x}{2L_V} * min(N; 0.55A_c f_c) \quad (4.2)$$

$$V_c = \left(1 - 0.05min\left(5; \mu_{\Delta pl}\right)\right) \cdot \left[0.16max(0.5; 100\rho_{tot})\left(1 - 0.16min\left(5; \frac{L_v}{H}\right)\right)\sqrt{f_c A_c}\right] \quad (4.3)$$

$$V_w = \left(1 - 0.05min\left(5; \mu_{\Delta pl}\right)\right) * \left(\rho_w b_w z * f_{yw}\right) \quad (4.4)$$

Using these equations, shear strength estimation was done was done in the last step only and following results were obtained.

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	StepNum	P	V2	V3	VN	VW	VC	VW2	VC2	VEC,8	status
Text	m	Unitless	KN	KN	KN	MN	MN	MN	MN	MN	MN	
PO_Modal_+X_+eoy												
first floor												
C5_1	0	157	-1412,84	193,435	0,191	0,074881	0,004311	0,143915	0,004203	0,140317	0,190784	shear failure
C5_1	2,175	157	-1396,53	193,435	0,191	0,077572	0,004333	0,143915	0,004225	0,140317	0,193143	shear failure
C8_1	0	157	-1417,24	202,116	0,784	0,074155	0,004305	0,143915	0,004197	0,140317	0,190147	shear failure
C8_1	2,175	157	-1400,94	202,116	0,784	0,076846	0,004327	0,143915	0,004219	0,140317	0,192506	shear failure
C11_1	0	157	-1412,95	205,807	0,756	0,074863	0,00431	0,143915	0,004203	0,140317	0,190768	shear failure
C11_1	2,175	157	-1396,64	205,807	0,756	0,077554	0,004333	0,143915	0,004225	0,140317	0,193127	shear failure
C14_1	0	157	-1434,06	214,262	0,746	0,071381	0,004281	0,143915	0,004174	0,140317	0,187715	shear failure
C14_1	2,175	157	-1417,75	214,262	0,746	0,074071	0,004304	0,143915	0,004196	0,140317	0,190074	shear failure
C19_1	0	157	-1445,73	224,241	0,764	0,069455	0,004265	0,143915	0,004158	0,140317	0,186026	shear failure
Bx2_1	6,2	157	0	171,935	-7,4E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx3_1	6,2	157	0	243,625	6,63E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx4_1	0,3	157	0	-126,909	-7,4E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx5_1	0,3	157	0	-133,598	6,63E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx5_1	6,2	157	0	243,991	6,63E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx6_1	6,2	157	0	249,647	-7,4E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx7_1	0,3	157	0	-134,279	6,63E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx8_1	0,3	157	0	-128,935	-7,4E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure
Bx8_1	6,2	157	0	248,653	-7,4E-17	0	0,035286	0,082639	0,034403	0,080573	0,09998	shear failure

Figure 4.3. Shear failure check

It is obvious that shear problems appeared in most of the beams and columns in the last step of the analysis. For completing the assessment, the step of appearance of each shear problem in each member should be defined, because if shear problem appears before achieving flexural capacity, the push over analysis should be stopped in that step and new push over curve will be obtained that will reduce the flexural capacity.

4. CONCLUSION

After performing extended analytical research and analyses using nonlinear static pushover method, the capacity of the structure was determined. The comparison of capacity of the structure and the demand imposed on it showed that the safety of the building should be ensured trough improving the shear capacity of the elements that will lead to a possibility of full development of flexural capacity. Repair and strengthening solutions, by increasing the transverse reinforcement, providing shear strength increase, and if necessary increasing longitudinal reinforcement to improve the flexural strength and deformation capacity should be implemented.

REFERENCES

[1] CEN. 2005. European standard EN 1998-1: 2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings. European committee for standardization, Brussels, Belgium

[2] CEN. 2005. European standard EN 1998-3: 2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European committee for standardization, Brussels, Belgium

[3] R. Frascadore.Pushover with Sap2000, University Federico II, Naples, Italy,lecture notes

[4] Marco Di Ludovico. Design and Retrofit of RC Constructions, University Federico II, Naples, Italy, lecture notes

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 1

Natalija ALTANOVSKA[1], Irina PETKOVSKA[2]

PROTECTION TUNNEL GALLERY ON ACCESS ROAD ZLETOVO - KNEZEVO DAM

SUMMARY

At the access road Zletovo- Knezevo Dam modern engineering-geological processes are developed such as: sliding of soil masses and rock falls. Rock falls are one of the major threats especially road traffic. Faced with such threats several protection measures, active and passive, constructed as permanent or temporary structures are employed. Constrcution of protection tunnel gallery is choosed to be constructed as permanent solution. The protection tunnel galery is analyzed in order to whistand high enegry impacts from the boulders falling on it.

Keywords: protection tunnel galery, reinforced concrete structures, rock falls

Наталија АЛТАНОВСКА[1], Ирина ПЕТКОВСКА[2]

ЗАШТИТНА ГАЛЕРИЈА НА ПРИСТАПНИОТ ПАТ ЗЛЕТОВО – БРАНА КНЕЖЕВО

РЕЗИМЕ

На пристапниот патЗлетово – Брана Кнежево развиени се современи инженерско-геолошки процеси и тоа: процеси на свлекување во почвата и процеси на одрони на карпестата маса. Одронувањето на карпест материјал претставува една од основните закани, особено во однос на патниот сообраќај до браната. Сооченни со овие опасности, се користат повеќе заштитни мерки, активни или пасивни, градени како перманентни или времени конструкции. Како трајно решение е избрано да се гради заштитна галерија. Заштитната галерија е конструирана и анализирана на начин да ја прими големата енергија на ударот од карпестата маса која паѓа врз неа.

Клучни зборови:заштитна галерија, армирано-бетонски конструкции, карпести одрони

[1]BSc,Geing Krebs und Kiefer ltd, Skopje, Republic of Macedonia,altanovska.n@geing.com.mk
[2]BSc,Geing Krebs und Kiefer ltd,Skopje, Republic of Macedonia,petkovska.i@geing.com.mk

1. ВОВЕД

Меѓу специфичните опасности присутни во планинските предели, одронувањето на карпест материјал претставува една од основните закани, особено во однос на патниот сообраќај. Оваа опасност може да се јави во многу различни форми, големини, како и различни начини на случување.

Појавата на одрони се карактеризира со многу ниска повторливост на настанот, ненајденост на нивното настанување, заедно со висока брзина на движење на материјалот. Ова резултира во големи движења на почвата или карпестата маса надолу низ падината и оштетувања на локалната инфраструктура, во случајов пристапниот пат Злетово – брана Кнежево. Соочени со овие опасности, се користат повеќе заштитни мерки, активни или пасивни, градени како перманентни или времени конструкции. Помеѓу овие конструкции најзначајно место завземаат заштитните галерии.

Галериите се проектираат како армирано-бетонски конструкции кои обезбедуваат високо ниво на заштитаод одрони. Покрај високите трошоци за изградба најчесто овој тип на заштитни конструкции е единственото ефикасно остварливо решение, посебно во регионите каде сообраќајниците се лоцирани блиску до брдскиот масив подложен на овие појави. Заштитните галерии се конструираат и анализираат да ја примат големата енергија на ударот од карпестата маса која паѓа врз нив. Над покривната плоча се поставува слој од матерјал (песок) со кој се амортизира ударот на карпите кои паѓаат. На тој начин ефективно се дисипира енергијата на ударот, со што се редуцира ударот врз плочата и останатите елементи на заштитната галерија.

Слика 1.Локација предвидена за изведба на галеријата

2. ОПИС НА ТЕХНИЧКОТО РЕШЕНИЕ

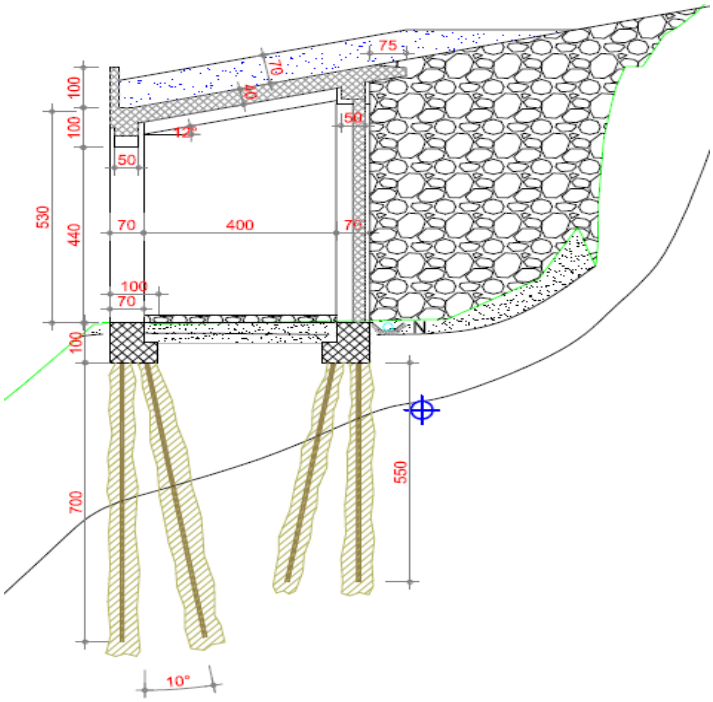
Заштитата од карпестите одрони на предметната делница,со цел да се обезбедат безбедни услови на сообраќај, предвидено е да се изврши со изведба на армирано бетонска конструкција – галерија.Конструкцијата е долга 48.0 m и широка 4.0 m. Наклонот на галерија во надолжен правец е 12 °, а најмалата висина е 4,5 m.

Галеријата претставува рамковска конструкција, составена од столбови, греди и плочи. Фундирањето е предвидено да се изведе со армирано бетонски микро колови со максимален дијаметар од Ø20 cm и висина h=5.5 m од страна на карпите и h=7.0 m од страна на реката. Постојат два вида на микро колови, вертикални и коси, распоредени меѓусебно растојание од 1m. Над микроколовите е предвидена врзна греда со димензии 100/100cm. Столбовите се со димензии 70/70cm, поставени на меѓусебно растојание од 6.0 m. Висината на столбовите од страна на карпите h=5.4 m и h=6.4 m од страна на реката. Од страната на карпите меѓу столбовите е предвидено армирано бетонско платно со дебелина од 25,0 cm, а пак од страна на реката тие се отворени. Во подолжен и попречен правец столбовите се поврзани со греди со димензии 50/70 cm.Над гредите е поставена плоча со дебелина од 40 cm,а над плочата се

поставува песок со дебелина на слој од 70 cm кој има улога да го амортизира ударот од одронетиот карпест материјал врз галеријата.

Со цел да се заштити вертикалното а.б. платно од директни удари на одронати капрести блокови и да се намали силата на ударот во просторот помеѓу галеријата и косината предвидено да се изведе насип. Овој насип би се извел од кршен камен со дијаметар на зрното помеѓу 50-100 mm. Над насипот се поставува неткаен геотекстил кој има функција на сепаратор.

За да се спречат одроните од насипот на патот предвидена е изведба на крилни ѕидови на почетокот и крајот на галеријата. Крилните ѕидови се дилатирани од галеријата и истите се плитко фундирани со кота на фундирање од 1,1 m.



Слика 2. Карактеристичен попречен пресек на заштитната галерија

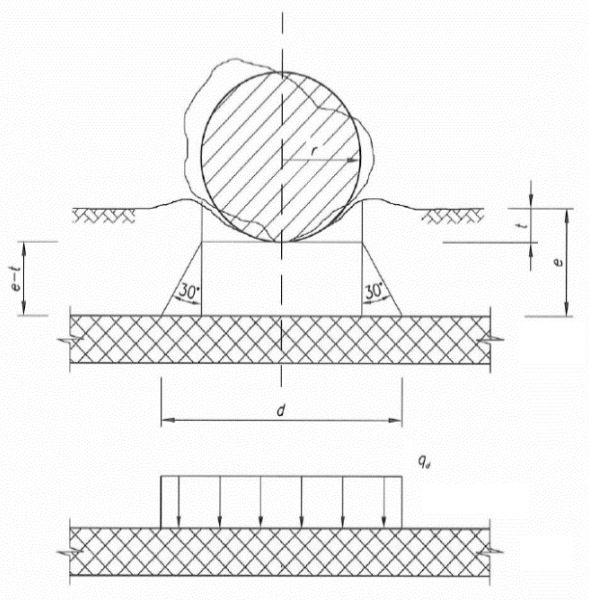
3. ОПИС НА ИЗВРШЕНАТА АНАЛИЗА НА КОНСТРУКЦИЈАТА

3.1. Анализа на товари

За потребите на статичко-динамичката анализа на заштитната галерија, направена е анализа на товарите, кои се аплицирани како влијанија врз конструкцијата. При тоа анализата на постојаните товари ги опфаќа товарите од сопствена тежина на конструктивните елементи кои се земени автоматски во софтверот. Исто така во групата на постојаните товари влегуваат и активниот земјен притисок кој делува од страната на армирано бетонското платно, пресметан соодветно со податоците кои се дадени во геомеханичкиот елаборат γ=21,0 kN/m3 и φ=30°, слој од насипан материјал на плочата и слој од ситен одрон. Слојот од насипан материјал е предвиден да биде песок со дебелина од 70,0 cm со максимално зрно од 8 mm и модул на стисливост од Mv=15.000 MPa.

Корисниот товар кој е земен во пресметките е всушност товарот од удар на карпа пресметан според Швајцарските прописи ASTRA 12 006 за ваков тип на објект. Максималната сила добиена според прописите со која е анализирана галеријата е 1650 kN концентрирана сила која е аплицирана на конструкцијата како рамномерно распределен товар. Таа сила е добиена од карпа со дијаметар од 1,0 m која паѓа со слободен пад од висина 20,0 m.

Слика 3. Шема на карпести одрони



Слика 4. Шема за слој од песок со длабинска пресметка

Формулите кои се користат во пресметките за товар од ударот на карпите се следните:

$$A_d = C \cdot F_k$$

$$F_k = 2.8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan \varphi_k \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{2} \right)^2$$

Каде што:

Ad еквивалентен статички товар[kN]

C коефициент на дуктилност [-]

Fk товар од удар [kN]

e дебелина на амортизиран слој [m]

rрадиус на еквивалентна сфера [m]

ME,k модул на стисливост на покривниот слој [kN/m2]

φk агол на внатрешно триење на покривниот слој[°]

mk маса на репрезентативната (пресметковна)откината карпа [t]

vk репрезентативна (пресметковна)брзина [m/s]

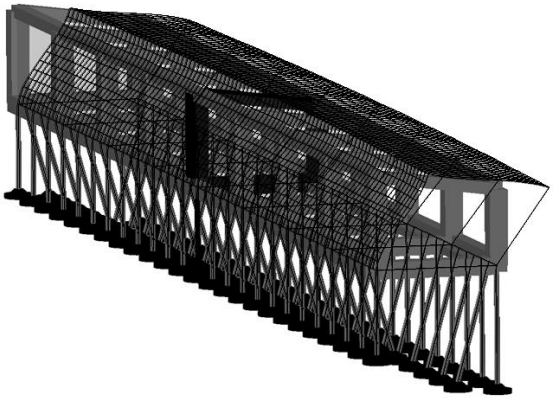
3.2. Пресметка во Tower 6.0

Статичката и динамичката анализа на конструкцијата е извршена во софтверскиот пакет Radimpex TOWER 6, со помош на тродимензионална анализа на системот, преку метод на конечни елементи. Анализата е направена на тродимензионален модел изработен согласно конструктивното решение на објектот. На моделот се нанесени сите предвидени товари, со предвидените меродавни комбинации за димензионирање на конструктивните елементи.

Динамичките карактеристики на конструкцијата се пресметани во истиот просторен модел. Со анализата со тонови форми земени се во предвид 12 периоди на осцилирање и добиен е обликот на тоновите форми. Изводот од добиените динамичките карактеристики е даден во пресметковниот извештај и тие се во рамките на очекуваните. Периодата на основниот тон на конструкцијата изнесува Ti=0,21 sec која активира 70,97% од вкупната динамичка маса, , но масата од микроколовите не е вклучена во пресметката, бидејќи истите се анализирани како вклештени во динамичката пресметка.

Сеизмичното дејство е преставено преку проектен спектар на забрзувања и извршена е линеарна спектрална анализа. Со комбинирањето на влијанието од сите тонови форми добиени се сеизмички сили од 879,77 kN во у правец и 67,80 kN во х правец.

Добиените статички големини се во граници на очекуваните. Димензионирањето е извршено исто така во софтверскиот програм Radimpex TOWER 6 согласно актуелните прописи за димензионирање на армирано бетонски конструкции ПБАБ87.



Слика 5. 3D модел на деформиран облик на тунел галерија

Анализата на крилните ѕидови е направена во софтерскиот пакет GEO 5, при што е проверена нивната стабилност на превртување и лизгање,како и на дозволената носивост на тлото.

4. СЛИКИ ОД ИЗВЕДБАТА НА ЗАШТИТНАТА ГАЛЕРИЈА

Слика 6. Изведба на микро колови, поставување на арматура за врзна греда

Слика 7.Оплата за столбови

Слика 8.Оплатирање на платно

Слика 9.Оплатирање на столбови

Слика 10. Завршна фаза на изведба на галеријата

5. ЗАКЛУЧОК

Во планинските земји како Македонија, карпестите одроните се една од најчестите природни непогоди во денешно време. Ризикот ододроните вообичаено се намалува со објекти како што се галериите кои ги заштитуваат патиштата и железниците. Тие обезбедуваат заштита против големата енергија на ударот од карпестата маса која паѓа врз нив, и во споредба со други мерки за заштита, галериите претставуваат соодветно решение со мало одржување дури и за почести одрони кои резултираат со мала енергија на ударот.Исто така галериите го ограничуваат ризикот од несигурноста во проценка на движењето на големите камења, бидејќи тие се изградени директно над патот што треба да се заштити. За воспоставување на рационални критериуми за прифаќање на ризикотна проектирање на вакви конструкции, потребно е да се направи реална проценка на товарот.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Елаборат за геотехнички истражувања работи и лабораториски испитувања на локацијата предвидена за изградба на галерија на пристапен пат Злетово-брана Кнежево(км 14+000.00)

[2] Главен проект за изведба на галерија за пристапен пат Злетово-брана Кнежево на км 14+000

[3] Швајцарски прописи ASTRA 12 0006

[4] Технички норми (ПБАБ’87) за армирано бетонски конструкции

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 2

Roberta APOSTOLSKA[1]

NATIONAL IMPLEMENTATION OF THE EUROCODES – ACTIVITIES SUPPORTED BY ENLARGEMENT AND INTEGRATION ACTION OF THE JOINT RESEARCH CENTRE OF THE EUROPEAN COMMISSION

SUMMARY

Presented in the paper are selected activities carried out for the adoption and implementation of the Eurocodes in non-EU countries in the Balkan region within the context of the Enlargement and Integration Action of the Joint Research Centre of the European Commission. The main objectives of the activities were: (1) to focus on the progress and specific needs for adoption and implementation of the Eurocodes and related EN standards in the Balkan region; (2) to assess progress, difficulties and needs for the definition of the Nationally Determined Parameters (NDPs) and National Annexes (NAs) and to boost regional collaboration for cross-border harmonization of NDPs.

Keywords: Eurocodes, National Annexes, Nationally Determined Parameters, recommended values

Роберта АПОСТОЛСКА[1]

НАЦИОНАЛНА ИМПЛЕМЕНТАЦИЈА НА ЕВРОКОДОВИТЕ – АКТИВНОСТИ ПОДРЖАНИ ОД АКЦИЈАТА ЗА ПРОШИРУВАЊЕ И ИНТЕГРАЦИЈА НА ЗАЕДНИЧКИОТ ИСТРАЖУВАЧКИ ЦЕНТАР НА ЕВРОПСКАТА КОМИСИЈА

РЕЗИМЕ

Во трудот се презентирани селектирани активности реализирани за усвојување и примена на Еврокодовите во земјите од Балканскиот регион кои не се членки на Европската Унија. Активностите се реализирани во рамките на Акцијата за проширување и интеграција на Заедничкиот Истражувачки Центар на Европската Комисија. Главните цели на активностите беа: (1) фокусирање на напредокот и специфичните потреби за усвојување и примена на Еврокодовите и соодветните EN стандарди на Балканот; (2) оценка на прогресот, проблемите и потребите во процесот на определување на Национално дефинираните параметри (NDPs) и Националните Анекси (NAs) и поттикнување на регионална соработка за хармонизација на (NDPs) во пограничните зони.

Клучни зборови: Еврокодови, Национални Анкеси, Национално дефинирани параметри

[1]Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Ss. Cyril and Methodius",Skopje, Republic of Macedonia, beti@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Standardization will play an important part in supporting the European Union's strategy for smart, sustainable and inclusive growth (Communication from the Commission, 2010). The EN Eurocodes are a set of European standards which provide common rules for the design of construction works, to check their mechanical resistance and stability against live and extreme loads such as earthquakes and fire.

Within the national framework for implementation of the Eurocodes each country must define Nationally Determined Parameters (NDPs) to be applied in their territory. These parameters are left open for national choice and should cover country differences in geographical, geological and climatic conditions, different design and construction practices, as well as, different safety level requirements. NDPs are required for national implementation of the Eurocodes.

The considerable interest in the implementation and adoption of the Eurocodes in the EU Member States, as well as in non-EU countries in the Balkan region is based on the opportunity to have an advanced common standardization environment, which is adaptable to the particular requirements of each country with regard to geographical, geological and climatic conditions, allowing to select specific levels of safety.

In the paper selected activities are presented, which are focused on the progress and specific needs for adoption and implementation of the Eurocodes and related EN standards in the Balkan region and to assess progress, difficulties and needs for the definition of the Nationally Determined Parameters (NDPs) and National Annexes (NAs) and to boost regional collaboration for cross-border harmonization of NDPs.

2. BUILDING CAPACITIES FOR ADOPTION OF THE EUROCODES IN THE BALKAN REGION

Organization of two workshops with representatives of the Balkan countries was carried out in order to provide scientific and technical contribution in the context of the JRC support work to DG GROW for the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes, and to support Accession and Candidate Countries within the framework of the JRC Enlargement and Integration Action.The third one is anticipated in October, 2015 and main focus will be on elaboration of the maps for climatic and seismic actions.

2.1. Identification of target countries and relevant national stakeholders

In line with the EU enlargement and neighbourhood policy the following non-EU countries in the Balkan region were identified: Albania, Bosnia and Herzegovina, Republic of Macedonia, Montenegro, Serbia and Turkey, as well as Moldova, which belongs to the European neighbouring countries of Eastern Europe[2].

In each of the non-EU countries in the Balkan region several different groups of national stakeholders were identified:

- National authorities and policy decision makers (Ministries of Construction, Ministries of infrastructure, etc.)
- National Standardization Bodies (NSBs)
- Professional users of standards (Design and construction companies, Industry organizations, National Economic Chambers, Chambers of professionals involved in design and engineering, etc.
- Institutions that will stream the determination of NDPs and the application and training on the Eurocodes (Universities, research institutions, Academies of Sciences, etc.)
- Chairmen of TC250 Mirroring Committees and members of the working groups for all Eurocodes except EN 1994 and EN 1999.

[2]Kosovo participated as observer and will be fully included as target country in future activities in 2015 as part of the JRC E&I Action.

2.2 Workshop on the adoption of the Eurocodes in the Balkan region

The first Workshop on the Adoption of the Eurocodes in the Balkan region was held on 5-6 December 2013 in Milan and at the Joint Research Centre of the European Commission (JRC), Ispra, Italy(http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/), (Apostolska et al., 2013).It was organized by DG JRC and supported by the JRC Enlargement and Integration Action. The workshop was focused on the progress and specific needs for adoption and implementation of the Eurocodes and related EN standards in the Balkan region. Thirty seven representatives of the National Authorities, National Standardization Bodies, Academia and Chambers of Engineers from non-EU countries in the Balkan region participatedas well as seven invited experts from CEN/TC250, CEN&CENELEC Management Centre, DG ELARG and EU Member States and seven staff of the JRC (ELSA Unit). The total number of participants was 51.The activities carried out within the workshop served the following objectives: (1) to assess the level of commitment and the progress of adopting the Eurocodes; (2) to assess the level of harmonization of national policy/legislation with EU regulatory frameworks; (3) to assess the progress of definition of Nationally Determined Parameters (NDPs); (4) to define the strategies for training and elaboration of guidelines and training materials; (5) to facilitate exchange of views, knowledge and information between EU experts and representatives of non-EU countries in the Balkan region; (6) to facilitate regional cooperation in preparing NAs and harmonization of NDPs.

Mapping of the current situation in the adoption and implementation of the Eurocodes in the Balkan region was carried out by means of a questionnaire, which was sent to the relevant national stakeholders. Generalized data requirements of the questionnaire were organized in four groups: (1) National regulatory framework; (2) NDPs, National Annexes and harmonization; (3) Education and training and (4) Additional comments. Selected outcomes gathered from the questionnaires are presented below.

The Eurocodes are going to be used as primary standards in most of the non-EU countries in the Balkan region (Fig. 1). Turkey expressed its willingness for using as primary standards those parts of the Eurocodes for which there are no existing contemporary national standards. The process of adoption of the Eurocodes related harmonized standards have been completed in Bosnia and Herzegovina, Croatia[3], Montenegro and Serbia (Fig. 1). The process is in an advanced phase in Albania and Moldova,and at the beginning in Republic of Macedonia. No data was provided for Turkey.

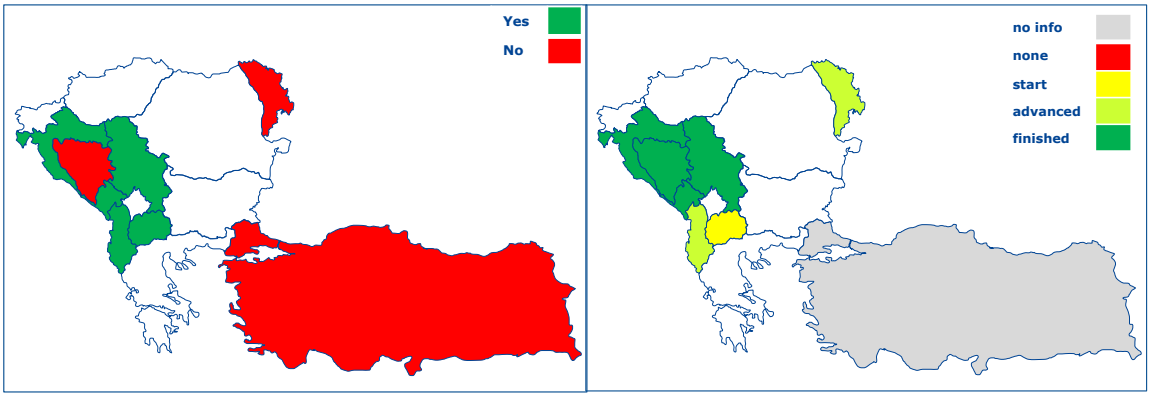


Figure 1.Countries in which Eurocodes will be used as primary standards (left) and progress of adoption of the Eurocodes related harmonized EN standards (right)

Concerning education and training, the data provided in the questionnaires show that the Eurocodes are comprehensively included in the first study cycle (Bachelor level) of Universities in Bosnia and Herzegovina (BiH). In Albania and Moldova the Eurocodes are not included at all. Montenegro, Serbia and Turkey show some progress (in average four of ten Eurocodes are included) and in Republic of Macedonia only EN1990 is included.At the second cycle studies (Master level) the situation is more promising. Since most of the countries are in seismic prone areas, it is interesting to observe inclusion of EN 1998 in the education of young engineers which is presented in Figure 2.

[3] Croatia became a Member State since July 1, 2013.

Training material (booklets, leaflets, guidelines, etc.) in national languages is available in Croatia, Republic of Macedonia, Montenegro (except EN 1994 and EN 1999) and Serbia. Implementation of the EN Eurocodes meets difficulties due to the lack of material available in each national language. It is also important to emphasise the lack of a common strategic approach at national level.

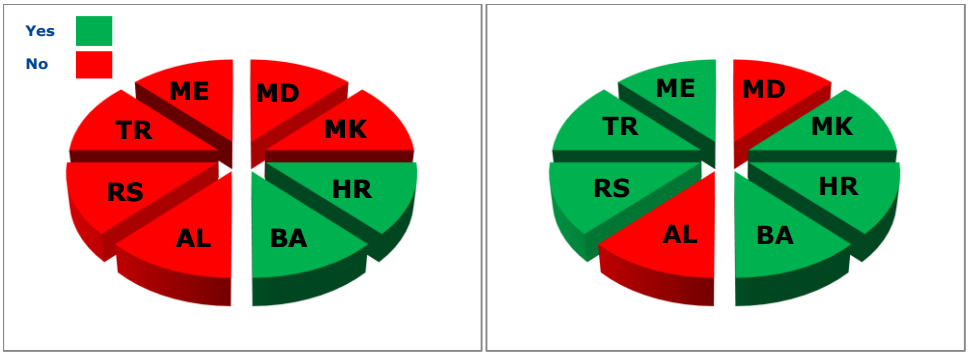


Figure 2. Presence of the EN 1998 in the education (left –first level and right – second level)

It should be pointed out that the above presented results refer to the data from 2013. Since assessment of the progress, difficulties and needs for the definition of the National Determined Parameters (NDPs) and National Annexes was one of the main objectives of the second workshop, the relevant data regarding this topic are presented in the next chapter.

2.3. Workshop on building capacities for elaboration of NDPs and NAs of the Eurocodes in the Balkan region

The workshop "Building capacities for elaboration of NDPs and NAs in the Balkan region" was focused on further adoption and implementation of the Eurocodes in non-EU countries in the Balkan region. In particular, it served to assess recent progress, difficulties and needs for the definition of the NDPs and NAs since the first workshop held in 2013, and to boost regional collaboration for cross-border harmonization of NDPs,(http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/), (Apostolska et al., 2014).The Workshop was held on November 4 and 5, 2014 in Skopje, and in total 38 participants from non-EU countries in the Balkan region attended it (Fig. 3).Lectures delivered by invited experts from CEN/CENELEC, EU Member States and the European Commission and leading experts from SHARE FP7 and NATO projects contributed toward transfer of knowledge in the field of elaboration of NDPs and NAs.

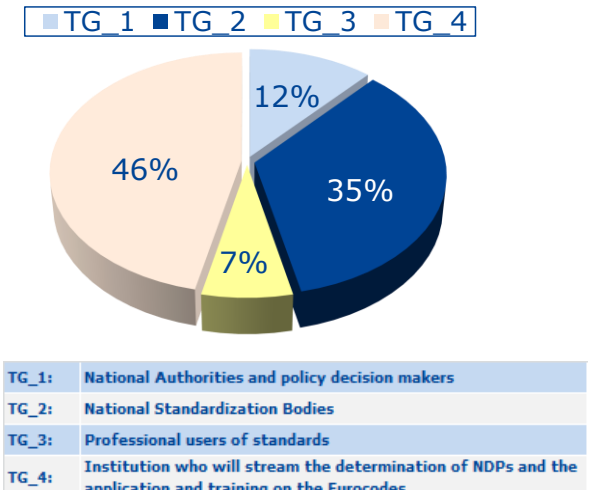


Figure 3. Groups of participants [%]

The assessment of the recent progress, difficulties and needs for the definition of the NDPs and NAs since the first workshop was carried out by means of a questionnaire, which was compiled and sent to the members of each country delegation. The questions in the questionnaire were organized in four groups: (1) The EN part translation in National language; (2) Definition of NDPs for this EN part; (3)

The EN part published as National standard and (4) Additional comments that are not covered in the questionnaire. Selected results are presented further in the paper.

Monitoring the progress of translation since the last workshop reveals that the process is in a very advanced phase in Albania (more than 60% translated), with an envisaged date for translation of EN1994, EN1997 and EN1999 in 2016. Turkey made good progress with more than 20% of EN parts translated; this process was just initiated in Bosnia and Herzegovina (Fig. 4).

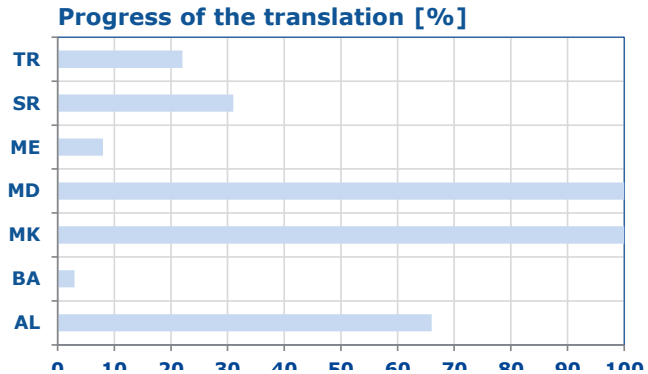


Figure 4. Progress of overall translation of the Eurocodes

Another conclusion drawn from the previous workshop (Apostolska et al., 2013) showed that the process of elaboration of NDPs and NAswas in an initial phase in the majority of non-EU countries in the Balkan region.In Bosnia and Herzegovina, Moldova, Turkey and Albania (except EN 1998), the process had not yet started (Fig. 5).

	Progress of definition of NDPs									
	EN1990	EN1991	EN1992	EN1993	EN1994	EN1995	EN1996	EN1997	EN1998	EN1999
AL	none	none	none	none	none	none	none	none	start	none
BA	none	none	none	none	none	none	none	none	none	none
MK[1]	✓	start	start	start	start	start	advance	start	start	start
MD	none	none	none	none	none	none	none	none	none	none
ME	✓	advance	none	none	none	none	none	none	advance	none
RS	✓	advance	start	✓	✓	start	start	start	advance	advance
TR	none	none	none	none	none	none	none	none	none	none

Figure 5. Progress of definition of the NDPs (data refers to the first workshop, December, 2013)

Significant progress of definition of NDPs could be observed based on compiled questionnaires and country report presentations delivered at the second workshop in Skopje. Most non-EU countries in the Balkan region (except Bosnia and Herzegovina and Turkey) started with the definition of NDPs. Albania and Serbia are the most advanced with around 60% of NDPs already defined. Republic ofMacedonia reported that 71% of NAs are in the phase of public enquiry. The average percentage of acceptance of the recommended values for NDPs already defined is more than 80% (Fig. 6). This percentage is in line with the average of 74.5% acceptance calculated for the EU Member States and based on uploaded 56.3% of NDPs in the JRC Eurocodes NDPs database (data refers to Sep. 4, 2014).

Concerning NDPs which are in the phase of elaboration, Moldova reported progress of definition of NDPs of about 17% among which recommended values are accepted for more than 40%. Serbia is slightly advanced with 28% of NPDs in the process of definition (for those who aren't defined yet) and more than 90% of acceptance of the recommended values. Bosnia and Herzegovina just started with the definition of the EN1990 NDPs (around 10%). Albania reported some progress in the definition of NDPs for the EN1998-2 and EN 1998-5 (around 50%). Republic of Macedonia reported 90% of acceptance of the recommended values for the NDPs which are still in the process of definition.

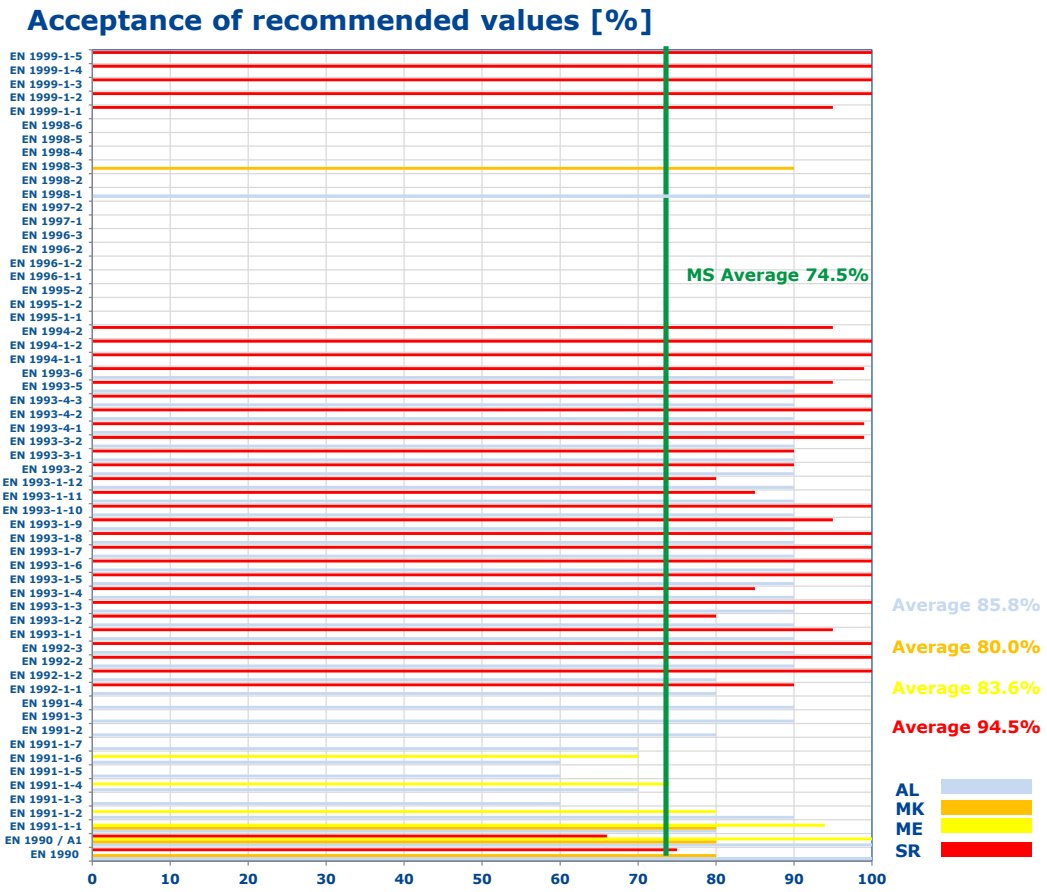


Figure 6. Acceptance of recommended values

Publishing of EN parts as National standards has been completed in Bosnia and Herzegovina, Moldova and Turkey. The process is in an advanced stage in Albania and Serbia (more than 60% published). 2017 is reported as the deadline for finishing the process in all countries (Fig. 7).

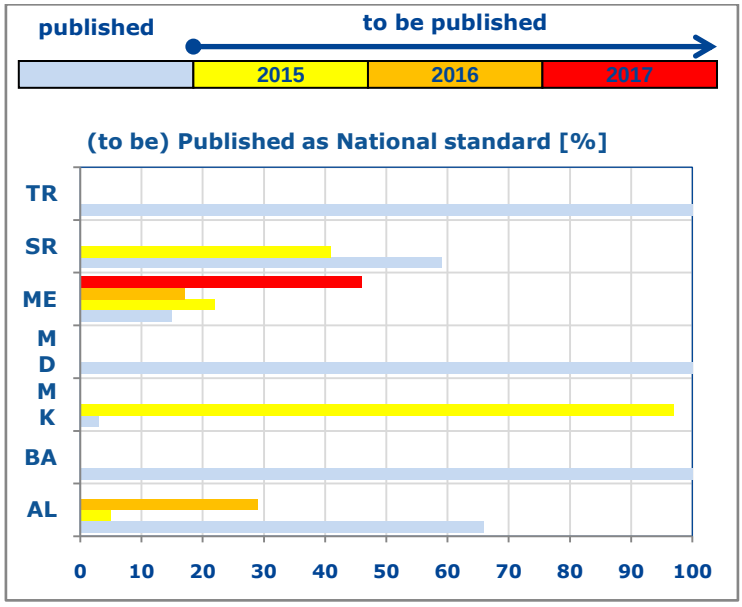


Figure 7. Publishing of the EN parts as National standards

3. STATE OF PROGRESS AND VIEWS ON THE WAY AHEAD

The state of the progress the adoption and implementation of the Eurocodes in non-EU countries in the Balkan region can be summarized as follows:

- Most countries are planning to use the Eurocodes as primary standards. They are aware about the need for harmonization of their national legislation and standardization framework for construction with EU legislation. However, in most of the countries there is a lack of relevant institutional support for adoption and implementation of the Eurocodes.
- There is good progress on Eurocodes translations, since the first workshop. Republic of Macedonia and Moldova completed translation and the process is in very advanced phase in Albania (more than 60% translated).
- Eurocodes are included in higher education; more extensively in the second cycle (Master courses). In general, training courses are not offered by professional associations (except in Montenegro) and there is a lack of comprehensive training material. Croatia could serve as a regional example of "good practice" concerning the organization of training programs and involvement of all relevant stakeholders in the process. The financing at National level for the elaboration of guidelines for application of EN Eurocodes and design aids is insufficient.
- Publishing of EN parts as National standards is finished in Bosnia and Herzegovina, Moldova and Turkey. The process is in advanced stage in Albania and Serbia (more than 60% published). 2017 is reported as a dead line for finishing the process in all countries.
- Most of the non-EU countries in the Balkan region (except Turkey) started with the definition of NDPs. Albania and Serbia are the most advanced with around 60% of NDPs already defined. The percentage of acceptance of the recommended values (for already defined NDPs) is more than 80%. However, in most of the countries there is a lack of relevant institutional support for this process.
- There is a need for creating a regional platform to boost regional collaboration for cross-border convergence of NDPs, in particular for harmonization of seismic hazards, snow, wind and thermal maps.

The views on the way ahead are listed below:

- Most countries consider that the roadmap for implementation of the Eurocodes should include a period of co-existence followed by withdrawal of National Standards and recognition of Eurocodes as norms in the legislative documents.
- Most countries suggested that regional cooperation should be promoted for developing the NDPs and NAs, by setting up itinerant regional conferences/meetings/seminars/workshops/training hosted by each of the countries in the Balkan region. Organization of a third workshop is anticipated in the near future.
- Concerning the importance of political support in the process of adoption of the Eurocodes, it is recommended to take steps to further increase the awareness of governmental institutions. As a first step, concerned participants may send the conclusions presented herein to the National Authorities.
- It is recommended to intensify the communication between those parties in charge of elaborating the NAs and the National Authorities who are responsible for enforcement of standards and regulations.
- Based on best practice in the EU MS and acknowledging the limited availability of resources, it is recommended that countries should rely on existing experience at national level, on comparative numerical studies and on the JRC Eurocodes NDPs database for the elaboration of the NAs. For example, collecting and sharing design examples or studies comparing former JUS standards and the Eurocodes would be helpful for the development of NPDs and NAs in the countries with technical traditions related to JUS standards.

- It is proposed to launch a pilot project for the elaboration of climatic and seismic actions maps in one of the countries in the region using the existing financial instruments of the European Commission open to Candidate or Potential Candidate Countries, and to apply this "know-how" model to the remaining countries.
- It is proposed to organize regional workshops & training courses (mostly level 3 – focused on comprehensively described design examples) in order to further facilitate the implementation of the Eurocodes.

4. ACKNOWLEDGEMENT

The activities presented in the paper were carried out within the Enlargement and Integration Action of the JRC during secondment of Roberta Apostolska as National Expert at the European Laboratory for Structural Assessment, DG JRC European Commission, Ispra (VA), Italy in the period from June 16, 2013 to December 15, 2014.

REFERENCES

[1] Apostolska R, Taucer F, Dimova S, Pinto A (2013) "Adoption of the Eurocodes in the Balkan Region", JRC Scientific and Technical Report EUR 26458 EN, European Union 2013

[2] Apostolska R, Taucer F, Dimova S, Pinto A (2014) "Building capacities for elaboration of NDPs and NAs of the Eurocodes in the Balkan Region", JRC Scientific and Technical Report EUR 26949 EN, European Union 2013

[3] European Commission (2010) "EUROPE 2020 - A strategy for smart, sustainable and inclusive growth", Communication from the Commission, COM (2010) 2020, Brussels 3.3.2010

[4] http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/. Accessed 14 April 2015

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

ST - 3

Zlatko BOGDANOVSKI[1], Zlatko SRBINOSKI[2]

GEODETIC DEFORMATION MEASUREMENTS ONINDUSTRIAL CONSTRUCTIONS

SUMMARY

The need for geodetic deformation measurements for determining deformations of structures placed in industrial capacities is a challenge for each geodetic expert.The specificity of performing this type of measurements is related with special performing conditions and on the need to ensure high accuracy in determining the deformations of structures.

With this paper, the members of the Department of advanced geodesy from Faculty of civil engineering from Skopje want to show the universality of geodetic deformation measurements and its concrete application in determination process of deformations on the mill stand. The mill stand is industrial plant with particular relevance to the production capacity of Makstil AD -Skopje.

Keywords: mill stand, industrial constructions, deformations, geodetic measurements

Златко БОГДАНОВСКИ[1], Златко СРБИНОСКИ[2]

ГЕОДЕТСКИ ДЕФОРМАЦИСКИ МЕРЕЊА НА ИНДУСТРИСКИ КОНСТРУКЦИИ

РЕЗИМЕ

Потребата од геодетските деформациски мерења за определување деформации на конструкции сместени во индустриски капацитети е голем предизвик за секое геодетско стручно лице.Самата специфичност во изведувањето на ваков тип мерења е поврзана со посебните услови за изведување на истите, како и од потребата за обезбедување висока точност во определувањето на деформациите од конструкциите.

Со овој труд, членовите на Катедрата за виша геодезија при Градежниот факултет во Скопје, сакаат да ја покажат универзалноста на геодетските деформациски мерења и конкретната примена во определувањето на деформации на валачкиот стан кој претставува индустриска постројка со посебно значење за производствените капацитети на „Макстил” АД - Скопје.

Клучни зборови: валачки стан,индустриски конструкции, деформации, геодетски мерења

[1]Assist. Prof.PhD, Faculty of Civil Engineering, University“Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia,bogdanovski@gf.ukim.edu.mk
[2]Prof.PhD, Faculty of Civil Engineering, University“Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia,srbinoski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Сериозноста во потребата за примена на геодетските деформациски мерења се истакнува со учеството на геодетските техники и технологии во процесот на определување деформации на конструкции кои се наоѓаат во индустриски капацитети. Самата специфичност на овие мерења е поврзана со посебните услови во кои се изведуваат истите, како и со потребатаза добивање резултати со висока точност врз основа на тие мерења.

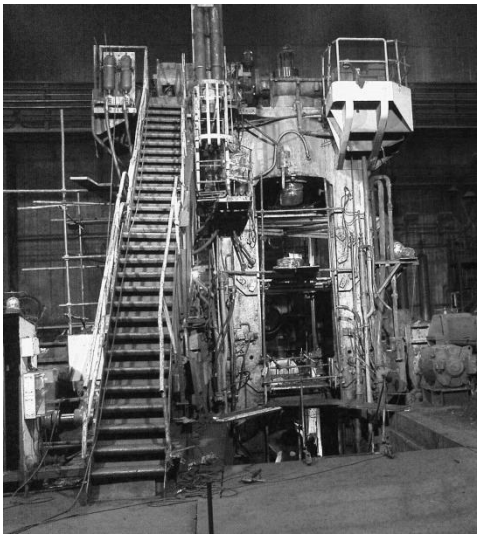
Пред авторите на овој труд беше поставена задача за определување на промената од теориските димензии на индустриската конструкција (постројка) - *Валачки стан* поставена во погонотна „Макстил”АД - Скопје, дефинирање на големината на таа промена и определување на поправките за корекција на самата конструкција во однос на теориските димензии.

За подобро да се разбере суштината од спроведените геодетски мерења врз оваа конструкција, изнесени се основните карактеристики на самата постројка, како и начинот на спроведените деформациски мерења.

2. ГЕОДЕТСКИ МЕРЕЊА НА ВАЛАЧКИОТ СТАН

Валачкиот стан претставува најзначајна постројка во индустрискиот комплекс - топла валавница на „Макстил”АД - Скопје, кој се користи при изработка на дебели лимови. Димензиите на објектот се 10 x 5 x 6 метри.

Од особено значење за производниот процес е доведувањето на самата индустриска конструкција во позиција на нејзината проектирана положба, што подразбира вертикалност на носачите на валачкиот стан и хоризонталност на подножните плочи кои се наоѓаат на нејзиното дно.

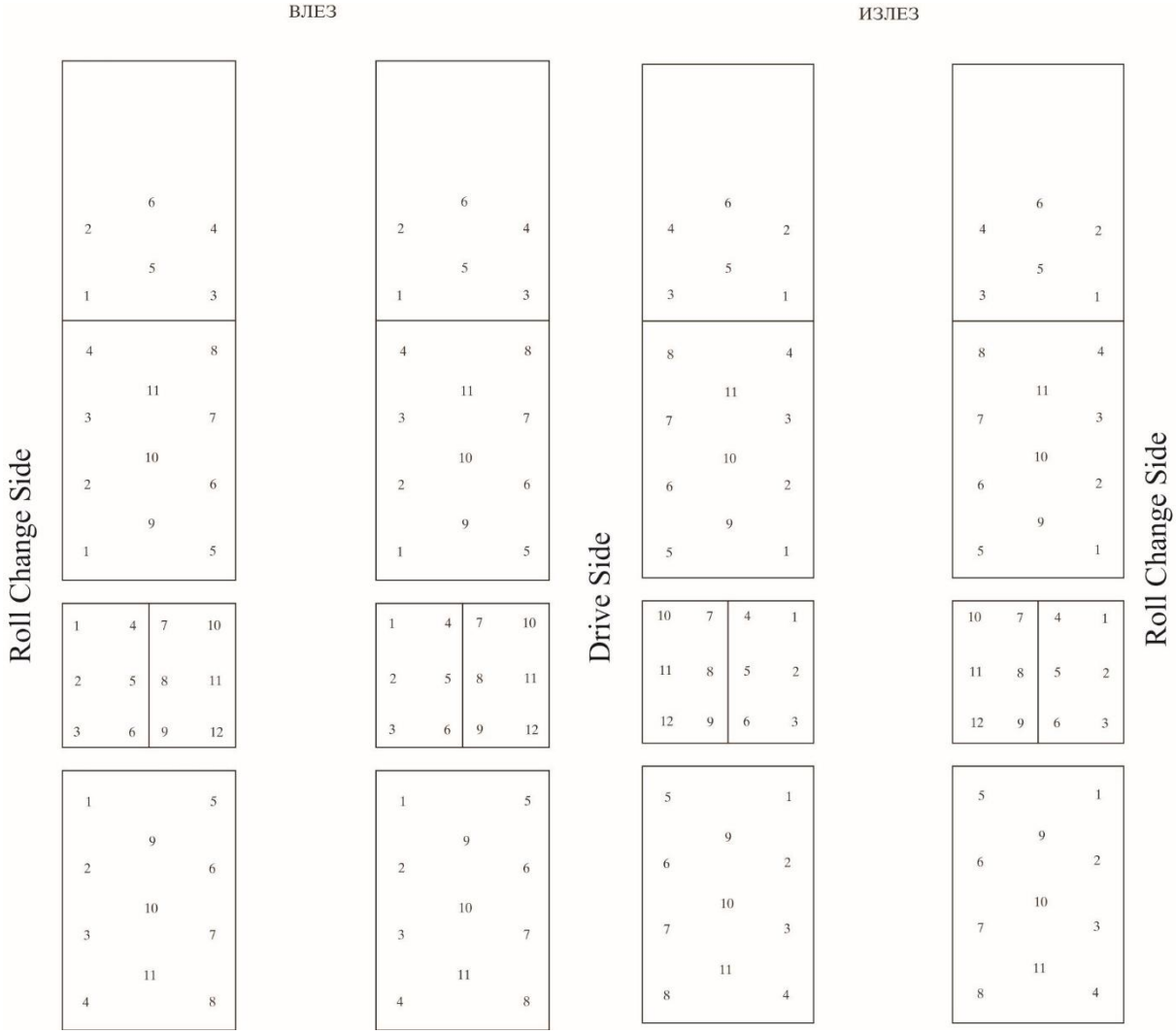


Слика 1.Валачкиот стан во топла валавница „Макстил”АД - Скопје

Спроведените геодетски мерења во периодот 4-8.01.2010 г.при средна температура од 1˚ Сги опфатија следните активности:

- Дефинирање вертикалност на конструкцијата преку вертикалност на носачите и работните плочи на валачкиот стан во транспортниот правец на материјалот;
- Дефинирање вертикалност на конструкцијата во правец *RollChangeSide-DriveSide*;
- Дефинирање паралелност на носачите на валачкиот стан;
- Дефинирање на хоризонталноста на подножните плочи и шините во валачкиот стан;
- Дефинирање на хоризонталностана редукторот лоциран на врвот на валачкиот стан.

Пред почетокот со изведувањето на мерењата за секоја претходно спомената позиција, беше извршено соодветно дискретизирање на конструкцијата со определен број и распоред на мерни точки. Во продолжение е прикажан распоредот на точките врз работните плочи поставени на носачите од конструкцијата кои се користеа за дефинирање на вертикалноста на самите носачипо транспортниот правец на материјалот.



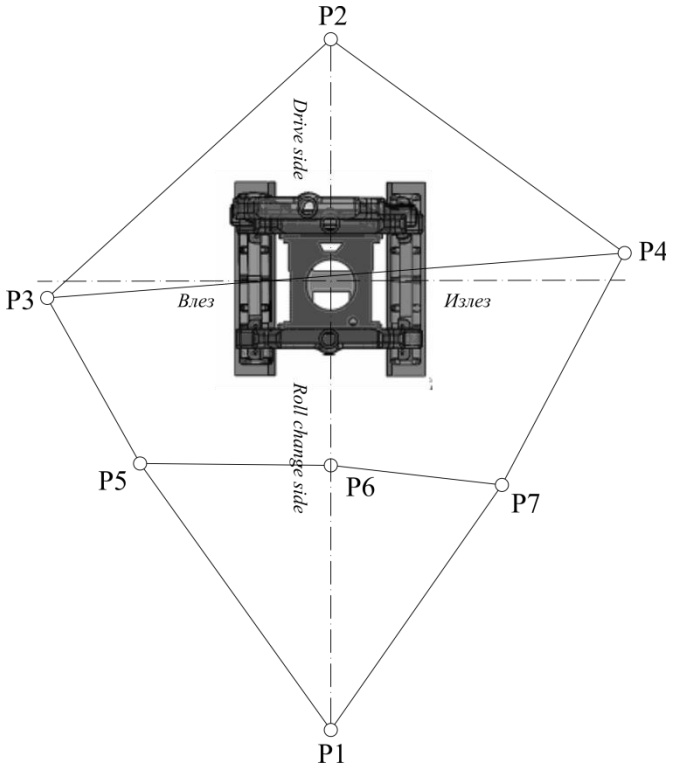
Слика 2.Распоред на мерните точки на влезниот и излезниот дел во валачкиот стан

3. ГЕОДЕТСКА МРЕЖА И ИНСТРУМЕНТИ ЗА ИЗВЕДУВАЊЕ НА ДЕФОРМАЦИСКИТЕ МЕРЕЊА

За квалитетно и прецизно определување на деформациските големини при употреба на геодетските деформациски мерења, од големо значење е квалитетот и точноста на геодетската основа преку која се определуваат тие големини.

Сооглед на специфичноста за изведување на геодетските мерења во индустриски погони, при проектирањето на геодетската мрежасе јавуваат дополнителниуслови кои треба да се задоволат во однос на проектирањето на таков тип мрежи кои служат за деформациски мерења на објекти и конструкции во нормални надворешни услови. Тука пред сéсе мисли на осветлувањето на самата конструкција и оптовареноста на просторот со голем број физички препреки кои ја оневозможуваат оптичката видливост во рамки на мрежата која всушност е повеќе од неопходна.

Врз основа на претходно изнесените карактеристики и можности кои се присутни во затворени индустриски капацитети како што е и случајот со валачкиот стан, проектирањето на мрежата беше во корелација со поставените задачи за испитување на вертикалноста на конструкцијата.



Слика 3. Распоред на геодетската мрежа за деформациските мерења на валачкиот стан

Во делот за определување на хоризонталноста на определени површини од конструкцијата се искористи реперот во непосредна близина на валачкиот стан кој претставува дел од нивелманската мрежа во погонот.

Кога станува збор за прецизни мерења какви што се и геодетските деформациски мерења, повеќе од значајно е употребата на соодветна мерна технологија со која ќе се изведуваат самите мерења. Под поимот соодветна се подразбира поврзаноста на декларираната точност на инструментите и нивната способност да се користат во специјалните услови присутни во индустриските капацитети.

Точноста на користената геодетската мерна технологија во определувањето на деформациите на валачкиот стан кореспондира со претходно споменатите карактеристики. За определување на вертикалноста на носачите беше користена високо прецизна тотална станица *TrimbleS6 - 1”*со декларирана аголна точност од ± *1”*и точност за мерење должини ± *1mm + 1PPM*.Исто така, за определување на хоризонталноста на определени површини од конструкцијата беше користен дигиталниот прецизен нивелир *TrimbleDiNi* со прецизност од ± *0,1mm*.

Слика 4.Тотална станица *TrimbleS6*

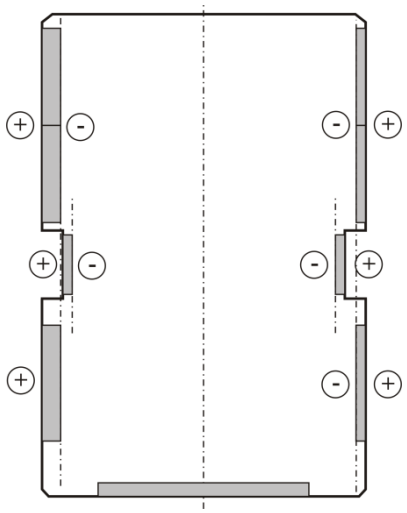
Слика 5.Дигитален нивелир *TrimbleDiNi*

4. РЕЗУЛТАТИ ОД ГЕОДЕТСКИТЕ ДЕФОРМАЦИСКИМЕРЕЊА НА ВАЛАЧКИОТ СТАН

Во насока на претходно поставените цели, изведените активности, како испроведените пресметки и анализи, резултатите од геодетските деформациски мерења на валачкиот стан беа во согласност со очекувањата за деформации на конструкцијата во однос на проектираната состојба.

Резултатите од спроведените геодетски деформациски мерења упатуваа кон посеопфатна анализа заради природата на конструкцијата и определувањето на големини со кои треба да се изврши корекција на деформираната кон теориски проектираната состојба.Токму од таа гледна точказа ваков тип мерења потребна е контрола и потврдување на резултатиод независен тип мерења. Пример за ова е меѓусебното потврдуавање на резултатите од невертикалност на носачите и нехоризонталноста на редукторот при врвот на конструкцијата.

Кога станува збор за конкретните резултати на челната вертикалност (*RollChangeSide - DriveSide*), треба да се потенцира дека оваа состојба е определена врз основа на мерења по 40 мерни точки поставени на работните плочи на влезната (*Ingoing*) и излезната(*Outgoing*) страна на валачкиот стан. Од мерењата на овие точки определени се средните вертикални рамнини за секоја од плочите, а потоа се анализирани отстапувањата на тие рамнини од оската на конструкцијата. Позитивен предзнак имаат деформациите на точките од надворешните страни на вертикалните рамнини, а негативен предзнак имаат деформациите на точките кои се наоѓаат помеѓу вертикалните рамнини и оската на конструкцијата.



Слика 6. Предзнак на деформациитеод челната вертикалност

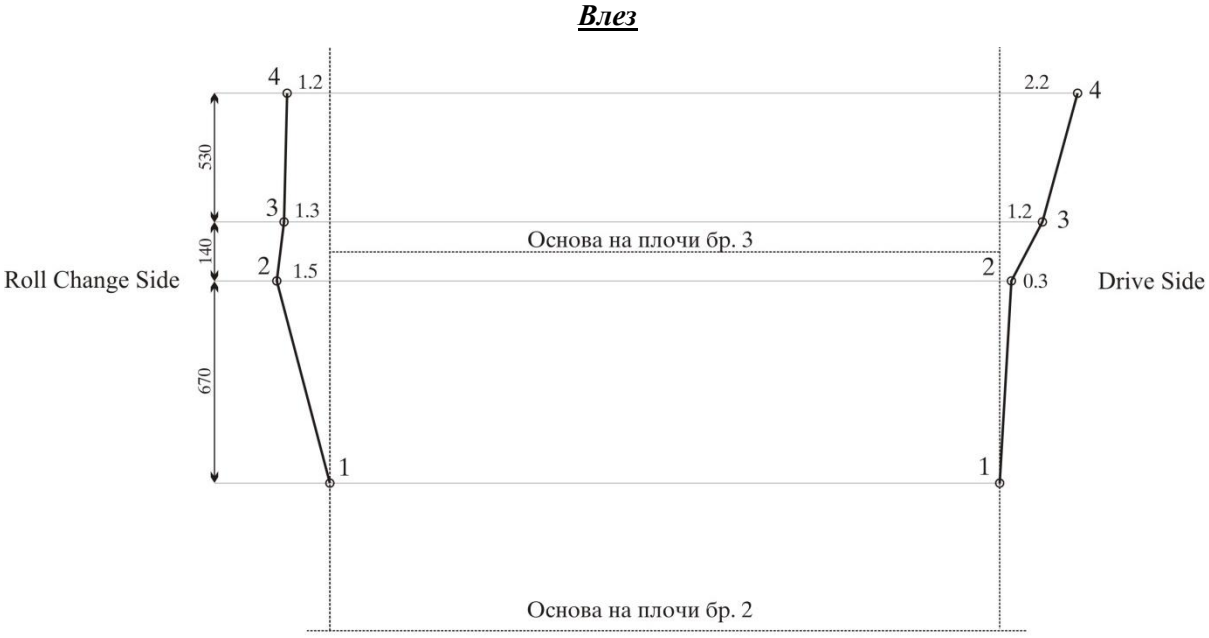
Резултатите покажуваа дека отстапувањата од вертикалата во точките кои се наоѓаа на влезната (*Ingoing*) страна на конструкцијата се движеа во дијапазонот од **-1.1 mm**до+**1.0 mm**, додека отстапувањата од вертикалата во точките кои се наоѓаа на излезната (*Outgoing*) страна се движеа во дијапазонот од **-1.9 mm**до+**2.6 mm**.

Интересни се резултатите добиени од испитувањето на страничната меѓусебна паралелност на носачите на конструкцијата кои укажуваа на релативно добра паралелност со максимално отстапување дефинирано врз основа на средните вертикали кое изнесуваше**0.5 mm**.

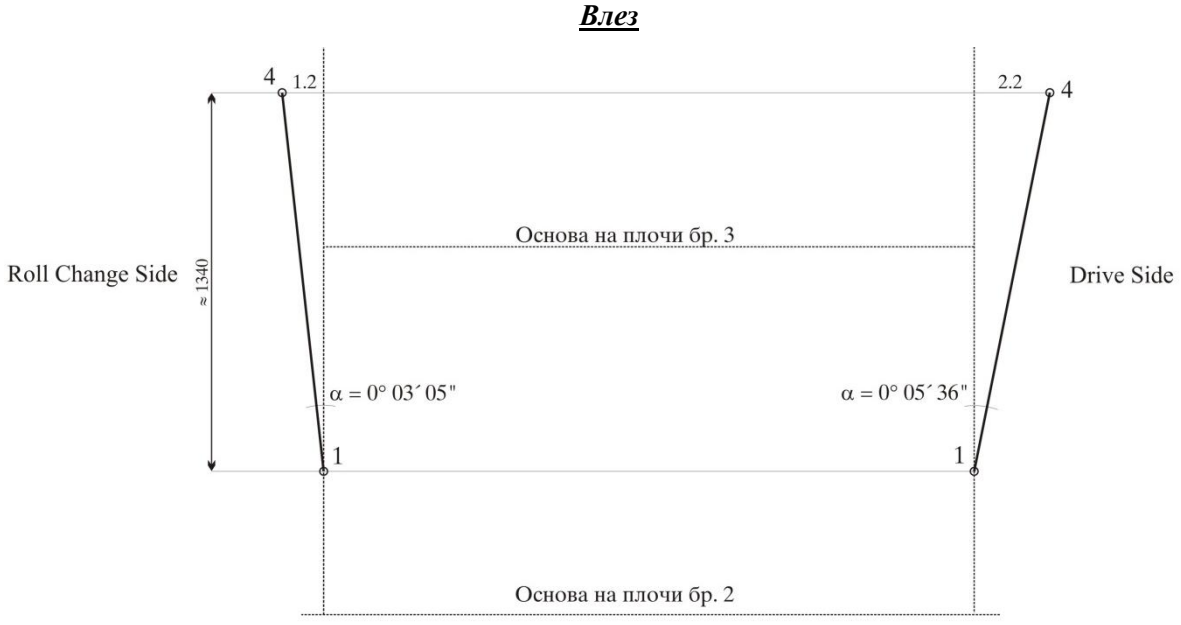
Конкретните резултати од геодетските деформациски мерења за определување на страничната вертикалност на конструкцијата (Влез-Излезна материјалот) беше определена врз основа на мерења во по 8 точки поставени на страните од работните плочи на *RollChangeSide*и*DriveSide*.Треба да се нагласи дека изборот на точките беше по сугестија на стручни лица од „Макстил”, а евентуалните неправилности во изработката на плочите (различни ширини и локални нерамнини), како и евентуалната непаралелност на работните

плочи со носачите од конструкцијата - директно влијаат врз определувањето на отстапувањето од вертикалата.

Интересно е да се истакне дека отстапувањата од вертикалата на точките од *DriveSide* беа со тенденција во правец кон моторот при што средното аголно отстапување од вертикалата на влезниот и излезниот носач изнесуваше**0° 06' 01"**, што одговара на линеарно отстапување од **1.8 mm/m**.Што се однесува на отстапувањата на точките од *RollChangeSide* треба да се истакне дека тие беа помали и во рамки на точноста на изработка на самите плочи.



Слика 7.Странична вертикалност на носачите во мерните точки- позиција *Влез*

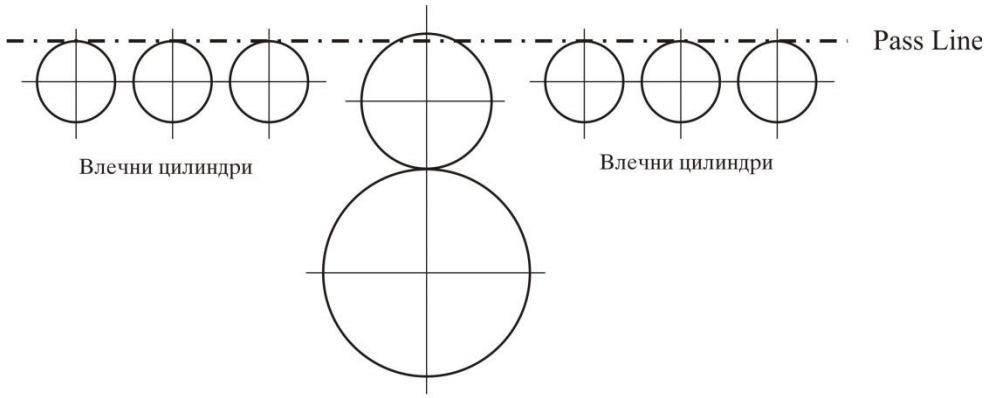


Слика 8.Аголни вредности на отстапувањата од вертикалата(странична вертикалност) - позиција *Влез*

Понатамошните анализи на резултатите беа поврзани со спороведените нивелмански мерења за определување на хоризонталноста на одредени површини во рамки на конструкцијата.

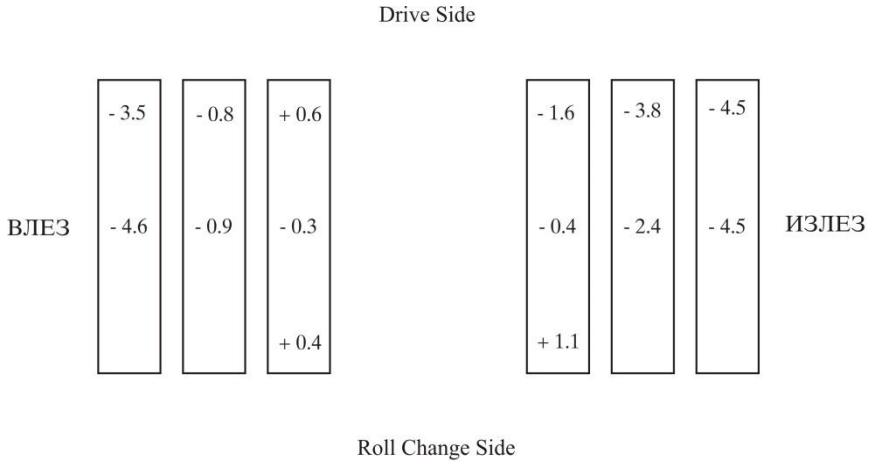
Напочетокот се изврши определување на т.н *Pass Line* - основна линија во однос на која се дефинираат останатите хоризонтални рамнини. Материјализацијата на оваа линија се остваруваше по препорака на инвеститорот како тангентна линија на влечните цилиндри.

Со оглед на фактот дека во поголема мерка овие цилиндри беа во денивелирачка состојба, *Pass Line* - основната линија беше дефинирана со висинско осреднување на првите внатрешни влечни цилиндри.



Слика 9.Дефинирање на основната хоризонтална линија - *Pass Line*

Врз основа на така дефинираната основна хоризонтална линија се определија отстапувањата на поединечните тангенти од влечните цилиндри во однос на неа. При што најголеми отстапувања на влечните цилиндри се јавија на најдалечните цилиндри (во однос на оската од објектот) и истите изнесуваа **-4.5 mm**.

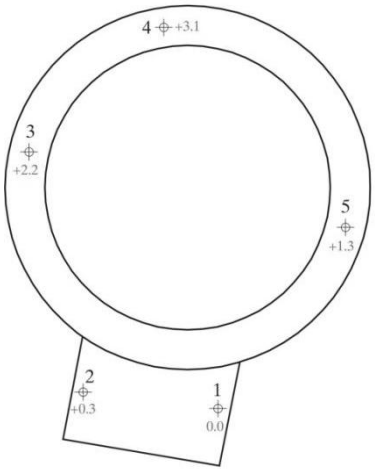


Слика 10.Отстапувања во однос на *Pass Line* регистрирани на мерните точки од влечните цилиндри

Определени беа и отстапувањата на хоризонталноста на подножните плочи. Средната висинска разлика помеѓу плочите од*Roll Change Side* и *Drive Side*изнесуваше**1.7 mm**со што се покажа денивелираност на површината од *Drive Side* во однос на *Roll Change Side.*

Последна од предвидените задачи беше определување на хоризонталноста на редукторот поставен на горниот дел од валачкиот стан во делот на *DriveSide.*Од добиените резултати на спроведените нивелмански мерења се констатира дека максималната денивелација е во правецот *RollChangeSide - DriveSide.* За подобар приказ отстапувањата се прикажани во однос на крајната точка гледано кон страната*Roll Change Side*, обележана со број 1.

Drive Side



Roll Change Side

Слика 11. Отстапувањарегистрирани на мерните точки од редукторот вооднос на точка 1

Оваа денивелација изнесуваше **3.1 mm,** што ако се земе во предвид растојанието помеѓу мерните точки, одговара на релативна денивелација од **1.9 mm/m**. Овој резултат во потполност кореспондира со резултатите од испитувањето на страничната вертикалност на носачите од конструкцијата на валачкиот стан.

5. ЗАКЛУЧОК

Големо е значењето на геодетските техники и технологии во определување деформации за конструкции во индустриски капацитети. Може слободно да се каже дека геодетските деформациски мерења на индустриски конструкции имаат водечка улога во следење на работниот век на ваков тип конструкции,како и во добивање информации за состојбата и кондицијата на истите. Самата важност на индустриските конструкциидоведува до потреба од постојана контрола на теориски поставените конструктивни каркатеристики и определување на евентуалните промените на нив.Освен нивната посебност од аспект на специфичните услови во кои се изведуваат производствените активности и потребата од постојана активност на производствениот процес, овие објекти се вбројуваат во групата конструкции „зависни" од геодетски деформациски мерења. Според тоа,неизбежна е употребата на геодетските деформациски мерења во определување промени на конструктивните елементи во однос на теориски поставените услови за оптимална функционалност на индустистриските постројки а со тоа и на индустриските капацитети воопшто.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Begović, A. (1990). Inženjerska geodezija, Naučna knjiga, Beograd

[2] Begović, A. (1990). Inženjerska geodezija 2, Naučna knjiga, Beograd

[3] Вучков, С. (2004). Инженерска геодезија, Градежен факултет, Скопје

[4] Jankuloski, B., Mitrovski, A., Srbinoski, Z. (2011). MAKSTIL mill standmisalignment restoring project, International virtual journal for science, technics and innovations for the industry „MTM"

[5] Macarol, S. (1980). Praktičnageodezija, Tehničkaknjiga, Zagreb

[6] Србиноски, З., Богдановски, З. (2010). Елаборат за геодетските мерења на валачкиот стан во „Макстил" АД - Скопје (бр.1 - бр. 5), Градежен факултет Скопје

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 4

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu

Plamen LECHEV CHOBANOV[1]

SOFTWARE APPLICATION FOR BDS AND EUROCODE IN PROGRAMMING SYSTEM PC PROEKTANT

SUMMARY

Presentation of results from examples solved by BDS and Eurocode with programming system PC Proektant. Comparative analysis of quantitative and qualitative parameters of the models considered. Critical analysis and trending conclusions from calculations performed and results obtained.

Keywords: software, design, construction, Eurocode

Пламен ЛЕЧЕВ ЧОБАНОВ[1]

СОФТВЕРСКА АПЛИКАЦИЈА НА BDS И ЕВРОКОДОВИТЕ ПРИ ПРОГРАМИРАЊЕ СО СИСТЕМОТ PC PROEKTANT

РЕЗИМЕ

Во трудот ќе бидат презентирани резултати според BDS и Еврокодовите добиени со програмирање во системот PC Proektant. Направена е компаративна анализа на квантитативни и квалитативни параметри на разгледуваните модели. На крајот претставена е критичка анализа и заклучоци од направените пресметките и добиените резултати.

Клучни зборови: софтвер, дизајн, конструкција, Еврокодови

[1] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Structural Engineering, UACEG, Bulgaria, Chobanov_FCE@uacg.bg

1. INTRODUCTION

Introducing EuroCODE in our country bring too much difficulties for the Civil Engineers. This is because of the fact that such knowledge in responsible area such as constructions is accumulated throughout the whole career of the designers. Introducing EuroCODE largely reduce to zero the knowledge and practice acquired over the years.

The idea of this paper is to try to help at least partially in that direction. It is analyzed a real building with irregular shape with two storeys in the city of Varna. Here are analyzed also two elements of the structure of the building, along axis X - K5 and axis Y - K11 under different seismic conditions (BDS, EuroCODE - 2D, 3D) using programming system **PC Proektant**.

It is also made a comparison in design values for vertical loads required for the calculations of storey concrete flat slabs.

Finally, conclusions are drown from the analysis of this small but real example.

2. DETERMINATION OF THE LOADS

2.1. Schemes of slabs

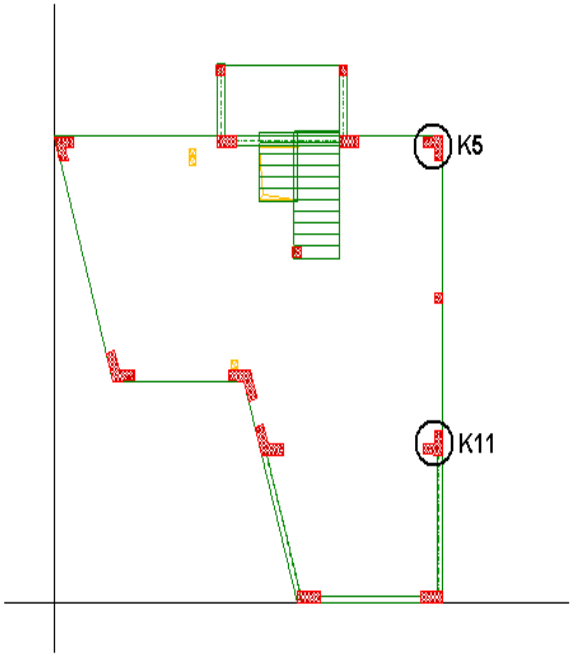


Figure 1. Storey

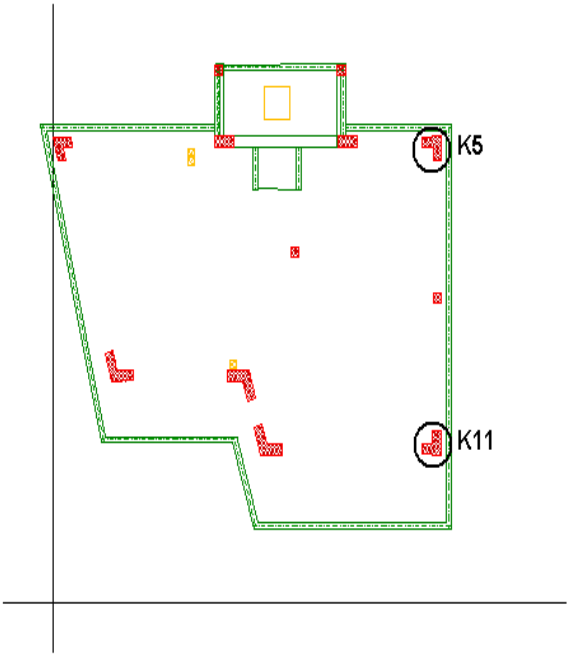


Figure 2. Roof

2.2. Determination of the loads according to BDS

Storey:

	d, [m]	P, [kg/m^3]	q, [kN/m^2]	A, [m^2]	$Q_к$, [kN]	k	Q_D, [kN]
Reinforced concrete slab	0.18	25	4.5	103	463.5	1.15	533.03
Concrete screed	0.04	22	0.88	103	90.64	1.20	108.77
Plaster	0.02	18	0.36	103	37.08	1.20	44.50
∑			5.74		**591.22**		**686.29**

Roof:

	d, [m]	P, [kg/m^3]	q, [kN/m^2]	A, [m^2]	Q_K, [kN]	k	Q_D, [kN]
Reinforced concrete slab	0.18	25	4.5	113	508.5	1.15	584.78
Concrete screed	0.08	20	1.6	113	180.8	1.20	216.96
Thermal insulation	0.06	0.5	0.03	113	3.39	1.20	4.07
Reinforced concrete screed	0.04	22	0.88	113	99.44	1.20	119.33
Waterproofing	0.01	14	0.14	113	15.82	1.20	18.98
Plaster	0.02	18	0.36	113	40.68	1.20	48.82
∑			7.51		**848.63**		**992.93**

Columns:

	B, [m]	L, [m]	H, [m]	n, [бр.]	Q_K, [kN]	k	Q_D, [kN]
25/25	0.25	0.25	2.80	4	17.50	1.15	20.13
25/50	0.25	0.50	2.80	14	122.50	1.15	140.87
∑					**140.0**		**161.00**

Masonry bricks:

	d, [m]	H, [m]	L, [m]	n, [бр.]	Q_K, [kN]	k	Q_D, [kN]
12 + 2 plaster	0.16	2.64	21	1	124.18	1.2	149.02
25 + 2 plaster	0.29	2.64	31	1	332.28	1.2	398.73
∑					**456.46**		**547.75**

Characteristic value of full load for permanent action

$Q_K^{1st\ floor}$ = 591.22 + 140.00 + 456.46 = 1187.68 kN

Q_K^{roof} = 848.63 kN

Design value of full load for permanent action

$Q_D^{1st\ floor}$ = 686.29 + 161.00 + 547.75 = 1395.04 kN

Q_D^{roof} = 992.93 kN

Characteristic and Design values for SLS:

	A, [m^2]	q, [kN/m^2]	Q_k, [kN]	k	Q_D, [kN]
Floors	103	1.50	154.50	1.3	200.85
Stairs + balconies	6	3.00	18.00	1.3	23.40
∑			172.50		224.25
roof (snow)	113	0.56	63.28	1.4	88.59

Characteristic values of loads for slabs – [kN]

	Q_k^G, [kN]	Q_k^P, [kN]	ψ	$Q_{ў}$, [kN]
1st floor	1187.68	172.50	1	**1360.18**
roof	848.63	63.28	1	**911.91**

Design values of loads for slabs – [kN/m^2]

	Q_D^G, [kN]	Q_D^P, [kN]	ψ	Q_Σ, [kN]	Q_k, [kN/m^2]
1st floor	1395.04	224.25	1	1619.29	**14.9**
roof	992.93	88.59	1	1081.52	**9.6**

2.3. Determination of the loads according to EUROCODE

Storey:

	d, [m]	P, [kg/m^3]	q, [kN/m^2]	A, [m^2]	Q_k, [kN]
Reinforced concrete slab	0.18	25	4.5	103	463.5
Concrete screed	0.04	22	0.88	103	90.64
Plaster	0.02	18	0.36	103	37.08
∑			5.74		**591.22**

Roof:

	d, [m]	P, [kg/m^3]	q, [kN/m^2]	A, [m^2]	V_k, [kN]
Reinforced concrete slab	0.18	25	4.5	113	508.5
Concrete screed	0.08	20	1.6	113	180.8
Thermal insulation	0.06	0.5	0.03	113	3.39
Reinforced concrete screed	0.04	22	0.88	113	99.44
Waterproofing	0.01	14	0.14	113	15.82
Plaster	0.02	18	0.36	113	40.68
∑			7.51		**848.63**

Columns:

	B, [m]	L, [m]	H^{floor}, [m]	n, [бр.]	V_k, [kN]
25/25	0.25	0.25	2.80	4	17.50
25/50	0.25	0.50	2.80	14	122.50
∑					**140.0**

Masonry bricks

	d, [m]	H, [m]	L, [m]	n, [бр.]	Q_k, [kN]
12 + 2 Plaster	0.16	2.64	21	1	159.67
25 + 2 Plaster	0.29	2.64	31	1	427.20
∑					**586.87**

Characteristic value of full load for permanent action

$Q_k^{1st\ floor}$= 591.22 + 140.00 + 586.87 = 1318.09 kN

Q_k^{roof} = 848.63 kN

Characteristic and Design values for SLS:

	Category	A, [m^2]	q, [kN/m^2]	Q_k, [kN]
floors	A	103	2.00	206.00
stairs + balconies	A	6	3.00	18.00
∑				224.00
roof (snow)	H	113	0.75	84.75

Characteristic values of loads for slabs – [kN]

	Q_k^G, [kN]	Q_k^P, [kN]	ψ	Q_Σ, [kN]
Етаж 1	1318.09	224.00	0.15	**1351.69**
покрив	848.63	84.75	0.30	**874.06**

Design values of loads for slabs – [kN]

	Постоянен товар		Полезен товар		
	q_d, [kN/m^2]	γ_f	q_d, [kN/m^2]	γ_f	q_d, [kN/m^2]
1^{st} floor	11.44	1.35	2.00	1.5	**18.4**
roof	7.82	1.35	0.56	1.5	**11.4**

3. COMPARATION OF THE OBTAINED RESULTS

3.1. Comparison of vertical loads

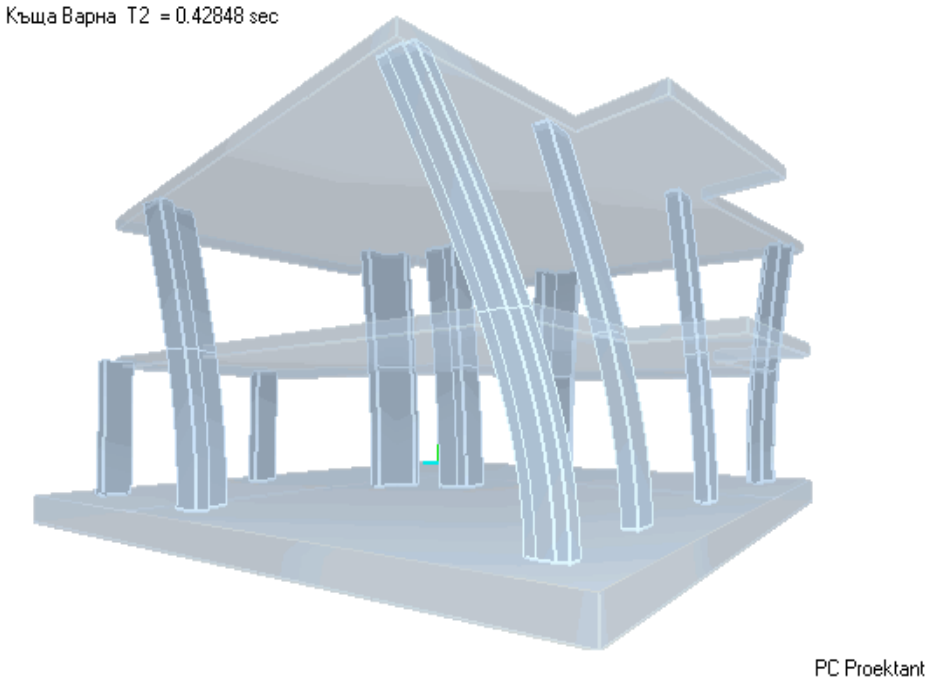
Comparison of equivalent design values of distributed vertical loads - [kN / m2]

	1^{st} floor	roof
BDS	14.9	9.6
EuroCODE	18.4	11.4
Increase of values	23 %	18 %
Average increase of values	**~20 %**	

Of course we should keep in mind that this result is dependent on the specific conditions - the floor plan of the building, geometry of the floors and the location of the building. In this sense, it provides an orientation for a possible trend. Due to the limited volume of this article they are not analyzed internal forces and reinforcement of the floor slabs.

3.2. Comparison of seismic storey forces

The geometry of the storeys shown above and the resulting mass according to standards of BDS and EuroCODE are entered in the program software PC Proektant. It is used the following types of seismic models: BDS - 2D, EuroCODE - 2D, EuroCODE - 2D - Vrancea, EuroCODE - 3D. The idea is to give an answer whether we have to work with 3D models for seismic loads applied to irregular buildings when using the standard of EuroCODE



Comparison of seismic storey forces, periods in 2D.

	Storey force X, [kN]	Storey Y, [kN]	Period, [s]
	БДС		
1st floor	96.9	68.2	0.430
roof	40.1	29.2	0.683
	EuroCODE – 2D		
1st floor	**264**	208	0.398
roof	**129**	105	0.636
	EuroCODE – 2D – Vrancea		
1st floor	220	**220**	0.398
roof	107	**111**	0.636

The rough compare shows that storey seismic forces in 2D models are about 2.5 to 3 times greater than storey seismic force at irregular building. This would lead to a similar degree of increase of the resultant internal forces - a fact that would lead to a drastic increase of reinforcement.

3.3. Comparison by elements:

Comparison of column K5 located on axis X

		M_{ED}, [kNm]	N_{ED}, [N]	nNφ	A, [cm^2]	Δ, [%]
BDS	1st floor	53	90	2N14	3.08	
	roof	25	40	2N14	3.08	
EuroCODE – 2D	1st floor	164	90	3N20	9.42	306
	roof	76	40	3N14	4.62	150
EuroCODE – 2D – Vrancea	1st floor	136	90	3N18	7.63	248
	roof	63	40	3N14	4.62	150
EuroCODE – 3D	1st floor	94	90	3N16	6.60	**214**
	roof	47	40	2N14	3.00	**97**

Comparison of column K11 located on axis Y

		M_{ED}, [kNm]	N_{ED}, [N]	nNφ	A, [cm^2]	Δ, [%]
BDS	1st floor	94	90	3N14	3.90	
	roof	39	40	2N14	2.30	
EuroCODE – 2D	1st floor	310	90	4N20	13.20	338
	roof	128	40	3N16	5.4	235
EuroCODE – 2D – Vrancea	1st floor	328	90	4N20	13.9	356
	roof	133	40	3N16	5.5	239
EuroCODE – 3D	1st floor	136	90	3N18	4.3	**110**
	roof	63	40	3N14	2.3	**100**

According to both analyzed elements located on axis X - K5 and axis Y - K11 the same feature is observed. Most close and economical result for the considered structure compared to model BDS - 2D is obtained by the use of seismic model EuroCODE - 3D.

4. CONCLUSIONS

The vertical loads are higher by about ~ 20%, which results in proportional increase of the reinforcement obtained by dimensioning. According to the case with irregular building, the 3D seismic analysis model used in EuroCODE is not only obligatory, but gives relatively economical solution.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk

ST - 5

Violeta GJORGJEVSKA[1], Aleksandar RADEVSKI[2],

BREWERY - INDUSTRIAL BUILDING WITH CLEAR ARCHITECTURE IN URBAN ENVIRONMENT

SUMMARY

With help of modern development of industrial facilities enabling them to get out of the industrial zones and to be available to the customers. Need of such architecture, in which will be presented the way of the finished product to the visitors, contributes to the development of tourism and parallel continues the long tradition of producing beer. The main idea of this paper is to highlight, explore and adapt these production facilities, breweries as a part of the new urban reality. The product of this research is energy efficient architectural spatial model in which architectural space and environment, production process and visitors will be in constant dynamic interactive relationship creating new urban typological morphological realities.

Keywords: sustainable industrial development, beer, texture, greenery, recreation

Виолета ЃОРЃЕВСКА[1], Александар РАДЕВСКИ[2]

ПИВАРА - ИНДУСТРИСКИ ОБЈЕКТ СО ЈАСНА АРХИТЕКТУРА ВО УРБАНА СРЕДИНА

РЕЗИМЕ

Со помош на современиот начин на развој на индустриските објекти се овозможува истите да излезат од индустриските зони и да бидат достапни на корисниците. Потребата од токму ваква архитектура, во која ќе биде презентиран патот до финалниот продукт на посетителите, допринесува и за развојот на туризмот и паралелно ја продолжува традицијата на производство на пиво. Основната идеја на овој труд е да ги истакне, истражи и прилагоди ваквите производни објекти, пиварници, како дел од новата урбана реалност. Продуктот на ова истражување е енергетски ефикасен архитектонски просторен модел во кој архитектонскиот простор и околината, производниот процес и посетителите ќе бидат во константен, динамички, интерактивен однос создавајќи нови урбани типолошко морфолошки реалности.

Клучни зборови: самоодржлив индустриски развој, пиво, текстура, зеленило, рекреација

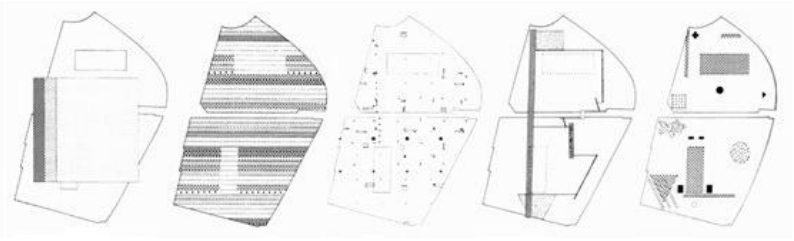
[1] MArch, Phd student, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, violeta.gorgevska@yahoo.com
[2] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, aradevski@gmail.com

1. ВОВЕД

Во светот на урбанизмот, архитектурата и пејзажот, новата парадигма е нов начин на правење работи кои имаат голем удел во местата за живеење. Новата парадигма влече корени од идејата за промена на парадигмата во науката, во која технологијата или новите пронајдоци комплетно го менуваат начинот на кој луѓето размислуваат или комуницираат. Во дизајн дисциплината, идејата е иста: сосема нов начин на гледање на животниот простор и неговото менување. Тоа е епохална трансформација која почнува од дното. Се развива постепено во чекори: квалитетот на живот, своеволна пракса и стратегија за опстанок. Пејзажот е синтетичката идеја на контекстот, истовремено и природно и културно и еколошко и општествено. Ако територијата веќе не е потребна да ја опише реалноста, да ги интерпретира условите во населбата, пејзажот и понатаму останува! Истовремено, територијата е како физички простор и околината е како животен простор. Пејзажот ги става овие две категории заедно и низ проекти со постојани измени ни кажува приказна за општеството и времето [1].

Според Војислав Дамјанович [2] проектирањето индустриски згради кај архитектите може и нема некоја посебна традиција, но не може да се каже дека и воопшто не постои. Со текот на времето индустриските објекти и комплекси со нивните составни делови биле во фокусот на архитектонските истражувања. Габаритите на објектите, комплексот како таков, условите за работење и методите за решавање на овие прашања биле и се уште се предизвик за креативно размислување на генерации архитекти низ годините, креирајќи една врска помеѓу новите технологии на производство и разновидноста на архитектонската мисла. Индустриските простори кои биле градени со цел да задоволат одредени производни методи, го губеле својот архитектонски израз концентрирајќи се на надворешноста. Денес, замислата на овие објекти сè повеќе се проткајува со околниот пејсаж.

Како досегашно искуство се истражувани лентовидните форми кои се дел од модерниот урбанизам уште од 1920тите години кога еден посебен тип на линеарен град бил создаден од светскиот планер Н.А.Милутин за градот Магниотгорск. Неодамна лентовидниот урбанизам бил оживеан од страна на OMA [3] со нивниот натпреварувачки предлог за Паркот Ла Вилет во 1982. Иако ограничен како едно-димензионална апстракција, лентовидниот урбанизам останува остварлива алтернатива за урбанизмот како градско ткаење на улици и блокови. Структурата креира композиција еквивалентна од лента до лента, интегрирајќи го природното и урбаното, јавното и приватното на еквивалентен начин.



Слика 1. Парк Ла Вилет, Париз

Во овој труд е прикажано како пивара како индустриски објект е дел од една нова урбана реалност.

Предмет на ова истражување претставуваат индустриските објекти за производство на пиво. Пиварите се објекти од типот на лесна незагадувачка индустрија која во однос на нивната форма, функција може лесно да се вклопи во околниот пејсаж на некое урбано место. Со помош на современиот начин на развој на индустриските објекти, пиварите излегуваат од индустриските зони со цел да бидат достапни кон корисниците кои, иако не се вклучени директно во процесот на производство, сепак се пасивни набљудувачи во техничкиот процес. Со тоа се придонесува кон подобра презентација на продуктите пред корисникот. Новиот начин на функционирање на современите индустриски капацитети вметнува и новина во индустриската архитектура. Со вклучување на намени како што се ресторани, продавници, простори за забава итн. тие капацитети одеднаш прераснуваат во големи хибридни објекти,

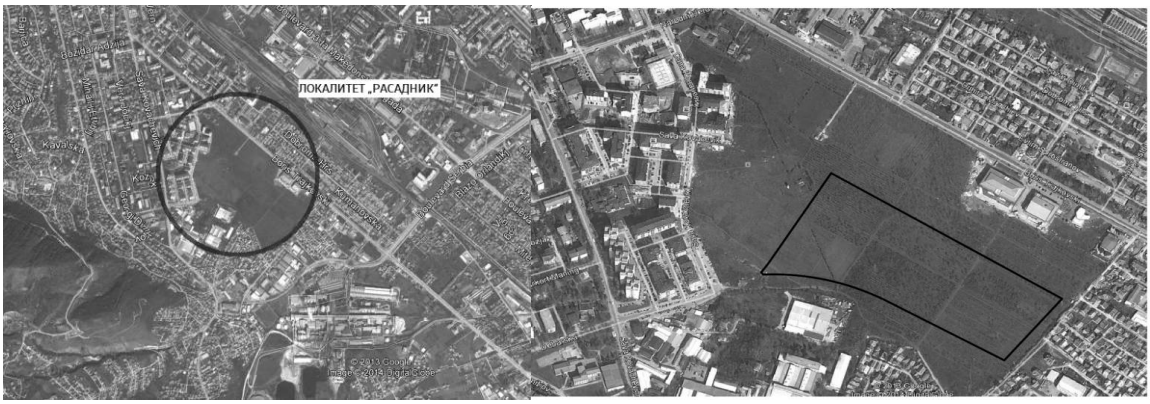
доста атрактивни во денешно време. Со самата хибридизација на програмата на индустриските капацитети се отвараат нови можности за нивно користење. Ако во минатото на нив се гледало како објекти за производство на добра, сега тие се простори за одмор, забава, рекреација, простори кои го развиваат туризмот.

Целта на истражувањето е да се прикаже современ индустриски објект, обединувајќи ги идеите за современиот начин на проектирање на индустриски објекти, вклучувајќи го и самоодржливиот развој на индустриската архитектура.

2. ФАБРИКА ЗА ПИВО ВО УРБАНА СРЕДИНА [4]

2.1 Локација

Локалитетот претставува дел од неизградена структура на Општината Кисела Вода [5] познат како „Расадник“. Функцијата на локалитетот „Расадник“ уште од самото формирање на општината била расадник за овоштарство. Со донесување на новиот детален урбанистички план овој локалитет добива нова парцелација и сообраќајници.



Слика 2. Локалитет Расадник, конкретна локација за интервенција

Опфатот за разработка се наоѓа во новопроектираниот БЛОК 7 според деталниот урбанистички план за оваа локација (слика 2). Вкупната површина на локацијата изнесува отприлика 7,4 ha. Опфатот има речиси правоаголна форма со максимални 455м должина и ширина која варира од 225 m до 155 m. Со цел да се задржи историското значење на локацијата, се предлага оваа урбана пивара , како еден нов,модерен хибриден објект да ја почитува функцијата и духот на местото. Тоа ќе се постигне со тоа што партерното решение ќе се надоврзе на минатиот пејзаж како една органска целина, а од друга страна зеленилото ќе има и функција на заштита да овој објект да не биде наметлив на околното ткаење.

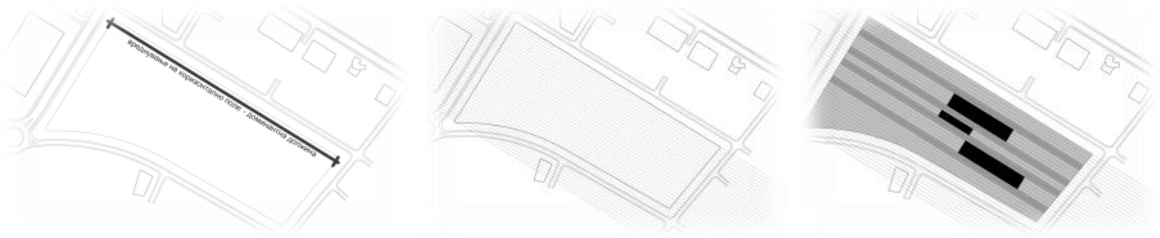
2.2 Концепт

Од извршената анализа на сите урбанистички параметри на локацијата и нејзиното опкружување дефинирани се неколку водечки принципи кои ја артикулираат целата површина и го дефинираат урбанистичкото решение (слика 3).

А. Поставување на линеарен мрежа - формирање на урбан парк во стрипови

Б. Појавување на призми во лентите - урбана пивара

В. Диференцирање на пешачкиот од теретниот сообраќај, потполно издвојување по нивоа

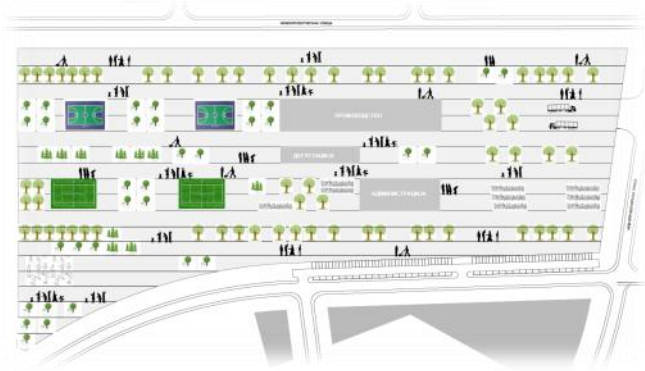


Слика 3. Водечки принципи кои ја артикулираат локацијата

Примарно во артикулацијата на локацијата е нејзиното урбанистичко решавање како урбан - еко парк. Концептот започнува со поставување на линеарна мрежа. Воочливо е дека едната страна на парцелата значајно доминира со должината, па оттука тој линеарен мрежа се поставува во однос на таа страна. Ситуационо гледано објектот го позиционирам во една половина од парцелата каде што нема да пречи во новопланираната состојба наменета за домување. Другата половина се состои од спортско рекреативни игралишта, забавни паркчиња за деца, пристап за посетители , патеки за пешачење. Тој дел е на некој начин претставува тампон зона помеѓу урбаната пивара и околината. Целото зеленило како да протекува низ објектот се со цел објектот да не доминира но сепак да постои. Површината од 7.4 ha се трансформираат во 37 паралелни пејсажни ленти, покривајќи ја целата локација (слика 4).

Слика 4. Зеленило, патеки, компактна целина

Лентите во едниот дел се подложни на проширување од типот на здружување на две до четири ленти по барање на објектот. Секоја лента содржи различна програмска активност, како спорт и игри, но исто така и различни видови и пласмани на дрва, грмушки, овоштарници, како еден вид на отворени ботанички градини кои не се базираат на научни класификации, туку на спонтано истражување за добро и чисто уживање. Ова е еден нов тип на парк - еко парк, без стереотипи совршен за социјализација на посетителите (слика 5).



Слика 5. Сценарио на функционирање на локацијата

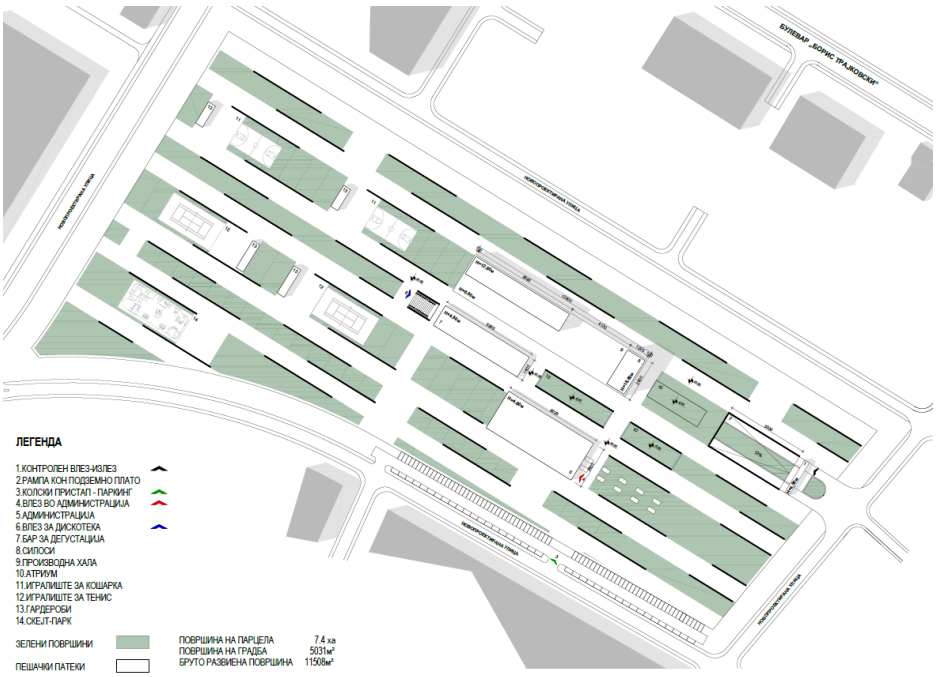
Овој тип на парк не може да се доживее исто двапати - секоја посета би била различна. На пример, движејќи се низ лентата, се сретнуваме со одредена секвенца од пејсажни искуства; ако скратиме низ лентата се открива сосема различна секвенца од перцепција. Овој тип на парк може да го нарекуваме како прото - парк или супра - урбан пејсаж, во кој сопственото искуство буди квалитети што ние би сакале секое населено место да го има. Волумените како засебни призми се во една линеарна диспозиција кои се поврзани на едно ниво под котата на терен и на

тој начин се во корелација еден со друг. Тенденција на самата локација е да се интерполира индустријата и зеленилото, да се проткае едното во другото. Да се создаде композиција каде призмите ќе пробијат од внатрешноста, но сепак нема да пречат на околината. За индустриските комплекси од примарно значење е текот на сообраќајот во самиот комплекс. Сообраќајното решение за овој проект е да се раздвојат теретната и пешачката комуникација. На кота на теренот да си останат линеарните патеки кои ги тангираат призмите од двете страни, а едно ниво под котата на терен да се одвива теретниот сообраќај. Со рампа да се пристапува до долното плато кое ги поврзува трите линеарни призми кои продираат на површината. Тоа е еден вид теретна сообраќајница преку која ќе се пристапува во складишните зони, магацините и производниот процес. Додека пешачките патеки ќе си бидат засебни и ќе имаат за задача да бидат водич низ целиот комплекс.

2.3 Обликување

Комплексот претставува збир на повеќе функции кои директно или индиректно заземаат учество во процесот на производство на пиво. Според функционалната поставеност комплексот може да се подели на следниве функционални целини (слика 6):

- Влезна партија со контрола
- Административна зграда, гардероби со санитарии и менза за вработени
- Погони за производство со сите пратечки простории како складови и магацини
- Режиски работилници и енергетски објекти
- Дегустација/пиво-бар и дискотека/

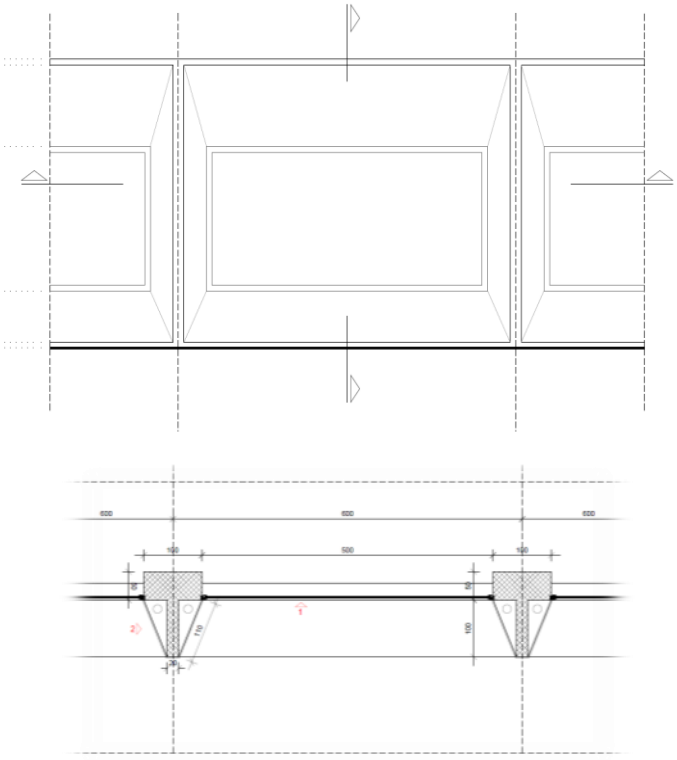


Слика 6. Ситуација на целиот комплексот

Целиот комплекс (производниот погон, објектот за дегустација, администрацијата) кои се видливи призми на котата на терен се обликувани од ист материјал, примарен, природен бетон кој се прави на лице место и е обложен со челични панели (слика 7). Бочните страни, воедно и пократките се направени како бетонски платна кои се исто така обложени со панели во кои се направени продори за влезни и излезни партии. Подолгите страни се оние кои на некој начин се повлечени кон внатрешноста, а тоа е постигнато со конзолно испуштање на плочите и бочните ѕидови од 150 cm.

Слика 7. Просторни прикази

Со тоа се добиваат ниши во кои се сместени прозорски отвори низ кои протекува светлина. Тие ниши се мултиплицираат на модул од 6м, ист модул што се користи и во партерното обликување (слика 7). Така на тој начин со движење покрај објектот се отвараат интересни визури.



Слика 8. Детаљ на прозорец (изглед, основа)

Производниот погон е оној кој се разликува од другите два објекти. Иако имаат иста база,основа низ неа продира конструкцијата на просторот потребен за силосите и цистерните. Тие се исто така планирани да се изведат од армиран бетон и завршната обработка да биде оставена грубо обработена. Со тоа ќе се добие вистинската замисла на продирање на една маса од друга. За да се дооформи пријатното движење низ просторот покрај објектот е планирањето на водени канали во самите патеки од партерното решение. Тие особено ќе му дадат една друга димензија на просторот, односно свежина.

3. САМООДРЖЛИВ РАЗВОЈ НА РЕШЕНИЕТО

Со ова решение се предлага да се воведе урбаната агрикултура во градски регион, промовирајќи регионални зелени поврзувања. Самата фабрика е интегрирана во еден Еко - урбан парк т.е. преплетена во зелени површини кои придонесуваат за самоодржливиот развој

на архитектонското решение. Урбаната агрикултура што се предлага во ова решение, вклучува флексибилно и подвижно градинарство. Формира нови урбани простори, како и нови економски димензии во самоснабдувањето. Создава нови технолошки, оперативни и културни иновации во новата урбана стратегија за храна, обликувајќи го овој дел од градот по желба на одржливиот начин на живот.

Во однос на енергетската ефикасност на самиот објект се предвидува поставување на соларни панели на рамните-кровни површини за производство на енергија. Предвидено е дождовната вода од вертикалните одводни канали на самиот објект да се пренасочи кон дополнителни водни канали во пешачките патеки со цел да се користи за наводнување на Еко - паркот во кој е сместен самиот објект. На фасадата се користат готови(сендвич) панели од специјален композитен материјал кои истото така придонесуваат за одржливиот развој на самиот објект.

4. ЗАКЛУЧОК

Индустриската архитектура во текот на целиот свој развој претрпува безброј промени. Со помош на современиот начин на развој на индустриските објекти се овозможува истите да излезат од индустриските зони и да бидат достапни на корисниците. Пиварите се примери кои ги манифестираат промените на сфаќања за целокупната слика за индустриски објект, кој што преставуваше симбол за производство, затворен во своите замислени граници. Начинот на живот, човековите потреби и креативноста на архитектите ја издигнаа пиварата на едно понапредно ниво која не содржи само производствен погон, туку и простори за одмор, забава, рекреација, простори кои го развиваат туризмот.

Самото истражување има за цел да ги истакне, истражи и прилагоди ваквите производни објекти, пивари како дел од новата урбана реалност. Да се создаде современ индустриски комплекс, обединувајќи ги идеите за современ начин на проектирање на индустриски објект со јасен и индикативен архитектонски израз од хибриден карактер е голема умешност. Скопје како главен град има потреба од ваква архитектура, во која ќе биде презентиран патот на готовиот производ пред посетителите. На овој начин се придонесува за развој на туризмот но и паралелно се продолжува долгогодишната традиција на производство на пиво во Скопје, па и пошироко во Македонија. Овој труд е комбинација на зеленило и индустрија, во кој на некој начин се обидувам да ги проткаам овие два навидум спротивно елементи. Резултатот би бил унапреден современ индустриски објект, кој би бил новина во архитектурата воопшто.

ЛИТЕРАТУРА

[1] M. Ricci, New Paradigms, Trento: LISt Lab Laboratorie, 2012

[2] Vojislav Damjanović, Industrijski kompleksi i zgrade, Beograd, Beogradski Univerzitet, 1990

[3] OMA," OMA, [on-line], available: www.oma.eu [7.8.2014.]

[4] Виолета Ѓорѓевска: „Нови типологии на индустриски објекти - Пивара“, Магистерска работа, Архитектонски Факултет - Скопје, Октомври 2014, 65 стр

[5] Opština Kisela Voda, [on-line], available: www.kiselavoda.gov.mk [14.8.2014.]

[6] R. K. a. B. Mau, S, M, L, XL, New York: The Monacelli Press, 1988

[7] J. V. R. a. R. K. Winy Maas, FARMAX Excursions on Density, Rotterham: 010 publishers, 1998

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk

ST - 6

Vladimira IVANOV[1], Ivan IAKIMOV[2]

UNIFIED PRINCIPLES AND PROCEDURAL RULES FOR PUBLIC PROCUREMENT IN THE EU - PROPOSAL FOR DISCUSSION

SUMMARY

Laws on public procurement have the task to protect the public interest in the contracts for supply of goods and services made by the public and state authorities. Globally the public procurements (PP) engage between 10 %and 20 % of the GDP. The average rate in the EU is 19%, which means 2 trillion EUR per year. A significant portion of this amount is for the construction industry. The EU sets unified principles of openness and transparency; free and fair competition; equality and nondiscrimination in the PP. Starting at the beginning of 2015 Bulgaria has been preparing a new Public Procurement Act. The paper gives a look into the ongoing discussions around its introduction.

Keywords: public procurement, public procurement act, corruption

Владимира ИВАНОВ[1], Иван ЈАКИМОВ[2]

УНИФИЦИРАНИ ПРИНЦИПИ И ПРОЦЕДУРАЛНИ ПРАВИЛА ЗА ЈАВНИ НАБАВКИ ВО ЕУ – ПРЕДЛОГ И ДИСКУСИЈА

РЕЗИМЕ

Законите за јавни набавки имаат за задача да го штитат јавниот интерес во договорите за набавка на стоки и услуги од страна на јавните и државните органи. На глобално ниво, јавните набавки вклучат помеѓу 10% и 20% од бруто домашните производи. Просечната стапка во ЕУ е 19%, што значи 2 трилиони евра годишно. Еден значаен дел од оваа сума е за градежната индустрија. ЕУ одредува унифицирани принципи на отвореност и транспарентност; слободна и фер конкуренција; еднаквост и недискриминација во јавните набавки. Почнувајќи од почетокот на 2015 година Бугарија подготвува нов Закон за јавни набавки. Во трудот се дава поглед во тековните разговори околу неговото воведување.

Клучни зборови: јавни набавки, закон за јавни набавки, корупција

[1] B.A. (Hons), Bachelor of Law, LLB, Toronto, Canada, vladi.ivanov@gmail.com
[2] PhD, pensioner, Sofia, iiakimov@mail.bg

1. INTRODUCTION

Laws on public procurement have the task to protect the public interest in the contracts for supply of goods and services made by the public or government authorities. Globally the public procurements (PP) engage between 10 %and 20 % of the gross domestic product. For the countries of the European Union (EU), average rate is 19%, which makes 2 trillion EUR per year.. A significant portion of this amount is for the construction industry. For the protection of the public interest in the PP, EU has unified principles and procedures, subject to Directive 2014/24, European Parliament and of the Council. The unified principles are openness and transparency; free and fair competition; equality and nondiscrimination. They are meant to protect undoubtedly and definitely the interest of both the society and the entrepreneurs. The unified procedures are n different number in the separate states. Usually there are one to two open and several not open, restricted procedures. For example, in the German Procurement Legislature (Das Vergaberecht) there are one open and three restrictive procedures, i.e. with pre-selection of the applicants: restrited, competitive negotiated and competitive dialogue. In Bulgaria, the new Public Procurement Act is in the process of elaboration [1]. It should meet the EU directives for public contracting authorithies, sectoral authorities, special orders for defence and securtiy, appealing agains procedures. The law in planned to come into power no later than 31.12.2015. The trade chambers, brach unions and academy of science were invited to give statements. According to the motives of the authors, the transparency is secured with the help of the Public Procurement Register, the profiles of purchasers and bidders. The administration of the process shall be increalsingly digitalized to an extent that minimizes subjective interventions. An integrated, centralized plattform for public procurements will engourage the centralized procurements. The number of asked documents shall decrease using standardized EU-wide declarations. The full set of documents shall be expected only from the awarded bidder and only if they are not publically accessible. The expected effects are compatiblity of national and EU legislation, simplification, acceleration, mitigated risk of public funds misuse, optimization of the state authorities work. The carefully prepared Law Draft in Bulgaria will be a check how far the **unified priciples** for transparency and non-discrimination are embedded in the **unified procedures**.

2. BASE CONSIDERATIONS ABOUT THE PPL 2015 DRAFT

The draft of new Public Procurement Law (PPL-2015) includes following variety of procedures, some of which are very similar to each other:

1. Open procedure
2. Restricted procedure
3. Competitive negotiated procedure
4. Contracting after preliminary invitation
5. Contracting after open announcement
6. Competitive dialogue
7. Partnership for innovations
8. Contracting without preliminary announcement
9. Contracting without preliminary invitation
10. Contracting without announcement
11. Design Contest
12. Public contest
13. Direct Contracting

Procedures in points 4, 5, 9 and 10 can be used only by specific sector contract authorities, e.g. the Ministry of Defense. Procedures in points 1,2,3,6,7, 8 and 11 treat the public authorities. It is visible

that only point 1 and 11 are about open procedures, whilst the rest envisages the pre-selection of the applicants as explained below.

Open procedure – all interested subjects can submit an offer without any pre-selection

Restricted procedure – offers can be supplied only by the applicants who are invited by the contracting authority after a conducted pre-selection

Competitive negotiated procedure – the purchaser negotiates with the pre-selected candidates on the base of their submitted offers.

Competitive dialogue procedure – further dialogue with the pre-selected candidates that aims to define one or more solutions, then to invite the applicants to submit final offers.

Partnership for innovations – the admitted applicants are inolved in further negotiations in order to establish partnership with one or more of them for the performance of scientific or R&D activities

In the negotiative procedures the purchaser may also negotiate the contract clauses with one or more entities.

Design Contest – the purchaser acquires a plan or a design selected by an independent jury, with or without granted prices.

Public contest – all interested subjects can submit an offer in respons of an announcement

In the cases of restricted procedure, competitive dialogue, partnership for innovations, comeptitive procedure with negotiation and preliminary inviation the contracting authority is the side that sends invitations for bids, negotiations or dialogue.

3. RULES FOR SELECTION OF A PROCEDURE

Public contracting authorities can freely apply the open and the restricted procedure. They can apply the competing procedure with negotiations or dialogue when some of the following conditions are fulfilled:

a) The needs of the purchaser cannot be satisfied without additional adaption of wide spread solutions

b) The public procurement includes designs or innovations

c) The public procurement cannot be awarded without negotiations due to specific circumstances related to the character, complexity, regulations, financial frame or risks related to them;

d) The purchaser cannot fix the technical specification with the necessary accuracy by means of reference to standards, codes or technical specifications.

Every entity can submit a participation request for a restricted procedure. It must contain documents, which prove the lack of reason to be filtered through the limitation criteria. In the restricted procedure only the candidates submit an offer, which were invited after the executed pre-selection.

Every entity can submit a participation request for competitive procedure with negotiation. The provided information shall be accurate enough in order to allow the involved bidders an adequate estimation of the character and the volume of the procurement. Only the bidders that passed the pre-selection can submit initial offers, which will serve as a base of the negotiations. The contracting authority leads negotiations for the improvement of the content and the initial and the subsequent offers. The negotiations can follow in steps meant to seed the number of offers according to the competitive indicators and criteria.

Rules are not definitive enough. In the PPA of other EU countries, just like in the EU directives they are not definitive enough too.

4. RULES FOR SELECTION OF THE BIDDERS

The contracting authority may define the following selection criteria to the applicants or bidders

1. Capability to exercise the professional activity
2. Economic and financial condition
3. Technical and professional capabilities

The determination of documents certifying the adequacy to the criteria follows on the base of the *e-Certis* [2] central databank of the European Commission. The purchaser fixes the selection criteria and documents that prove their fulfillment either in the announcement or in the invitation for negotiations. Procuring authority can ask the candidates to be inscribed in the Trade Register or Professional Register. Foreign companies should provide equal documents from equal registers in their native countries, pursuant to their local legislation. Regarding economic and financial condition following requirements can be set:

1. Minimal annual turnover
2. Minimal turnover in the sphere, in which the order is
3. Compliance with an indicator related to the ability to fulfill the order
4. Availability of professional liability insurance with coverage responding to the character of the order and the applicable norms
5. Potential to execute the awarded order, estimated on the base of the financial report, including the relation between liabilities and activa.

The required turnover cannot exceed more than twice the expected value of the procurement, with exception when this is founded with the character of the construction, services or supplies. The vendee may define criteria, pursuant to which he ascertains if he has the necessary human and technical ressources, just like experience to conduct the work in line with the respective standards for quality. One or more documents can be required in order to certify the volume of similar deliveries performed in the last 5 years before submission of the offer: testimonies, reference letters containing date, volume and other relevant figures. When it is about technical and economic conditions applicants can point at third parties, regardless the legal connection between them. As about professional qualification and experience, the applicants can refer to third parties only when they will be involved in the execution.

5. RULES FOR EVALUATION OF THE BIDS

The public contracts are granted on the base of the economically most effective offer. One of the following criteria may be applied here:

1. lowest price
2. level of expenditures, which takes into account the efficiency of expenditures and expenses for the whole lifecycle
3. optimal quality/price ratio, which takes into account the criteria as in poit 2. Above but also indicators related to qualitative, ecological and social aspects that have relation to the procurement

In summary there are two kinds of criteria: one-parametric (lowest price) and multiparametric – with a variaty of indicators, technical and qualitative. The indicators pursuant to point 3 may include:

- benchmark of quality, technical, estetical and functional features included, accessibility, all user designation, social econogical and innovative features
- organization and professional competence of the involved staff
- post-sale services and technical support, conditions of delivery, date and period of the delivery

The indicators may include factors that treat separate stages of the lifecycle of the service. The purchaser can fix minimal and maximal acceptable conditions. When other indicators are involved beside the price their value must be weighted. The methodology shall be hold public and make possible to:

1. estimate the level of execution, proposed in each offer
2. make fair comparison of the technical content of the proposals
3. provide the candidates and applicants enough information about the rules of evaluation, e.g.:
    a) quantitative indicators are defined as figures or percentages with the calculation formulae;
    б) commision shall provide information about the way of turning qualitative indicators into quantitative figures, regardless if it is done by itself or by external experts

Procurements for design+construction shall include indicators for both parts. When an offer of an applicant deviates by more than 20% from the average of the competitors in any of the indicators it shall provide a written explanation about the way of formation.

6. DOCUMENTATION

Documentation shall include:

1. Technical specification
2. Drafts, plans and other technical documents
3. Methodology for calculation of the complex estimation
4. Templates and forms
5. Draft of Contract;
6. Other information regquired by the norms or necessary for the execution.

This is the place where the contracting authority defines the subject of the procurement, the specific needs and the technical features of the supply. The kind of procedure, selection criteria and deadlines for delivery are also given here...

7. TECHNICAL SPECIFICATION

Technical specifications define the necessary features of the subject of procurement. In the procurement documentation the vendee sets them in one of the following manners:

1. performance and functionalities, which allow the definition of parameters
2. technical standard requirements in the following priority:
    a) Bulgarian standards harmonized with the EN standards;
    b) European technical evaluations
    c) General technical specifications;
    d) International standards
    e) other technical benchmarks established by EU standardization authorities, national technical approvals, regional technical approvals, methods of design calculations and usage of goods;
    f) requirements for performance and functionality based on point 2., the fulfillment of which is assumed as fulfillment of the requirements

Technical specifications shall grant equal access to all applicants and shall not create unfounded hurdles.

8. TENDER COMMISSION

Vendee appoints a commission for the selection of the candidates and applicants, review and evaluation of offers and the perofrmance of negotiations. The comission consists of an odd number of members. It incldes a lawyer and at least 3 professionals with relevant knowledge when technical indicators are proposed. Members declare that no conflict of interest exists. The actions of the commission is record in a protocol, results of work are written in a report. The rules for establishment of a commission and its work are settled in the law implementation regulations.

The tender commission is appointed with an order, personnel is fixed name by name and can be identified. The case with the teamst that prepare the selection rules and award criteria is the opposite – they remain anonymous.

9. E-TENDER

Electronic tender is a repeated bidding process that starts after the general automatic estimation of the offers and allows to classify them with the method of automatic ranking according to the submitted values of the separate elements of the offers. Offers that cannot be automatically classified, i.e. design cannot be a subject of such a tender. Electronic bidding is favorable for cases with clearly defined parameters

10. PUBLIC PROCUREMENT CONTRACT

Once a bidder is awarded he can conclude a contract, provided that he files the confirms, files the documents and the performance bond. The draft of law pays worryingly little attention to the contract form. This is the place where an annex with schedules and deadlines shall be enforced as compulsory. This will be the schedule, the delay of which can be fined using the performance bond.

11. PUBLIC PROCUREMENT AGENCY

The Public Procurement Agency implements the state policy regarding public procurements. It maintains the database with procedures and contracting parties, receives the requests and objections of bidders and delivers explanations, issues instructions for participation.

12. POTENTIAL FOR CORRUPTION

The relatively high number of pre-selection procedures cannot be left without attention. For example, in the institution P. there were six procedures with pre-selection versus only one open. It is an obvious sophism to advocate that pre-selection and multi-parameter procedures respect the principles of publicity, transparency, free and fair competition, equality and non-discrimination. The arrangement of "loopholes for the auction slalom" and the search for „optimal quality – price combination" is burdened with subjectivity therefore prone to corruption schemes. Until now, the public perception of significant corruption in the PP does not diminish. On the contrary, it is amplified by the fact that companies with very short story won and continue to win major PP.

The time consumption to administrate open, one-parameter procedures (lowest price) without pre-selection is relatively smaller even when the number of applicants is increased. The compliance with the requirements regarding quality, technical and professional abilities can be certified by the records of the branch organizations and the Commercial Register. A bank guarantee proportional to the applicant’s turnover (i.e. 5 %) can be a respectful factor for participation and an indicator of the economic and financial health of the applicant. A sanction in the form of automatic contract termination and withdrawal of the bank guarantee in case of a > 3 month delay from the contractual schedule (technical and financial) would deter applicants without adequate ressources. The draft of the new Public Procurement Act in Bulgaria is being developed with the ambition to tightly cover the requirements of the relevant EU Directives in the field of OP and to be most useful. It turns out that

there are discrepancies between the unified principles and unified rules set out in the Directive. Result is the opportunity for corruption. The report discusses the proposal to use only open, one-parameter procedure without preselection of the candidates, with some changes in performance guarantees and penalties for breach of contract.

13. CONCLUSION. PROPOSAL FOR IMPROVEMENT

The time consumption to administrate open, one-parameter procedures (lowest price) without pre-selection is relatively smaller even when the number of applicants is increased. The records of the branch organizations and the Commercial Register can certify the compliance with the requirements regarding quality, technical and professional abilities. A bank guarantee proportional to the applicant's turnover (i.e. 5 %) can be a respectful factor for participation and an indicator of the economic and financial health of the applicant. A sanction in the form of automatic contract termination and withdrawal of the bank guarantee in case of a > 3 month delay from the contractual schedule (technical and financial) would deter applicants without adequate ressources. The draft of the new Public Procurement Act in Bulgaria is being developed with the ambition to tightly cover the requirements of the relevant EU Directives in the field of OP and to be most useful. It turns out that there are discrepancies between the unified principles and unified rules set out in the Directive [3]. Result is the opportunity for corruption. The report discusses the proposal to use only open, one-parameter procedure without preselection of the candidates, with some changes in performance guarantees and penalties for breach of contract.

REFERENCES

[1] Проект на нов Закон за обществените поръчки: www.aop.bg

[2] http://ec.europa.eu/markt/ecertis/login.do

[3] http://ec.europa.eu/growth/single-market/public-procurement/index_en.htm

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST- 7

Enis JAKUPI[1], Violeta NUSHI[2], Radmila TOMIC[3]

READING THE SYNTAX OF SPACE, YOU CAN UNDERSTAND THE STRUCTURE OF THE MASSIVE STRUCTURAL SYSTEM OF THE GORNA REKA HOUSE

SUMMARY

Starting from the simple-spontaneous examples of creation of space, we may say that these have been created at each moment of existence of Man and will be created as long as Man exists. For the purpose of his existence, Man has always been striving to create a suitable space for him and to achieve increasingly superior and complex goals by using different materials, arriving finally at this present modern town-urban space. It has been for centuries that Man has been creating space, existence and architecture in Gorna Reka, which is the pseudonym of the present modern construction.

Keywords: stone, wood, massive structural system, framework construction

Енис ЈАКУПИ[1], Виолета НУШИ[2], Радмила ТОМИЌ[3]

ЧИТАЈЌИ ЈА СИНТАКСАТА НА ПРОСТОРОТ, ЈА СФАЌАШ КОНСТРУКЦИЈАТА-МАСИВНИОТ СИСТЕМ ЗА ГРАДБА КАЈ ГОРНОРЕКАНСКАТА КУЌА

РЕЗИМЕ

Започнувајќи од простите-спонтаните примери за создавање простор, можеме да речеме дека таа се создава секој миг околу нас, се создавал од кога постои човекот и ќе го се до неговото постоење. Човекот заради својата егзистенција секогаш се трудел да сосдава простор за него, секогаш доаѓал во по надредно и по сложена за неговата цел како и со кој материали го создавал, доаѓајќи до денешниот современ градежно-урбан простор. Во Горна Река векови наназад се содавал простор, егзистенција и архитектура што е псеудоним за денешното модерно градеење.

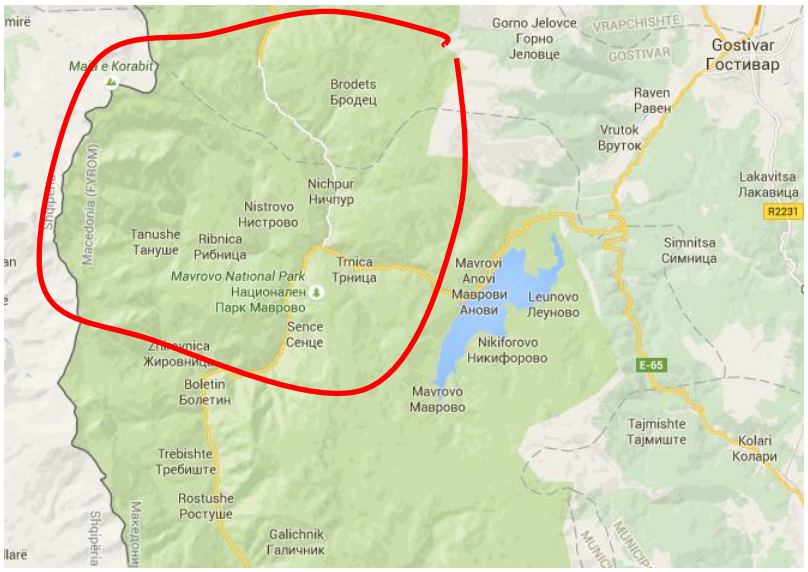
Клучни зборови: камен, дрво, масивен систем на градбата, бондрук систет

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Applied Sciences, DUT-Tetovo, enis.jakupi@unite.edu.mk
[2] Prof. PhD, Faculty of Applied Sciences, DUT – Tetovo and Civil Engineering and Architectonic Faculty UP - Prishtina
[3] Assist. MSc, MIT UNIVERSITY, Faculty of Architecture, Skopje

1. ВОВЕД-КУЌИТЕ ВО ГОРНА РЕКА

Горнореканските села се наоѓаат во северозападниот дел на Р. Македонија на една голема надморска височина, во длабоките долини на планината Кораб формирани во вид на планински грла. До почетокот на XX век, населението од овој регион па и најголемиот дел на Р. Македонија воглавно беше селска. Па затоа селската архитектура опфаќа главно место во општото творештво не само во нашата земја па и во целиот регион.

Горнореканските куќи од архитектонски аспект се вид на кули, изградени во опсези поделени во маала (населби). Поделбата на селата во маала ги преставува општсвените и стопанските активности на едно поголемо семејство. Во формулацијата на архитектонско градежните аспекти на овој регион влијале повеќе фактори како што се: принципите, традиционалните обичаи, менталитетот, религијата, националноста како и атмосферско-рељефните услови. А во конструктивна формулација, доминираат, односно главни се каменот и дрвото, каменот и дрвото поврзани за носечки ѕидови на масивниот систем за градба, и дрвото одвоено како консруктивна обработена целина во класичен систем дрвени зидови-бондрук-"болме". Каменот се појавува како природен, обработен и делкан а дрвото како карактеристична врска, како зајакнучки хоризонтален конструктивен елемент во вертикаилте т.н. елемент "кушак". Бодрукот е традиционален со хоризонтално дрвени врски и носиви дрвени столбови исполенети со слама и замја/термоизолација/.



Слика 1. Горнореканскиот регион

2. ПРОСТОРОТ

Приватниот простор, што се наоѓа во рулрални и урбани простории, просто се нарекува куќа. Во руралниот простор на Горна Река куќата е простор изграден од камен и дрво, главната просторна визура наобјектот се каменот и дрвото. Со ова подразбираме дека е изградено од тие материјали што човекот ги имал околу себе.

Градежните елемети во простор, односно архитектонскиот/градежниот проестор може да се “конкретизират“ како егзистенцијален простор.

“Егзитенцијален простор“ е психолошки концепт, кој ја преставува шемата со која создава и просперира човекот во контакт со просторот околу него, кој го чустува со задоволство (Norberg-Schulz, 1971). Егзистенција, простор и архитектура/градежништво овие три елементи се учесници во секое место во секоја земјена површина каде егзистира човекот, односно човекот егзистира за да создава. Егзистенцијата, просторор и архитектурата во Горна Река е врзана со планината, шумата, ридовите и долините кои со мал береќет му давале егзистенција на населението на овој регион, за да живее и создават простор околу себе. Сосоздавање на

простор околу себе е создавање и архитектура со своите фенеомени, процеси и елементи како што се дрвото и каменот.

Слика 2. Куќи во Горна Река, с. Танушеј и Римница

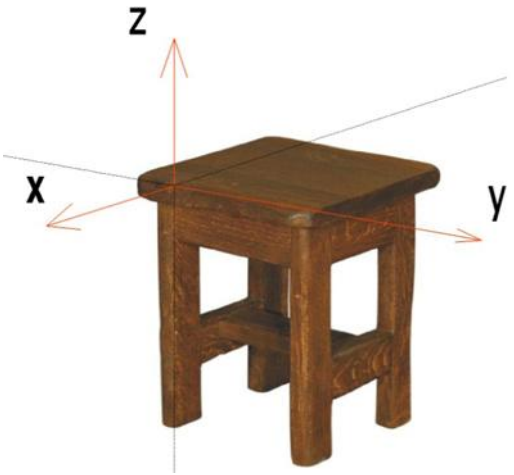
3. КОНСТРУКЦИЈА-масивен систем на градба

Во архитектурата/градежништвото при изградба не може да се замислува материјализацијата на одредена архитектонска површина без конструкција-конструктивен систем. Предпоставките/Архитектонските идеи и иа рхитектонските креации без конструктивен систем, можат да постојат само како идеи и без оформување/изведба.

Што е Конструкција?

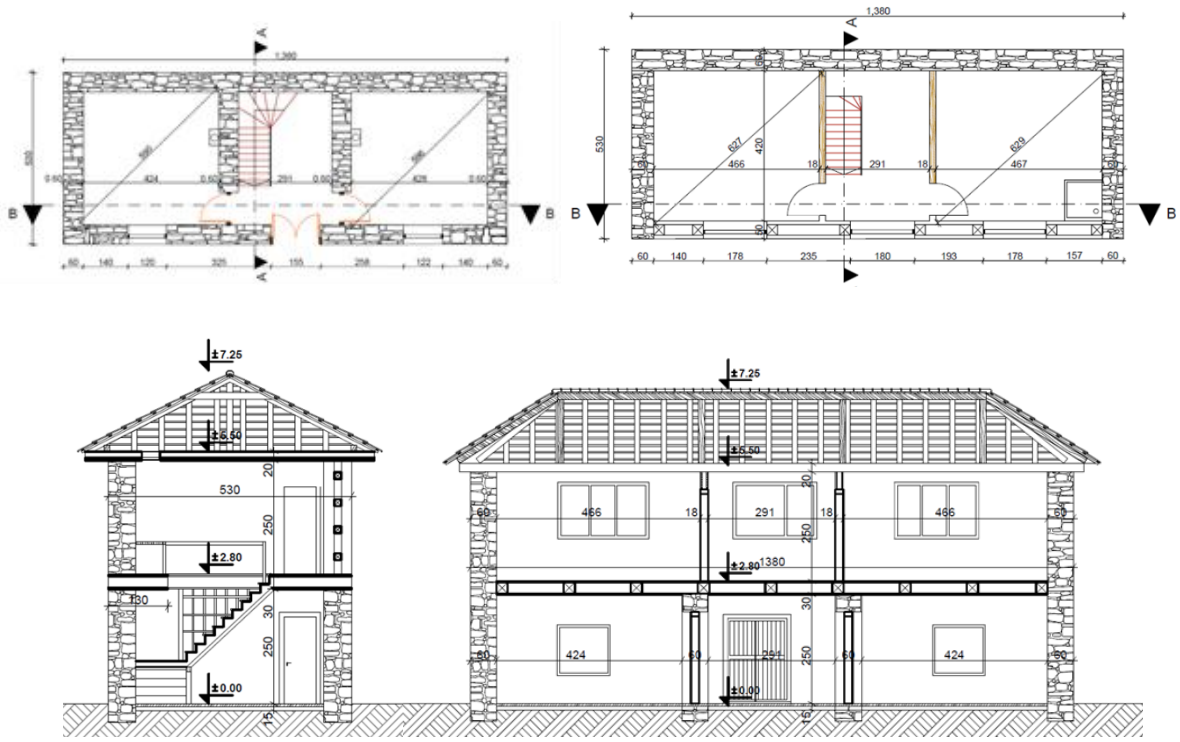
За конструкцијата може да се дадат многу дефиниции и теории, но едноствно и просто би било; конструкцијата носи и пренесува товар.

Од друга страна реализацијата на еден конструктивен ситем кај еден релизиран градежено бјект преставува "узупација" на природниот простор, (се подразбира со одредена цел, во многу случаи хуман). Природниот-физичкиот простор е тридимензионален (ако не ги земеме предвид другите природни димензи, како на пример времето t). Од ова можеме да констатираме дека секој конструктивен систем е дел од просторот, што преставува материјализација во природната површина и според ова секој конструктивен системе просторен, значи опфаќа одредена површина во просторот. И ако секој изграден просторен ситем во просторот се вика просторен, но когазборуваме во генералии и методи за конструктивните системи, ги употребувам еноционите; просторен, површински и линиски ситеми.



Слика 3. Просторно преставување на објект

Се поставува прашањето зашто гоправиме ова, кога знаеме дека конструктивните системи се просторни, односно дел на природниот простор. Ова пред се го правиме заради класфикација.



СликаЗ. Основа на приземје и кат, подолжен и попречен пресек

Слика 4. Изгледи на испитуваниот објект

Конструктивните системи се делат на :

1. **Масивен систем на градба (со носиви ѕидови)**
2. Скелетен систем на градба
3. Конбинирани системи
4. Просторни системи

Масивниот систем на градба е конструктивен вертикален носив систем, каде носивете елементи се носечките зидови.

Во Горна Река доминира односно сите објекти се градени од носиви зидови-масивен систем на градба. Носивите зидови од камен се поврзни со хоризонтални дрвени елементи "кушаци".

3.1. Испитувања

Во Горна Река со колегите и студентите на ДУТ -Факултет за Применети науки студиска програма Архитектура, по предметот Архитектонски Конструкции 3 сме испитувале над 20 објекти со масивен систем на градба во село Танушеј (1300м надморска висина) и село Ромница (1000м надморска висина). Сите имат ист принцип и исти елементи за градење, дури и димензиите се скоро исти.

Главната чел на снимањето на објеките во горна река беаше нивнато документирање со реални димензи и елементи. При снимањето на објектите се судиравме со простор, синтаксата на просторот е внатрешно јадро за домување која има силна формулација за простор затоа што:

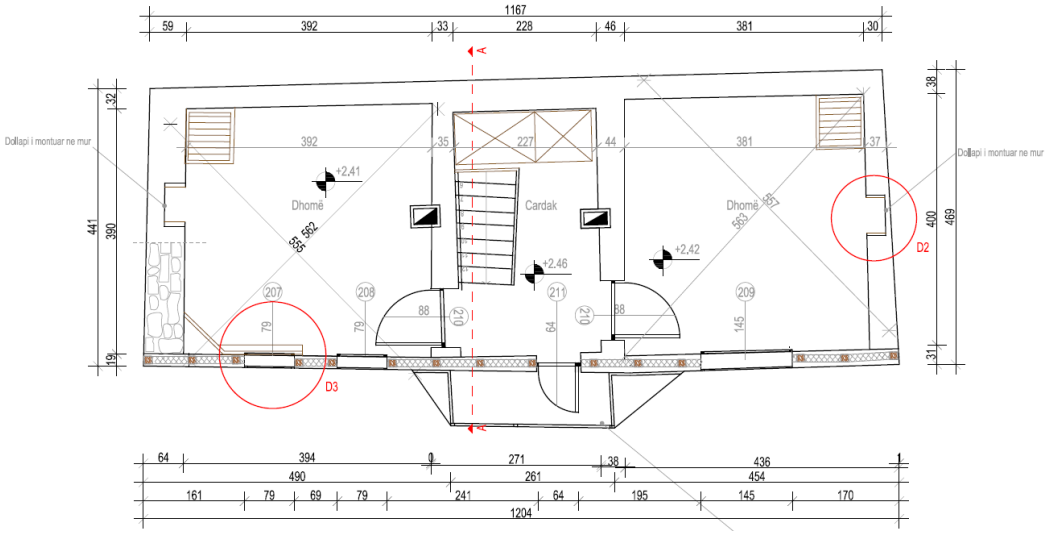
- **Е окружена од сите четри страни со носиви зидови-приземје**
- **Е окружена од сите три страни со носиви зидови-кат**
- **Е покриена со четриводен кров**
- **Катот е по висок од приземјето.**

Архитектонтонска композиција е многу отворена и збогатена, а конструктивната целина е проста едноставна и иста, па дури и нема разлика од објект до објект. Објетите во приземје имат две соби лево и деесно од тремот исто и на кат две соби лево и десно од чардакот-ходникот. Во Горна реканската куќа разликата по меѓу тремот и чардакот е само во композициската поврзаност со надворешниот простор, не и во концептот на формирањето и постоењето како простор во кончептот куќа.

Слика 5. Предната фасада на Горнореканската куќа

Масивниот систем на градба и појавата на скелетниот во предната фасада на горниот кат на куќата како скелетен систем за градба-бодрук. Бондрукот е традиционален со хоризонтални дрвени врски и носиви дрвени столбови исполнети со слама и замја/термоизолација/ се конструкцијата на горнореканската куќа, чии елементи и ден денес ги наоѓаш како современи и урбани архитектонски целини и композиции, се подразбира со други односно собремени градежни материјали.

Карактеристчни разлики помеѓу село Танушеј и Римница е тоа дека во фасадната визура на Римницката куќа се појавува во горниот кат и балкон, еркерен дел на објектот над влезот. Една можна синтакса на таа разлика е надморската висина а другата е позцијата на селото кон сонцето-исток.



Слика 6. Основа на кат со балкон-еркер

Табела 1.

објект	**село**	**димезии**	**Носива конструкција**	**Меѓукатна конструк**	**Балкон**
1.	Римница	5,00 x 13,00 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не
2.	Римница	5,25 x 12,50м анекс 5, 25 x4,00	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	да
3.	Римница	4,40 x 12,05 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	да
4.	Римница	4,86 x 11,98 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	да
5.	Римница	5,08 x 12,78 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не
6.	Танушеј	5,22 x 12,57 м Г-форма на објектот	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не
7.	Танушеј	5,03 x 13,42 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не
8.	Танушеј	4,85 x 13,09 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не
9.	Танушеј	5,24 x 18,00 м двокуќа	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не
10.	Танушеј	5,00 x 12, 85 м	Камења повзени со дрвени кушаци	дрво	не

Слика 7. Куќа со балкон-еркер

4. ЗАКЛУЧОК

Народната архитектура е главната, најточната мерка и главниот осликувач на животот на народот во столетието. Архитектурата на овој регион според архитектонските принципи и школи е дел од архитектурата на дебарската школа.

Оваа студија е само еден камен во зидот на архивата на документацијата што би го преставувал станот/домот/-планинскат акуќа, со надеж дека ќе им служи на идните генерации за да ги запознаат најпрво карактерот на националната архитектура во иднина.

REFERENCES

[1] Bachelard, G. (1958). La Poetique de l'Espace. Paris: Presses Universitaires de France.

[2] Brezovski, S. (1993). Rekanskakukja. Skopje: ArhitektonskiFakultet

[3] Проф. Д-р. Андреј Спасов и Весна Трајковска д.и.а, (1994) ГРАДЕЖНИ КОНСТРУКЦИИ, Градежен Факултет УКИМ-Скопје

[4] Hadjieva-Aleksievska, J. (1984). Merki, antropo-morfoloski modularni proporcii kaj starata makedonska kukja. Skopje: Studenski Zbor.

[5] Heidegger, M. (1971). Poetry, Language, Thought. New York: Harper and Row.

[6] Jakupi, E. (2007). Reka, vendiimnëkëndvështrimtjetër (monografi). Gostivar: Ilko Gostivar.

[7] Mulickoski, P. (2000). Kreativniot duh na makedonskata kuka. Skopje: AEA.

[8] Norberg-Schulz, C. (1971). Existence, Space and Architecture. London: Praeger Publishers.

[9] Thomo, P. (1981). Banesafshatare e ShqipërisëVeriore. Tiranë: 8 Nëntori.

[10] Tomoski, S. (1960). Makedonska narodna arhitektura. Skopje: Tehnicki Fakultet.

[11] Mitrogjorgji M (2008) Duke Lexuarhapesire, Tirane: UFO PRESS

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 8

Josif JOSIFOVSKI[1], Bojan SUSINOV[2],Spasen GjORGjEVSKI[3]

COMPARISON OF DESIGN FOR SPREAD STRIP FOUNDATION BETWEEN EUROCODE AND MKS

SUMMARY

This paper presents a comparative study of slab footing loaded with force and moment in his plane. The calculation is performed according the provisions EN 1997-1 for static and EN 1998-5 for seismic loading conditions. It considers multiple design approaches which takes into account for different partial factors introduced in the adequate phases of calculation. For this a benchmark example proposed by the European Technical Committee 10 is used. Beside the ultimate and serviceability limit state after Eurocode 7 a design after damage limit state after Eurocode 8 is performed. At the end, foundation widths are compared with that calculated according the Macedonian rulebook. From the comparison several remarks and recommendations are presented.

Keywords: spread foundation, benchmark analysis, static and seismic loads, partial safety factors

Јосиф ЈОСИФОВСКИ[1], Бојан СУСИНОВ[2],Спасен ЃОРЃЕВСКИ[3]

СПОРЕДБА НА ПРЕСМЕТКА ЗА ПЛОЧАСТ ЛЕНТОВИДЕН ТЕМЕЛ ПОМЕЃУ ЕВРОКОД И МКС

РЕЗИМЕ

Во овој труд претставена е компаративна студија на плочастлентовиден темел оптоварен со сили и момент во неговата рамнина. Пресметката е изведена според препораките дадени во EN 1997-1 за статички и EN 1998-5 за сеизмички услови на товарање. Таа ги вклучува трите предложени проектни постапки во стандардот што ќе значи примена на различни парцијални коефициенти во различни делови од пресметката. Примерот кој се користи во оваа анализа е предложен од Европскиот Техничкиот Комитет 10. Покрај граничната состојба на лом проверена е и граничната состојба на употребливост според Еврокод 7, како и состојба на оштетување според Еврокод 8. На крај резултатите поточно ширината на темелот е споредена со онаа добиена според актуелната национална регулатива. Врз основа на резултатите дадени се коментари и препораки.

Клучни зборови: плочастлентовиден темел, споредбена анализа, статички и сеизмички товари, парцијални коефициенти

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, jjosifovski@gf.ukim.edu.mk
[2] MSc, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, susinov@gf.ukim.edu.mk
[3] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, gjorgjevski@gf.ukim.edu.mk

1. ВОВЕД

Европскиот комитет за стандардизација (CEN) одамна ја препозна растечката потреба за усогласување на стандардите во делот на конструктивното инженерството, па затоа пред 20 години започна со проектот т.н. Еврокодови како Европски одговор пред се на американските, но и на други стандарди за конструктивно проектирање. Денеска, тие се реалност и веќе 7 години се користат како национални стандарди во сите земји во ЕУ, како и во десетина други земји ширум светот.

Овој труд претставува дел од поширока студија за проценка на ефектите од геотехничкото проектирање според EN1997-1 за статички и EN1998-5 за сеизмички оптоварување, наспроти постојната македонска регулатива. Анализата е извршена за бенчмарк пример на плочастлентовиден темел оптоварен со вертикална и хоризонтална сила и момент во неговата рамнина. Примерот е превземен од Европскиот Техничкиот Комитет 10 (ETC 10) на Меѓународното Друштвото за механика на почви и геотехничко инженерство (ISSMGE). За оваа цел беше развиен оригинален софтвер (со примена на Microsoft Excel и Visual Basic), кој ги вклучува сите проектни постапки и препорачаните парцијални коефициенти на сигурност од Еврокодовите.

Анализираниот пример во основа е едноставен, но истовремено е погоден за да се донесат заклучоци во однос на различните проекти аспекти кои беа анализирани.

Во продолжение се претставени резултатите од статичката пресметка според граничната состојба на лом (UltimateLimitState) и граничната состојба на употребливост (ServicabilityLimitState) според Еврокодот 7. Поради фактот што во нашата земја често доминираат сеизмичките влијанија во товарните комбинации, следно е изведена пресметката на граничната состојба на оштетувања (DeformationLimitState) според Еврокодот 8. На крај сите вредности за димензиите во основа (ширината на темелот) се споредени со онаа добиена според актуелната македонска регулатива.

2. ГЕОТЕХНИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ СПОРЕД ЕВРОКОД 7

Стандардот EN 1997 – Дел 1: Геотехничко проектирање – Општи правила (Geotechnicaldesign – Part 1: Generalrules) претставува еден од најсовремените стандарди за геотехничко проектирање во светот. Исиот е резултат на долгорочен процес на усогласување на земјите членки на ЕУ околу националните искуства и практики. Заедно со уште три други стандарди меѓу кои и EN 1998 тој се вбројува во групата на основни или т.н. “umbrellacodes” што доволно говори за неговото значење. Во однос на нашата пракса и споредено со актуелната регулатива, тука се промовира концептот на геотехничка пресметка која се базира на граничните состојби, за разлика од онаа на дозволените напрегања која ја имавме до сега. Во основа се работи за еден принцип кој не е непознат кај нас посебно за конструкторите кои димензионираат армиранобетонски конструкции. Во суштина тоа ќе значи дека геотехничките проблеми во иднина ќе се проверуваат со контроли кои ќе вклучуваат примена на парцијални коефициенти на сигурност наместо како досега еден глобален коефициент на сигурност на крајот на пресметката, концепт детално опишан во EN 1990: Основи на проектирање (BasisofDesign). Предноста на овојнов концепт е во тоа што дава можност да вклучи сигурност во различни делови (позиции) на пресметката која ќе биде соодветна т.е. во некои делови поголема, а во други можеби помала. На тој начин се влијае за да се добие оптимално проектирана конструкција.

Првиот услов кој според EN1997-1 е потребно да се исполни е граничната состојба на лом (ULS), а потоа провери и граничната состојба на употребливост (SLS). Во Еврокодот е предложена листа со осум товарни гранични состојби кои може да бидат меродавни при пресметувањето на темелните конструкции, а во зависност од условите. Меѓу нив можеби најзначајна е граничната состојба на лом при достигање на носивоста на почвата, а останатите се: лом при губење на стабилност (превртување), лом како последица на лизгање, комбиниран лом во почвата и темелната конструкцијата, лом во конструкцијата како последица на големи слегнувања на темелите.

Граничните состојби на употребливост (SLS) во пресметката ги вклучуваат и деформациските карактеристики на почвата за да се пресметаат поместувањата односно слегнувањата кои во даден механизам може да ја оштетат конструкцијата, го намалуваат нејзиниот капацитет, употреба и функција. Овие состојби е неопходно да се земат во предвид кај плитки темели за: прекумерни слегнувања (вкупни и диференцијални), прекумерни ротации или вибрации.

Која гранична состојба ќе ја контролира проектирањето ќе зависи од товарот, условите на темелната подлога, проектниот пристап односно усвоени апроксимации на пресметковниот модел и дозволените слегнувања на конструкцијата. Со оглед на тоа што слегнувањето на конструкциите вообичаено е ограничено, проектирањето на плитките темели врз почвена подлога често е контролирана од SLS. Ова се однесува за плитките темели кои пренесуваат големи оптоварувања, а посебно во услови на деформабилни почвени средини.

За да се задржат посебностите и придобивките од различните постапки за пресметување кои се користат во земјите од ЕУ, во Еврокодот 7 се дава можност за избор на проектна постапка (DesignApprouch) преку која ќе се запазат локалните (национални) искуства обезбеди прифатливо ниво на сигурност преку парцијалните коефициенти кои претставуваат национално детерминирани параметри (NationalDeterminedParameters).

2.1. Парцијални коефициенти на сигурност

Во следната табела се презентираат препорачаните вредности на парцијалните коефициенти на сигурност дадени со анексот А од EN 1997-1. Тие се организирани како коефициенти кои се аплицираат во три делови од пресметката, А1 и А2 на акциите (товарите), М1 и М2 на материјалните карактеристики и R1 и R2 на отпорот.

Параметар			Акции и ефекти		Матер.карак теристики		Отпори		
			A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3
Постојани акции	Неповолни	γ_G	1,35	1,00					
	Поволни	$\gamma_{G,fav}$	1,00	1,00					
Променливи акции	Неповолни	γ_Q	1,50	1,30					
	Поволни	$\gamma_{Q,fav}$	0	0					
Коефициент на отпор од смолкнување (tanφ)		γ_φ			1,00	1,25			
Ефективна кохезија(c')		$\gamma_{c'}$			1,00	1,25			
Недренирана јакост (c_u)		γ_{cu}			1,00	1,40			
Едноаксијална јакост на притисок (q_u)		γ_{qu}			1,00	1,40			
Волуменска тежина на почвата(γ)		γ_γ			1,00	1,00			
Отпорна носивост (R_v)		γ_{Rv}					1,00	1,40	1,00
Отпор од лизгање (R_h)		γ_{Rh}					1,00	1,10	1,00

Табела 1. Парцијални коефициенти на сигурност

Парцијалните коефициенти за акции (и ефекти од нив) за случајни товарни ситуации вообичаено се земаат како 1.0 и парцијалните коефициенти на отпорот (и парцијалните коефициенти на материјалот) би требало да се одредуваат во согласност со околностите. Со Еврокодот е промовиран уште еден квалитет - концепт е во кој се врши поделбата на акциите во две групи, и тоа на поволни и неповолни, во однос на контролата која се спроведува, што се проценува од страна на проектантот.

2.2. Проектни постапки

Иако идејата за користење на заеднички стандарди во Европа постои уште од раните седумдесетти години на минатиот век, за жал треба да се признае дека во случајот на Еврокодот 7 својата обединетост не се препознава. Имено, неможноста да се договорат водечките земји,

Германија, Британија и Франција произведе стандард кој предлага употреба не на еден, туку на три различни проектни постапки (ПП). Во основа станува збор за слични пресметки кои во различни фази воведуваат различни коефициенти на сигурност. Оттука, пред да се започне со примена на Еврокодот во делот на темелните конструкции, проектантот треба да се одлучи која постапка ќе ја прифати ако претходно не биде специфицирано. Оваа состојба е креирана од фактот што кога се прифатени Еврокодовитекај нас како национални стандарди не е донесена одлука за проектна постапка. На почеток ова сигурно ќе создаде одредена конфузија кај проектните, па затоа и оваа студија е насочена да јадемистифицира неговата примена.

Некои држави имаат традиција во користење на коефициенти кои се аплицираат во почетокот на товарите, други на отпорите, а некои пак на материјалните карактеристики, како што е нашиот случај. За да бидат задоволени сите барања, изнајден е компромис со три проектни постапки, за една од нив би требало да се одлучи секоја земја во својот национален анекс што не е случај и кај нас.

2.2.1. Проектна постапка - 1

Филозофијата на првата проектна постапка (ПП-1) е да ја провери сигурноста на темелот во две фази, преку две независни контроли, за конструктивна и геотехничка несигурност со примена на соодветни коефициенти.

Во првата контрола парцијалните коефициенти се аплицираат единствено на акциите (E_d), додека почвената реакција односно отпорот (R_d) како и материјалните карактеристики не се факторираат (или се аплицира коефициент со вредност 1.0). Ова се предлага да се изведе преку примена на следните парцијалните коефициенти од деловите A1, M1 и R1 дадени во табелата 1 и се нарекува Комбинација 1 (К1) на ПП-1.

Во втората контрола парцијалните коефициенти се аплицираат на материјалните карактеристики, но не и на отпорите. Ова се предлага да се изведе со примена на следните парцијални коефициенти од деловите A2, M2 и R1 од табелата 1 и се нарекува комбинација 2 (К-2) од ПП-1.

На крај двете состојби треба да го задоволуваат критериумот (неравенствотоE_d>R_d), но јасно една само ќе биде меродавна за димензијата на темелот, а тоа е контролата која дава помали вредност од двете. Овој концепт на пресметување е превземен од Британската традиција за проектирање на темели.

2.2.2. Проектна постапка - 2

Основниот принцип на втората проектната постапка (ПП-2) е да се провери сигурноста (преку неревенствотоE_d>R_d) со вклучување на парцијални коефициенти на акциите и ефектите од акциите (E_d), но паралелно и на почвените отпори (R_d), додека на почвените карактеристики не се аплицираат. Ова се предлага да се изведе со следните парцијални коефициенти од деловите A1, M1 и R2 дадени во табелата 1.

Дополнително се препорачува првите да се аплицираат на ефектите од акциите наместо на акциите. Овој концепт е превземен од долгата и успешна Германска традиција во проектирање на темелни конструкции.

2.2.3. Проектна постапка - 3

Филозофијата на третата проектна постапка 3 (ПП-3) е да ја провери сигурноста при нанесување на парцијални коефициенти на материјалните карактеристики и на акциите кои се резултат од конструкцијата истовремено додека на геотехничките акции и отпорите не се факторираат (односно се факторираат со 1.0). Ова се предлага да се изведе со следните парцијални коефициенти од деловите A1 и A2 + M2 и R3 дадени во табелата 1.

Овој концепт популарно се нарекува и концепт на материјално факторирање. Истиот се користи во франкофонските држави, Данска, Белгија и Франција, но и кај нас уште со стандардите на Југославија (JUS). Тука е значајно да се одбележи разликата помеѓу

конструктивните и геотехничките акции што за нас е новина, а истата е насочена кон попрецизно одредување на несигурностите во пресметката.

2.3. Проектни состојби

Со Еврокодот во основа се предвидува проектирање на конструкциите, па и темелните како и другите геотехнички задачи да се врши според граничните состојби. Тоа е одреденоунапредување во смисла дека досега кај нас темелните конструкции неоправдано се пресметуваа според теоријата на дозволени напрегања, односно наместо парцијални коефициенти се користеше еден глобален коефициент на сигурност кој се аплицираше на граничниот почвен отпор. За волја на вистината за пресметување на армиранобетноските конструкции уште одамна се направи овој чекор кој не беше следен и од другите материјали како што е челикот и почвата.

2.3.1. Гранична состојба на лом

Основен услов за контрола за граничната состојба во материјалот, во овој случај материјалот е почва, кој треба да се обезбеди е:

- *Носивоста на темелна подлога*

За плочасти темели кои се изложени на вертикални акции според Еврокодот 7 се бара проектната акција V_d да биде помала или еднаква на проектниот отпор односно носивост на подлогатаR_d, преку следното неравенство:

$$V_d \leq R_d \tag{1}$$

Во оваа анализа ќе биде одредена минималната вредност за ширина на темелот и тоа согласно трите проектни постапки со примена на препорачани коефициенти на сигурност. Во овој услов никој не пропишува колку треба да биде поголем отпорот од силата, кој може да влијае за оптимално проектиран темел. Овој сооднос се нарекува степен на искористеност (utilizationfactor) и е предмет на елаборација во многу прирачници на Еврокодот 7 со конкретни препораки.

Ексцентрицитетот на контактот со подлогата се јавува како резултат на моментот кој делува како надворешен товар или во овој случај како хоризонтална сила која делува на одредена висина над таа површина. Кога ексцентрицитетот е голем се јавува затегната контактна површина, односно постојната (притисната) е редуцирана на површина A' која ќе биде:

$$A' = B' \times L' = (B - 2e_B) \times (L - 2e_L) \tag{2}$$

Во третманот на товарите променливите сили интересно е дека се тие се факторираатодделно што може да се види со равенката за проектната сила:

$$V_d = (F_{Gk} + \sum_i \psi_i F_{Qk,i}) + W_{Gk} \tag{3}$$

во која се додаваат коефициенти на комбинација $\psi_0=0,7$ *и* $\psi_1=0,6$. Од друга страна пак проектната носивост (отпор) на подлога се пресметува според тројната ($3N$) формула дадена во Анексот *D* од EN1997-1:

$$R_d / A' = c'N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q'N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \tag{4}$$

Вредностите за членовите од горенаведената равенка се пресметуваат според изразите дадени во Анексот *D* од EN1997-1.

- *Лизгање на темелот во основата*

За плитките плочасти темели изложени на дејство на хоризонтални акции, во Еврокодот 7 се поставува контрола во која проектната хоризонтална акција H_d која делува врз темелот како надворешен товар треба да биде помала или еднаква од проектната носивост R_d, односнотриење

на контактот (основата) на темелот и пасивниот притисок R_{pd}кој се јавува по страната на темелот:

$$H_d \leq R_d + R_{pd} \tag{5}$$

Доколку го поставиме неравенството во функција од напрегања наместо силите, р-ката (3) ќе се трансформира во следната:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd} \tag{6}$$

каде τ_{Ed} е проектното вкупно напрегање кое делува по основата на темелот (ефекти на акции) и τ_{Rd} е проектниот отпор како резултат на вкупното напрегање. Проектното напрегање τ_{Ed} се пресметува според р-ката (7), а проектниот отпор τ_{Rd} според р-ката (8) зададена подолу:

$$\tau_{Ed} = \frac{\sum H_d}{A'} = \frac{\gamma_G (H_{Gk} + P_{a,Gk}) + \gamma_Q H_{Qk,1}}{A'} \tag{7}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{\gamma_{G,fav}(V_{Gk} - U_{Gk}) \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}\gamma_\varphi A'} \tag{8}$$

2.3.2. Гранична состојба на употребливост

Еврокодот 7 предвидува проектните поместувања E_d на темелите да бидат помали или еднакви на дозволеното поместување C_d специфицирано со проектот:

$$E_d \leq C_d \tag{9}$$

Компонентите на слегањето кои се: моментално (s_0), предизвикано од консолидација (s_1) и слегање предизвикано од ползење (s_2). Според ова р-ката (9) го добива следниот облик:

$$s_{Ed} = S_0 + S_1 + S_2 \leq S_{cd} \tag{10}$$

3. ГЕОТЕХНИЧКО ПРОЕКТИРАЊЕ СПОРЕД ЕВРОКОД 8

Во EN 1998-5: Асеизмичко проектирање на конструкции - Дел 5: Темели кој е логично продолжение односно дополнување на Еврокод 7 се говори за обезбедување на конструкцијата од сеизмички влијанија. Во него се предвидува само една проектна постапка, имено примена на ПП-3 со материјално факторирање. Ова е своевидна недоследност бидејќи се ограничува проектантот за избор на соодветна постапка, посебно ако се применува во земји кои имаа поинаква традиција на пресметување, на пример Германија или Англија, земји во кои сеизмичките товари се ретко меродавна комбинација. Како главен услов на Еврокодот 8 се јавува проверката на граничната состојба на лом, додека граничната состојба на оштетување не е детално опишана.Не се даваат конкретни насоки и методи за контрола на слегнувањата и деформациите за сеизмички оптоварувања на темелот. Ова претставува одреден недостаток кој во иднина сигурно ќе се развие исто така.

Што се однесува да македонската пракса, кај нас не постои јасна одредба со која се пропишува одреден услов за пресметување на темели од сеизмички влијанија.Во пракса вообичаено е глобалниот коефициент на сигурност кој го дели граничното напрегање да се усвојува еднаков на 1.0 (или нему блиска вредност). На тој начин се намалува сигурноста и се изедначува граничното со дозволеното напрегање.

Стабилноста преку достигање на носивиот капацитет на подлогата за темел оптоварен со сеизмички влијанија со Еврокодот 8 се предвидува да се изврши според концепт во кој се земаат во предвид динамичките материјални својства на темелната подлога. Паралелно се претпоставуваат и сеизмички акции и ефекти од акции кои соодветствуваат на сеизмичноста на теренот согласно Европската скала. Засега е предвидена само еден пресметковен модел на површински лентовиден темел кој е фундиран во хомогена почвена средина. Според таа

пресметка на почетокот се претпоставува ширината на темелот, што вообичаено е онаа добиена со статичката пресметка, за која се проверува нееднаквоста условена од почвената јакост, ефектите од проектните акции (N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed}) на кота на фундирање и инерцијалните почвени сили:

$$\frac{(1-\overline{eF})^{c_T}(\overline{\beta V})^{c_T}}{(\overline{N})^{a}\left[(1-\overline{mF}^{k})k'-\overline{N}\right]^{b}}+\frac{(1-\overline{fF})^{c'_M}(\overline{\beta V})^{c_M}}{(\overline{N})^{c}\left[(1-\overline{mF}^{k})k'-\overline{N}\right]^{d}}-1\le 0 \qquad (11)$$

За сега во Еврокодот 8 предвидени се параметри само за две (гранични) состојби на почвата и тоа: за изразито кохерентни и некохерентни. Типичен претставник за изразите некохеренти е чакалот и песокот, а кохерентни се глините. Во следната табела 2 се презентираат параметрите неопходни за пресметување според релацијата (11).

Параметар	Изразено кохерентна почва	Изразено некохерентна почва
A	0,70	0,92
B	1,29	1,25
C	2,14	0,92
D	1,81	1,25
E	0,21	0,41
F	0,44	0,32
M	0,21	0,96
K	1,22	1,00
K’	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
$c’_M$	1,00	1,01
B	2,57	2,90
Г	1,85	2,80

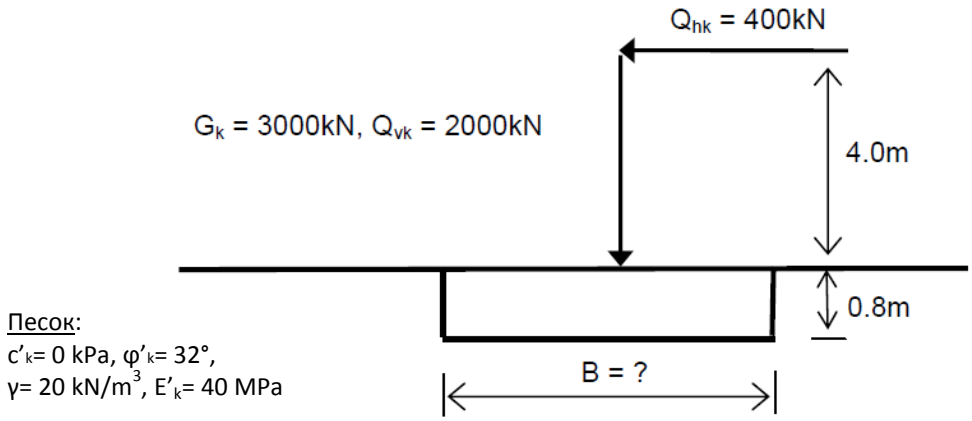
Табела2. Вредности за нумерички параметри од општиот израз (11)

Преостанатите релации и зависности користени во оваа пресметка се дадени во Анексот F од EN1998-5.

4. АНАЛИЗА НА ПЛОЧАСТ ЛЕНТОВИДЕН ТЕМЕЛ

Примерот за плочастлентовиден темел оптоварен со вертикална и хоризонтална сила со ексцентрицитет предложен од ETC 10 е искористен во споредба на различните постапки за пресметување со оние предложени во Еврокодовите.

Така, усвоен е плочаст темел со длабина на фундирање од D_f= 0.8 m, кој лежи врз почвен полупростор дефиниран со волуменска тежина од γ = 20 kN/m^3, кохезија c'_k=0 kPa, карактеристичен агол на внатрешно триење φ'_k = 32° и модул на еластичност E'_k= 40 MPa. Карактеристичните оптоварувања се: постојано вертикално од G_k = 3000 kN дополнето со сопствената тежина на темелот, Променливо вертикално од Q_{vk} = 2000 kN како и постојано хоризонтално G_{hk} = 0 kN и променливо хоризонтално Q_{hk} = 400 kN кое делува на висина од h = 4.0 m над површината на почвата (види слика 1).



Слика 1. Анализиран пример на плочаст лентовиден темел

Примерот е избран да биде едноставен во својата дефиниција, материјал и товари, се со цел да се добијат погенерални резултати кои понатаму ќе може да се споредат помеѓу сите земји членки на ЕУ. Добиените резултати потоа се доставени до CEN за да влезат во базата на податоци која ќе се анализира од Европскиот технички комитет. Од друга страна пак за нас тие се значајни за да се неправи проценка на сигурноста кај објектите кои се пресметани според старата регулатива. Во оваа пресметка најпрво е определена ширината на темелот според Еврокод 7 за двете гранични состојби, лом и употребливост, и тоа по сите проектни постапки. Во неа се користат препорачаните вредности за парцијалните коефициенти на сигурност дадени во табелата 1. Потоа ширината на темелот е пресметана според Еврокод 8. На крај утврдена е ширината на темелот според правилникот за фундирање во постапка која претпоставува коефициенти на сигурностγ_c=2.5 и γ_φ=1.5 за кохезијата и аголот на внатрешно триење, соодветно. Добиените резултат се презентирани во табела 3.

Еврокод 7			МКС	Еврокод 8
ПП	ULS	SLS	B (m)	B (m)
	B (m)	B (m)		
1.1	2.95	4.92	3.90	4.68
1.2	3.55	4.19		
2	3.31	4.92		
3	3.86	4.92		

Табела3.Ширина за плочаст лентовидниоттемел

Од резултатите добиени за граничната состојба на лом според Еврокод 7 може да се забележи дека ширините се разликуваат за 14% помеѓу ПП-2 и ПП-3 или за 8% помеѓу ПП-1 и ПП-3. Оттука, може да се заклучи дека најконзервативна во прогнозата е ПП-3 со вредност која е идентична со онаа добиена според МКС. Ширината пресметана според гранична состојба на употребливост е изедначена помеѓу различните постапки, што е за очекувањебидејќи факторите на сигурност секаде се усвоени да бидат 1.0. Разликата помеѓу двете анализирани состојби за статички оптоварување изнесува 21%. Посебно интересен е резултатот за темелот товарен со сеизмички влијанија за кој се добива ширина поголема од статичката товарна комбинација на гранична состојба на лом, но не и за онаа на употребливост. Ова е значајно согледување кое не е секогаш случај, но тоа зависи од сеизмичките параметри. Затоа без исклучоксекогаш е потребно да се спроведуваат сите контроли пропишани во Еврокодот.

5. ЗАКЛУЧОК

Оваа студија е резултат на актуелните процеси за хармонизација на домашната техничката регулатива со Европската. Имено, од 2010 година земјите членки на ЕУ се обврзаа своите конструкции да ги проектираат според новите Европски стандарди т.н. Еврокодови. Во таа смисла овој труд презентира пресметка на плочастлентовиден темел според проектните аспекти од Еврокодот 7 и МКС, поточно правилникот за фундирање кој датира од крајот на минатиот век.

Значајна придобивка на Еврокодот EN 1997-1 е таа што нуди голема слобода на инженерите во изборот на пресметковен модел. Идејата на различните проектни постапки е да се факторира несигурноста онаму каде е најголема, а не секаде подеднакво. На тој начин ќе се стигне до оптимално и економично решение.

Според резултатите од ова испитување со предложените коефициенти на сигурност од анексот А на EN 1997-1, може да се заклучи дека третата проектна постапка дава најконзервативни резултати кои се блиски со оние добиени според МКС. Ова и не е големо изненадување со оглед на фактот дека и во двата случаја се работи за примена на концепт на материјално факторирање.

Проектната постапка 3 има потреба од само една пресметка во која се вклучени коефициентите за акциите од ПП-1 комбинација 1, а за материјалните карактеристики коефициентите од комбинација 2. Таа е избрана во многу земји за проверка на стабилноста на косини, а многу ретко и за проектирање на темелни конструкции, плитки и длабоки.

Проектната постапка 1 ги зема во предвид несигурностите од акциите и материјалните карактеристики одвоено, што е позитивно, но како недостаток е тоа што секогаш треба да се прават две одвоени пресметки. Комбинацијата 1 не дава дополнителна сигурност кај одредени проектни ситуации (на пр. потпорни конструкции и стабилност). Комбинација 2 се јавува како меродавна за повеќето геотехнички задачи како и во плиткото фундирање.

Проектната постапка 2 со предложените коефициенти дава резултати кои се помеѓу ПП-1 и ПП-3. Недостаток тука е тоа што истата има потешкотии да се вклучи во нумеричка анализа, на пр. со примена на методот на конечни елементи, поради системот на факторирање. Инаку најмногу земји се одлучиле ПП-2 да би де меродавна постапка за проектирање на темели, плитки и длабоки.

Според статистиката на CEN во поглед на националниот избор меѓу земјите членки на ЕУ на проектна постапка за геотехнички конструкции освен за косините, најголема примена има ПП-2 со 55%, по која е ПП-1 со 30% и како последна е ПП-3 со само 10%. Во Р. Ирска и Чешката Република, а од сега и во Македонија, се дозволува примена на сите три постапки.

За поголеми оптоварувања и деформабилни средини задолжително е да се контролира условот за употребливост бидејќи тој често е меродавен. Истражувањата укажуваат дека големината на вертикалниот товар влијае врз меродавната проектнасостојба, што се потврдува и во оваа студија.

Пресметката за определување на потребната ширина на темелите кои се изложени на доминантни сеизмички влијанија, неопходно е да се спроведе поЕврокодот EN1998-5. Бидејќи во МКС нема пропишано ваква пресметка не се направи споредба.

Од извршената анализа се заклучува дека моделот на пресметка вклучува дефиниција на многу параметри меѓу кои доста немаат физичко значење, за кои и нема споредбено искуство. Затоа во наредниот период се очекува унапредување на овој Дел 5 од Еврокодот 8.

Од јуни 2015 година Еврокодовите се и наша реалност, а нивната имплементација која претставува нов импулс во конструктивното инженерство до целта за економични и безбедни конструкции. Едно е сигурно дека тие се голем исчекор во нашето градежно конструктерство.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Bond, A. &Harris, A. DecodingEurocode 7, Taylor&Francise-Library, 2008.ISBN 0-203-93772-4. pp.174-200, 305-352

[2] Frank, R. &Bauduin, C. &Driscoll, R. &Kavvadas, M. &KrebsOvesen, N. &Orr, T. &Schuppener, B. Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: GeotechnicalDesign-GeneralRules. Thomas Telford, London. 2004. ISBN 9780727731548

[3] EN 1997-1,Eurocode 7: Geotechnicaldesign– Part1: General rules. 2004. pp.1-155

[4] EN 1998-5,Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundation, retaining structures and geotechnical aspects. 2004. Pp.1-40

[5] Wang, J. &Thusyanthan N. I. EvaluatingFoundationDesignConceptsofEurocode 7 &8. Proceedings of the BGA International Conference on foundation, Dundee, Scotland, 24-27 June 2008. HIS BRE Press, 2008

[6] Pecker A. &Pender, M.J. EarthquakeResistantDesignofFoundations: NewConstruction, BuildingtheFutureintheEuro-MediterraneanArea - Workshop - 27-29 November 2006, Varese, Italy

[7] Правилник за техничките нормативи за темелење на градежни објекти, Службен весник на СФРЈ бр.15. 1990

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 9

Dragan KOSTIC[1], Vuk MILOSEVIC[2], Danijela DJURIC-MIJOVIC[3], Aleksandra CILIC[4]

MODERN FABRIC STRUCTURES FOR PROTECTION OF ARCHEOLOGICAL SITES

SUMMARY

The aim of this paper is to analyze the fulfillment of requirements for protection of archaeological sites from further destruction in relation to criteria, as well as in relation to the cost of making such fabric protective structures. This paper analyzes geometric shapes and structural characteristics of fabric structures as a function of conditions and requirements set by the task of covering the archeological sites. Modern tendencies of application of these systems will be exemplified with structures in the nearby surroundings. Advantages of the typical membrane structures are reflected in the attractiveness of the shape, structural reliability, small and limited interventions in the excavation of the foundations, quick installation and the possibility of moving the structure, natural ventilation and natural lighting, cost of installation not higher than traditional or hybrid structures.

Keywords: protective structures, membrane structure shapes, archeological sites shelters

Драган КОСТИЌ[1], Вук МИЛОШЕВИЌ[2], Данијела ЃУРИЌ-МИЈОВИЌ[3], Александра ЧИЛИЌ[4]

МОДЕРНИ МОНТАЖНИ КОНСТРУКЦИИ ЗА ЗАШТИТА НА АРХЕОЛОШКИ НАОЃАЛИШТА

РЕЗИМЕ

Целта на овој труд е да се анализира исполнувањето на критериумите за заштита на археолошките наоѓалишта од понатамошно уништување. Во овој труд се анализирани геометриски форми и структурни карактеристики на монтажните заштитни конструкции како функција од условите и барањата кои треба да ги задоволи една заштитна конструкција на археолошко наоѓалиште. Предностите на типична мембранска структури се рефлектираат во атрактивноста на обликот, структурната сигурност, мали и ограничени интервенции во ископот при темелење, брза инсталација и можноста за поместување на конструкцијата, природна вентилација и природна светлина а при тоа трошоците за инсталација не се повисоки отколку кај традиционалните или хибридните конструкции.

Клучни зборови: заштитни конструкции, мембрански структурни форми, археолошки наоѓалишта

[1] Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering and Architecture-FCEA, University of Nis, Nis, Republic of Serbia, dragan.kostic@gaf.ni.ac.rs
[2] Teaching Assistant, M. Arch., FCEA, University of Nis, Nis, Republic of Serbia, vukamer@yahoo.com
[3] Teaching Assistant, M.C.E., FCEA, University of Nis, Nis, Republic of Serbia, daca@gaf.ni.ac.rs
[4] Teaching Assistant, PhD, FCEA, University of Nis, Nis, Republic of Serbia, aleksandra.cilic@gaf.ni.ac.rs

1. INTRODUCTION

The archeological heritage has an essential importance for knowledge of the history of mankind. It gives us data on ancient history, but it is facing a severe risk of dilapidation due to a large number of building projects, illegal and unscientific excavations, inadequate public awareness as well as due to natural causes. It is possible to employ the technical expertise to increase protection of archeological heritage from the natural impacts using town and spatial planning of physical protective structures. The cultural development policy, provides for introduction of adequate management, scientific supervision and adequate planning of focused activities and it is in the domain of the state policy. The responsibility for protection of archeological heritage is not only the responsibility of the state on whose immediate territory it is located, but also of all the European countries, with the goal of reducing risk of dilapidation of the heritage in improvement of its protection, which is regulated by the international conventions on protection of cultural property (Paris 1954, Granada 1985, Valeta 1992, Paris 1972), and by the national legal regulations (Sl. Glasnik 1994).

The natural factors impacting the archeological sites are winds, heavy rain and snow, water accumulation in the surrounding of the sites, warming up due to solar radiation and sunlight. The sites cannot be protected from natural disasters such as earthquakes, inundations or conflagrations nor from erosion caused by wind or water courses. Action of animal and plant life can also be listed as destructive factors.

A true challenge starts after excavations on an archeological site. Removal of the protective soil cover covering the excavation findings is one of the destructive factors affecting archeological sites. The issues troubling the exposed findings are common because of the fragility and sensitivity of materials left without the protective layers of soil. These materials require special attention and precautions due to their specific characteristics.

Contemporary approach to protection and presentation of cultural-historical heritage comprises formation of organized archeological parks. This task includes further excavation, conservation of discovered remains on the site or in a specially protected area, presentation of archeological remains (meetings, workshops, exhibitions in separate areas or on the actual sites), but also solving of various aspects of organization of entire space (tourist information center, sanitary units, restaurants, small accommodation structures, parking etc.). It is clear that the town planning aspect is a very important planning task of organization of archeological parks, whereby the architects are charged with formation of individual spaces and buildings within the site area (Folic et al.). The dominant structure is always a structure with the highest elevation, which on the archeological sites is the protective structure of large spans. Formation of protective structures over the central parts of archeological sites proved to be a necessity which in a functional sense should solve the problem of protection of excavations from adverse weather effects, the works on conservation of immovable property, with simultaneous presentation of the excavated findings without disrupting the previously mentioned activities.

The paper deals with the analysis of geometrical forms and structural characteristics of the systems based on the fabric cover, in the function of criteria and requirements for covering of archeological sites. Contemporary tendencies of implementation of these systems will be presented though the examples on the closest locations.

The goal of this paper is an analysis of fulfillment of requirements for protection of archeological remains from further dilapidations from the aspects of functionality and economic justifiability.

2. CRITERIA AND REQUIREMENTS FOR COVERING OF ARCHITECTURAL SITES

Protection of the central parts of archeological sites for the purpose of further excavation works, conservation in situ and presentation of the site to the visitors is made possible with implementation of all currently known structural systems (Ertosun 2012). There is a large number of constructed protective structures in the world, but also those which are still at the level of conceptual designs. Some of them have small spans, and a temporary characters, while the lasting structures have been

made from high-tech materials, have large spans, and very often were constructed in place of the dilapidated temporary structures.

The basic conditions important for design of protective structures are primarily characteristics of the site itself (historical period of archeological findings, characteristics of material and structures which ought to be protected, optimum micro-climatic conditions for the work on conservation and preservation of the remains,) geomorphological characteristics of the immediate surroundings of the site (relief, presence of woods, proximity of river courses/sea/lakes), concept of structure presentation to the wide public (educational, scientific-research, tourist, marketing), predicted life time of protective structure. There are still no defined guidelines for adoption of a certain structural concept depending on the previously mentioned most important impact factors. Architects have freedom of choice in structural terms depending on the span of the protective structure, while in terms of the cover material, there are two opposing possibilities which are inherent with the adopted system of the supporting structure: traditional or innovative.

These structures should satisfy the stringent requirements for protection of the sites from destructive weather impacts in a long time period. Direct contact of uncovered archeological findings with oxygen, solar radiation and new – changed conditions of humidity can cause damage. For that reason, it is necessary, immediately after uncovering-removing of soil layers, to create temporary shelters of small spans in order to permit the unfolding of conservation works, until the permanent protective structure is built. Adverse weather effects which can cause damage are: rain (mechanical impact of raindrops and chemical dissolution of material of the excavated remains), wind (mechanical pressure and surface abrasion), solar radiation (thermal expansion and discrepancy in dilatation of sunlit and shaded parts of the remains), ultraviolet solar radiations (damage of paints and pigments), frequent cycles of evaporation/condensation (crystallization of salts in material and their effects on the excavation surfaces), frost (destruction by contraction of excessively wet and water saturated surfaces). A typical damage pathology is related to the presence of water from the precipitation or condensate which dissolve salts which chemically destroy the materials.

Design specifications should contain the criteria these structures must satisfy in terms of ventilation which will prevent condensation in the period October-May and reduce warming effect due to solar radiation in the period May-October, and natural lighting which does not alter the sunlight spectrum. In structural sense, these structures must be stable for all known loads and external effects, be as lightweight as possible, be simple to maintain, see implementation of contemporary and improved materials, have the capacity to be dismantled and reassembled at another location and to allow adaptability of functional layout, with the condition that the budget for their construction in complex conditions is as small as possible.

In figure 1 is presented the scheme of the process of production of design documents until the building preparations (Ertosun 2012).

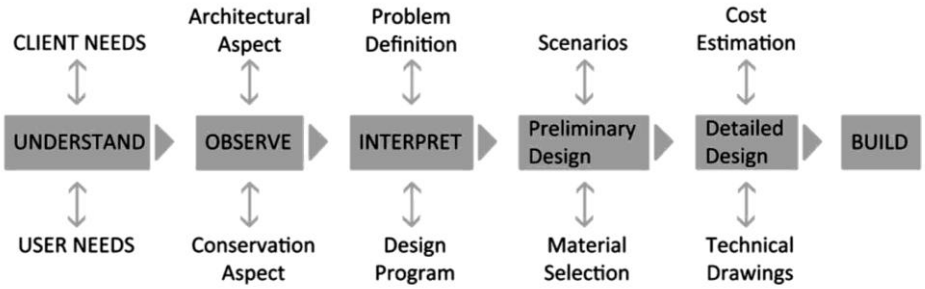


Figure 1. Process of Protective Structures Design

After production of the design, it is necessary to evaluate impacts of protective structure on the environment and structures on the site in order to avoid negative impacts and damage from increased humidity, thermal dilatations and condensation, radiation warming, freezing as well as the photometric aspect.

3. SHELTERING SYSTEMS IN USAGE

The basic precondition for successful presentation of excavations is establishment of agreeable conditions for the further excavation works, conservation and presentation of the sites, as well as protection from adverse weather effects. The necessary conditions for the mentioned activities are microclimatic conditions under the protective structures, concerning temperature (12°C-28°C), relative air humidity (40%-65%), solar radiation, minimum natural lighting of 100 lux.

The most frequently used materials for construction of protective structures envelopes are:

- Traditional covers in the form of corrugated tin sheets or hydrocarbon corrugated panels are used solely to cover rigid arched or frame structures of glued timber, concrete or metal;
- Contemporary and innovative flexible materials in the form of fabric can be used as self-supporting system or as a cover over the rigid structures.

The studies comparing the mentioned comfort parameters in correlation with the most frequently implemented materials and their combinations (individually used corrugate tin sheets or PVC membranes, or a combination with a lower textile layer providing shade) show (Rosina et al. 2011, Beccarelli et al.):

- Solar irradiation is identified as the main cause of warming up of excavated sites in all the seasons. The degree of irradiation is reduced to a greatest extent by using the traditional covers with a layer of shading textile, but very similar results are obtained by using the PVC membrane and a shading layer. Also acceptable are the individual layers;

- The air humidity under the open structures is directly correlated with the relative humidity of the exterior, but the dew point occurs much more rarely because of the more uniform temperature in the cases when double layers are implemented and when solar irradiation is reduced. In the cases of individual implementation, the corrugated tin-sheets demonstrate much more often occurrence of condensation;

- Daylight illumination is much better for PVC membranes regarding that the individual types of these membranes let through as much as 60% - 80% of visible spectrum. By comparing the colorimetric data with the new and 15 months old membranes, it was found that the wavelengths of blue and green colors are missing, which creates an impression of dominantly yellow hues.

Implementation of a PVC membrane with the supporting polyester core is a covering element of contemporary protective structure for the previously presented reasons. The additional advantage of this material is its negligibly low own weight. The downside is the durability of the material, ranging between 10 to 30 years, depending on the membrane type (I-V). The cost depends on the durability of these materials.

4. CONTEMPORARY LIGHTWEIGHT PROTECTIVE STRUCTURES

There is a large number of archeological sites in Serbia (189) which were declared immovable cultural property. 10 sites were declared a cultural property of outstanding importance, and only 25 has a status of a cultural property of high importance (Authors 2007). The enclosed permanent protective structures were built only on five sites in the last ten years (Vasic Petrovic and Momcilovic Petronijevic 2015).

4.1. Lepenski Vir near Majdanek

This archeological site is a cultural property of outstanding importance. It is located in the Djerdap gorge, dated back to the period between 6500 and 4500 BC. What is specific about this site is that it was displaced from the original location due to construction of the HE plant "Djerdap I". Temporary shelters built in 1970 were replaced by the single closed protective structure, containing the museum building and visitor center. The structural system is a frame lattice girder system with the polycarbonate cover. The transversal span of the structure is 50m. The primary goal of the site is educational and touristic, so the shelter cover is fully transparent. Regarding that the site is completely

enclosed by the transparent walls and the roof, the greenhouse effect is very prominent, as well as high temperature due to solar radiation.

Figure 2. Lepenski Vir. Interior view of the site with the museum building

Figure 3. The model of a frame structural system of space lattice frames

4.2. Drenovac near Paracin

Scientific-research center for study of the Neolithic period on the Balkan peninsula was formed in Paraćin and the archeological site being systematically explored is a Neolithic settlement in „Drenovac", and there are around a hundred other registered sites in the area of Pomoravlje area. The most interesting fact is that these settlements exhibited the oldest traces of animal husbandry and farming. The protective structure on this site was built in 2013 as arched system of glued laminated timber, having cylindrical form. It is a closed structure with openings for ventilation, covered by a PVC membrane. The basic purpose of this protective structure are thematic research and conservation of the buildings, but it will have a touristic, educational and environmental dimension as well.

Figure 4. Drenovac. External view of the tunnel constructed for working on the site

Figure 5. Drenovac. Internal view of the protective structure – presentation and education

4.3. Sirmuim near Sremska Mitrovica

Sirmium has been categorized as a cultural property of outstanding importance. It is an ancient city from the period I to VI century AD. It covers a wide area which has been explored since the end of XIX century. The central building of Sirmium was the Imperial Palace, which was covered by a closed protective structure in 2006.godine. The concept of the shelter structure design originate in the intention to cover the entire area of the site, having approximate surface area of 2680m². Architecture of the newly constructed building fits into the urban environment, and it functionally satisfies the requirements for protection and presentation of the site. In addition to the archaeological findings, the newly constructed building incorporates a center for visitors, so apart from the protective, it has an educational and tourist-marketing function as well. The building was built in a bearing-wall system, combining RC and masonry walls, while the roof structure having span of 26m was built of glued laminated timber in a form of shallow arches with a chord. The roof cover is plexi-glass.

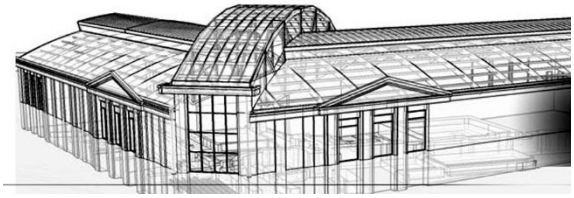


Figure 6. Sirmium-Imperial palace. Model of external view

Figure 7. Sirmium-Imperial palace. Internal view

4.4. Viminacium near Kostolac

The archeological site represents a cultural property of outstanding importance. The remnants of the Roman camp and city with accompanying buildings date back to I to VII century AD. It was one of the most important camps of legions on the Danube, and for some time the Provincial center of Upper Moesia, which included most of Serbia, northern Macedonia and a part of north-west Bulgaria. The explored buildings such as the thermae, northern gate of the military camp and mausoleum were covered and are accessible for the visitors. The mentioned buildings were covered by lightweight laminated timber structures and a cover of a PVC membrane with the polyester core. The fitted structure did not endanger the archeological layers. The buildings were founded on large concrete blocks with anchors.

The northern gate of the military camp of Viminacium and thermae were covered by a cylindrical form using arched laminated timber beams, whereby the frontal walls are fully closed while the lateral are open to the height of 3m and provided with curtains allowing air circulation in the summer season. The mausoleum has a pyramidal form, having a structural system of a dome on square foundations, and it is provided in the same way with the curtains allowing ventilation. Foundation blocks are designed so as to support potential covering with polycarbonate panels. The foundation blocks in the design did not endanger the site, as in general, the interventions in the soil should be minimized and altogether avoided if possible.

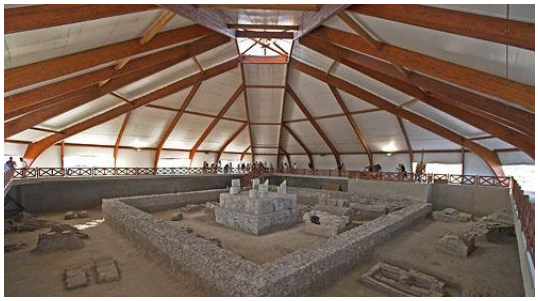


Figure 8. Viminacium-Mausoleum.

Internal view of the protective structure dome

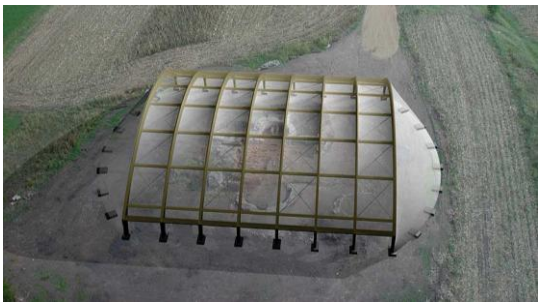


Figure 9. Viminacium-Thermae.

External view of the protective structure

4.5. Mediana near Nis

The ancient settlement erected near Niš is for the first time mentioned in IV century AD. It was declared an immovable cultural property of outstanding importance. The heyday of Mediana was during the reign of the emperor Constantine the Great. The settlement is famous for its residential buildings, and the complex also contains the auxiliary structures for the garrison, servants etc. The first registered data on the remains of the mosaics and buildings date back to Felix Kanitz from the end of XIX century, and the firs systematic excavation began in 30's of the XX century. The most important building on the site of Mediana is the Villa with peristyle, which was in 2014 mostly

covered by a protective structure. The structural system is composed of shallow arches supported on the massive eccentric foundation blocks. The span of the structure is 72,5m and the mutual spacing of the arches is 5m. The frontal parts have the form of semi-domes with radial semi-arches. The cover is a PVC membrane with the polyester core. The space ventilation is achieved by the lateral entry of air and vents on the top of the cylinder. The deficiencies of such design are extensive earth works required for foundation structure, and great disparity of the weight of supporting timber structure (2500daN/m2) and the roof membrane (1 daN/m2).

Figure 10. Mediana-Villa with peristyle. External view of the protective structure under construction

Figure 11. Mediana-Vila with peristyle. Internal view of the protective structure under construction

4.6. Capo Soprano, Gela on Sicily

One of the largest colonies of ancient Greece was located in the fort of Gela, known better as Walls of Timoleontea. They represent an ancient military architecture in the immediate vicinity of the bay Capo Soprano. The characteristic of the archeological site is an excellent state of the ramparts, which in some cases were covered by up to 12m of sand. The building technique of the walls is specific and there are only two cases of it in the world. The structure consists of large foundation blocks of sandstone, up to 3m large, while the other part of the ramparts is built in mud mortar and masonry. The protective structure was finished in 2008 over around 200 m of preserved remains of the wall, and it covers around 2640m2. The protective structure was made galvanized steel portals with curved beams. The mutual spacing of the frames is 15m with steel cable braces. The form of the roof cover is a hyperbolical paraboloid and the cover is made of PTFE membrane with fiberglass core. The advantage of this structure is in an attractive visual effect, while the protection against the weather effects is achieved.

Figure 12. Capo Soprano near Gela.

External view of protective shelters of PTFE membrane, having Hy-Par form

Figure 13. Capo Soprano near Gela.

Internal view of protective shelters of PTFE membrane, having Hy-Par form

4.7. Hagar Qimand Mnaidra Temples, Malta

The Megalithic complex Hagar Qim is situated on the southern cost of Malta. The temples date back to the period around 3500 BC. They were built of the large blocks of globigerina limestone. Some of the blocks are as much as 7m in length. This archeological complex is the oldest form of temples where the sacrificial chambers are in agreement with the incident angles of sunrays at times of solstice and equinox. The temples were used for the ritual of animal sacrifice and predicting future.

The Hagar Qim Complex consists of the main temple and three adjoining megalithic structures next to it. The entrance through the large protective walls is used as an internal communication and connects six large chambers. Each chamber has a dome vault. Impressive appearance of these structures, time of their construction and implementation of astronomical phenomena are the reasons for protecting the temples with the structures which alleviate the weather effects allow further research, monitoring of the megaliths and presentation of the site.

Two protective structures were built. In structural terms, they are very similar, and they differ in terms of their span (70m Hagar Qim and 57m Mnaidra). The bearing property of textile membranes was employed, so a tensioned membrane structure was built with the main supports consisting of two arched trusses while the peripheral supports have minimal foundation footings for vertical columns, whereby the anchor blocks of the stays were not dug in, but are comprised of concrete blocks placed on the ground level. The cover is a textile membrane having a fiberglass core with a coating of PTFE with a service life of 30 years. The truss was galvanized by immersion in molten zinc. The advantages of these structures are attractiveness, structural simplicity, protective functions and minimum impact on the archeological sites.

Figure 14. Hagar Qim Temple.

Internal illumination shading, protection from weather effects are advantages of these systems

Figure 15. Mnaidra Temple.

External view

5. GEOMETRICAL FORMS OF CONTEMPORARY MEMBRANE STRUCTURES

Usage of membranes in contemporary protective structures imposed usage of the geometrical forms which are called the minimal surfaces in geometrical sense. The reason for that is its active form which depends on the external impacts, so the membrane at any given moment occupies the minimum surface. The role of the membrane in the structural composition can be primary or secondary (Kostic and Milosevic 2010).

In both cases, the membrane receives the load directly from external impacts. When membrane is a primary structural elements, then the stability of entire structure depends on itself. Those are tensioned membrane systems in true sense of the term. The form of the textile provides the form and esthetic value to the entire structure (figure 15). However, modeling of geometry and design of the structure require high precision. The other possibility is that membrane is used only as cover for a structure, which represents a hybrid system. The received load is then transferred to the primary structure (fig.8-11).

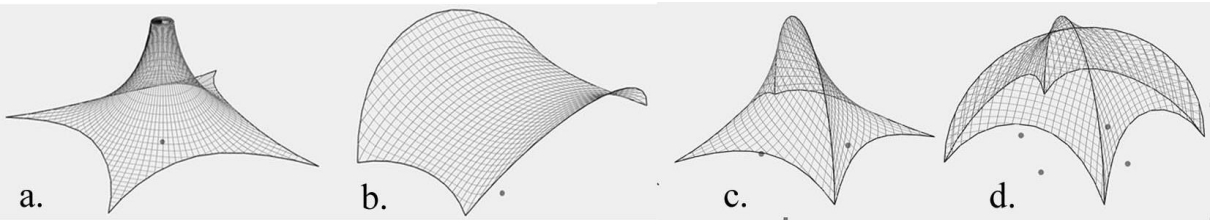


Figure 16. Tensioned membrane systems forms: a. basic conoidal, b. basics saddle form (hyperbolic paraboloid), c. and d. complex forms made by putting together 2 or 4 hyperbolic paraboloid

There are two key elements determining the form of the textile in tensioned systems and those are: limit conditions and prestressing.

Limit conditions comprise the geometry of the supports and their characteristics. The supports in use are point or linear, and they can be movable or fixed. The linear supports can be either rigid or non-rigid. Rigid linear supports are most frequently concrete or metal structures, which is in this case immovable, while the steel cables are linear supports with no rigidity and they are movable. By combining these supports, it is possible to obtain various forms of membranes (figure 14 and 15). Prestressing is another factor determining the form of the textile, and it is implemented through movable linear supports. It is important to say that limit conditions are the main factor in determining the form of the membrane, and that by prestressing, the final appearance can be only partially influenced.

6. ECONOMIC ASPECT

The archeological parks present themselves as an indispensable tourist attraction, and an educational material for finding about own history and for raising the national awareness about the importance of cultural and historical creations of historical peoples. Protection of cultural property is an imperative of the present times, and the tendency is to implement the latest technical and technological achievements at a least possible financing. The orientation data in Table 1 were provided for some of the structures described in the chapter 5.

Site	Year of construction	Covered-Protected Area	Maximal span	Price for completed construction	Price of a load-bearing roof structure without roof covering [1]	Approximate price per m^2 for completed construction
		m2	m	Euro	E/m^2	E/m^2
Lepenski vir	2011	3500	50	3,500,000		1000.00
Imperial palace Sremska Mitrovica	2006	2350	26	1,204,819	50	512.69
Viminacium–Mausoleum	2004	900			47	782.78
ThermaeOld Kostolac	2004	1750		1,369,863	25	
Mediana Niš	2014	10000	72.5	1,358,333	105	135.83
Mnaidra Temple [2]	2009	2670	70	1,500,000		561.80
Hagar Qim Temple [2]	2009	1475	57	1,200,000		813.56

Table 1. Protective structures of archeological sites and their budget for roof-bearing structure and completed structure.

[1] Data acquired from the contractor „Piramida“ from Sremska Mitrovica for the constructed roof structure without protective coating and roof cover

[2]Data acquired from Malta Heritage

The data collected about the cost of construction of protective structures indicate an extensive and complex undertaking which requires precise planning and considerable resources. The cost of only roof structure with all the protective coating and fitting in situ without a roof cover can get as high as 150€/m^2. The covering costs depend on the used cover, whereby the most costly are the PTFE-CrO_2 membranes, with service life of 30 years. Works on access paths, installations, museum building and other amenities within and archeological park depend on the level of equipment at the site and of the structure itself.

Based on the insufficient data (Table 1), and regarding the cost of construction of similar structures for other purposes it can be say that tensioned membrane structures do not require a higher budget than hybrid or traditional structures.

7. CONCLUSION

The advantages of application of typical tensioned textile systems are reflected in attractive form, structural reliability, small and limited interventions on the foundation structure excavation, having the minimum impact on the archeological site, quick fitting and potential for displacement of the structure, natural ventilation and lighting with a budget which not higher than the finances for construction hybrid or traditional structures on the archeological sites.

REFERENCES

[1] A.Isil Ertosun: Evaluation of protective structures in archelogical sites for in situ conservation of archeological remains and artifacts, MSc thesis on Middle east Technical University 2012, Turkey

[2] D.Kostić, V. Milošević: Modeliranje šatorastih sistema u zavisnosti od graničnih uslova, Izdavač GAF u Nišu, TEIK 2010, Niš, knj.2, ISBN 978-86-80295-86-2, Editori: Marina Mijalković, pp. A-175-184

[3] Evropska konvencija o kulturi (Pariz, 1954)

[4] Evropska konvencija o zaštiti arheološkog nasleđa (Valeta, 1992)

[5] E.Rosina, A.Zanelli, P.Beccarelli, M.Gargano, E.Romoli: New Procedures and Materials for Improving Protection of Archeological Areas, Materials Evaluation, August 2011, pp.979-989

[6] E.Vasić Petrović, A.Momčilović Petronijević: Zaštitne konstrukcije na arheološkim nalazištima u Srbiji-potreba ili trend?,pp. 643-650, Savetovanje: Ocena stanja, održavanje i sanacija građevinskih objekata i naselja, Zlatibor, 2015

[7] Grupa autora, Spomeničko nasleđe Srbije. Nepokretna kulturna dobra od izuzetnog i velikog značaja, Beograd 2007

[8] Konvencija o zaštiti svetske kulturne i prirodne baštine (Pariz, 1972)

[9] Konvencija o zaštiti evropskog arhitektonskog blaga (Granada, 1985)

[10] N.Kurtović Folić, G.Milošević, M.Roter Blagojević, A.Nikezić: Arheološki park Medijana-mogućnost obnove i prezentacije, Glasnik Društva konzervatora Srbije 30, pp.54-59

[11] P.Beccarelli, E.Romoli, E.Rosina, A.Zanelli: Textile shelters for archeological areas: a change in the preservation of Cultural Heritage

[12] Zakon o kulturnim dobrima (Sl.Glasnik RS 71/94)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 10

Milos LAZOVC [1], Marija LAZOVIC[2], Janko RADOVANOVIC[3]

MODERN METHOD OF SLOPE STABILIZATION AND FOUNDATION

SUMMARY

The paper presents a solution designed to protect the slope and foundation of the structure of the tourist complex Condo Hotel in Budva. Because the location at which the future object will be built is quite steep and inaccessible, it is proposed that the protection of slope and foundations is made using concrete crates and wells. By applying such a solution it is not necessary to use heavy machinery, which represents one of the key problems for building this object. A complex calculation of bearing capacity and slope stability of the proposed solution is presented. Computer programs Plaxis 2D and Tower 6 are used for these calculations. Static and geostatic calculation particularly cover phases of works during the construction of the object.

Keywords: bearing capacity, crates, wells, phases of work, slope stability

Милош ЛАЗОВИЌ [1], Марија ЛАЗОВИЌ[2], Јанко РАДОВАНОВИЌ[3]

МОДЕРНИ МЕТОДИ ЗА СТАБИЛИЗАЦИЈА НА КОСИНИ И ТЕМЕЛЕЊЕ

РЕЗИМЕ

Во овој труд се претставени проектни решенија за заштита на косините и темелите на туристичкиот комплекс Condo Hotel во Будва. Бидејќи локацијата на која во иднина ќе се гради објектот е доста стрмна и непристапна, се предлага заштитата на косините и темелењето да се изврши со бетонски сандаци и бунари. Со примена на вакво решение, не е потребно да се користат тешки машини, што претставува еден од клучните проблеми за изградба на овој објект. Во трудот ќе биде прикажана сложена пресметка за носивоста и стабилноста на косините. За пресметка искористени се компјутерските програми Plaxis 2D и Tower 6. Направена е анализа на стабилноста а при тоа дефинирани се и фазите за изведба на објектот.

Клучни зборови: носивост, сандаци, бунари, фази на работа, стабилност на косини

[1] Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, mmmlazovic@gmail.com
[2] Assist. MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, mlazovic@grf.bg.ac.re
[3] MSc, V.D.O.O. "Morava", Cacak, Republic of Serbia, jankoradovanovic87@gmail.com

1. INTRODUCTION

The paper presents a solution designed to protect the slope and foundation of the structure of the tourist complex Condo Hotel in Budva. The location for the planned construction of a building is located on a steep slope with an angle of $35\text{-}40^0$. Based on that, it is very difficult to form a working plateau from which concrete diaphragm walls or curtain of piles would be performed. Therefore changes to a part of the existing main project [2] are proposed, it is proposed that the building foundations are made with concrete crates and wells. Performing of these elements does not require heavy machinery, so it can be performed in very rugged terrain. Also, these elements, together with supporting walls serve to ensure the stability of the slopes during the works, as well as the lasting stability. This paper presents calculation capacity and stability of crates and wells, as well as the stages of their performing in such specific conditions.

2. DESCIPTION OF ALTERNATIVE SOLUTIONS FOR SLOPE PROTECTION

Within the framework of the project various alternative solutions for slope protection and building foundation are considered. In all solutions it is necessary to fulfill the requirement of slope stability during construction works and later during exploitation of the object, as well as to provide high-quality works on creating the foundations for the building.

The protective structure within the existing main project is designed with reinforced concrete diaphragm which is in two levels anchored with geotechnical anchors. Performing this protective structure allows the execution of excavations for basic strip foundations in cascades due to the configuration of the terrain. Since the depth to the flysch in which foundations are created is relatively large such a solution required deep excavations. After performing the foundations it was necessary to concrete walls above them. The space between these walls, below the floor slabs, is filled with excavated material.

Analyzing the proposed solution, it can be concluded that it was technically correct, but that the performing of these works is complex. It is particularly difficult to form a working plateau for moving of machinery for perform diaphragm walls having in mind the very steep slope of the terrain in the transverse direction (average 35^0). Also, excavation for the foundations of the building is quite deep, which puts it into question of rationality of such solution. Therefore, analysis of alternative solutions for slope stability and foundations of the building were made. The basic idea is that instead of a shallow foundation system deep foundation is used, in which the load of the object is transfered to ground with special structural elements. Since these elements are fixed in deeper layers of the soil with better characteristics they may also serve to ensure the stability of the slope. In this case, due to the technology of performing concrete wells and crates, it is not necessary to do create working platforms for machinery moving.

Having in mind the situation at the site, part of the building and excavation which was performed until then, it was concluded that the proposed concrete crates and wells are good solution. To perform these elements heavy machinery is not required, transport of other equipment and materials could be carried out with existing cranes at the construction site. Initial excavations for performing these elements are small, so that their performance does not disturb the stability of existing slope. It is suggested that the works are performed in phases with cascading, going from bottom to top.

3. DETAILED DESCRIPTION OF THE PROPOSED SOLUTION

As previously stated, based on the analysis of alternative solutions to protect the slope and foundation of the upper part of the building, as the best solution a deep foundation with crates and wells has been adopted. These elements also serve to provide slope stability. Wells and crates are created in places of wall intersections in the axes 5, 6-7, 8 and 9. In axes 5 and 8 concrete wells are designed, and in other axes where there are greater lateral earth pressures concrete crates are designed. Over these vertical elements a grill system of concrete foundation beams is designed and from there upwards bearing walls of the building's structure.

The next section will provide a description of the solution according to the axes. In the axis 6-7 in the construction project, there are two parallel walls, and the space between them is used for installations. On this part there are significant differences in ground level, which means that large lateral earth pressures should be accepted. It is therefore adopted to design reinforced concrete crates in this row. Cross section dimensions are 1.70 x 1.60m. These crates are to the level of foundations performed in solid cross-section, and above that they are fitted into the construction, i.e. with the walls. Shell thickness is 0.15m and they are performed to the final depth. Then, within the crate shell reinforcement is mounted and concreting of the internal walls of the crates is performed. Through crates walls reinforcement anchors that connect crates and walls are left. These crates are performed such that they enter the layer of flysch with good characteristics and thus they are fixed in the soil.

The axis 9 also has large diferences in the ground level therefore concrete crates are adopted. Box dimensions are 1.80 x 1.10m. These crates are excavated under the protection of concrete lining which is concreted parallely with the progress of the excavation. When the designed depth is reached within the shell of the crate reinforcement is mounted and concreting of the crate is performed. From these crates reinforcement anchors that connect with reinforced concrete retaining wall that runs over them are left. The designed length of these crates is around 9.00m. They are performed in axes which have walls of the building in transverse direction. In this way, we obtain a relatively rigid structure that can accept lateral earth pressures and vertical loads from the building.

In the axes 5 and 8 there are no differences in the ground level, lateral pressure from the soil are smaller. Therefore concrete wells with a diameter of 1.00m are designed, and around the well a concrete shell with thickness of 0.1m is adopted. Since these wells are rigidly connected with the grill beam system and the walls of the building they also accept part of lateral earth preassures. In addition, the depth of these wells are determined so that they end in a layer of flysch and that their capacity in the vertical direction is sufficient to accept the vertical load of the building.

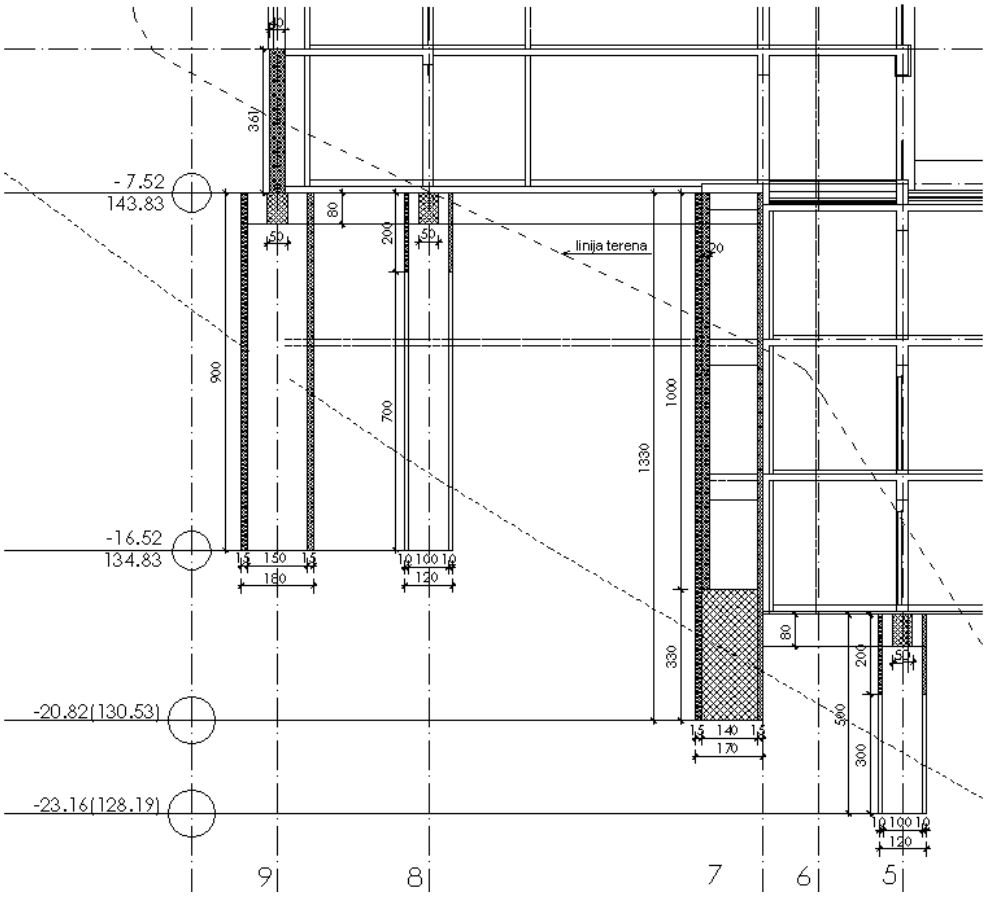


Figure 1. Formwork plan for concrete crates and wells

4. STATIC CALCULATION OF THE PROTECTIVE STRUCTURE FOR THE SLOPE STABILITY AND FOUNDATION OF THE OBJECT

Static and geostatic calculation of the protective structures for ensuring slope stability and foundation of the building is by its nature very complex. It is a problem of soil-structure interaction in vertical and horizontal direction. In these calculations it is very important to correctly model the behavior of soil. Upper softer layers of soil are modeled with Mohr-Coulomb elasto-plastic soil model. The parameters for this model are taken from the Geotechnical studies [1]. For the layer of strong flysch, which is a soft rock, a Hoek- Brown model was adopted.

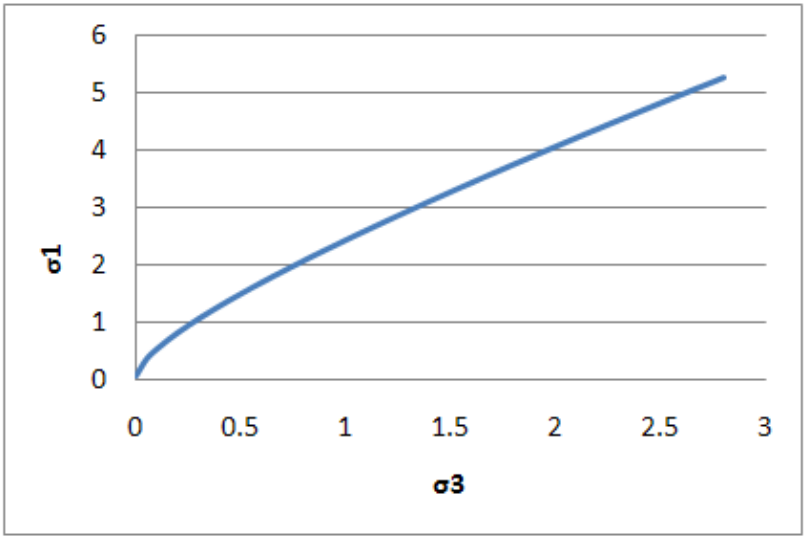


Figure 2. Relationship between main stresses in the Hoek- Brown model

Analysis of loads on crates and wells were completed for the following loads: the load from their self weight and weight of the object, the imposed load, the load from lateral soil pressures, seismic load.

4.1. Static calculation of concrete crates and wells due to vertical loads

The vertical loads that the structure of the building transfers to crates and wells are determined on the basis of calculated reactive loads below the foundations of the building according to original main project. These loads are determined for the cases of self weight and imposed loads of the object. Summarizing the product of strip reactive loads and corresponding length of the crate or well value of vertical load that the structure of the building transfers to them is determined.

4.2. Geostatic calculation of concrete crates and wells due to horizontal soil pressures

Since the terrain has a large slope, the object is built with several cascades. In these areas, on the object, lateral soil pressures are acting. Calculation of the forces that crates and wells accept is very complex, since the calculation should include the interaction of structure, soil and crates (wells). For this purpose, a complex calculation model is formed, which analyzes one transverse wall which is connected to crates and wells with grill beam system in the upper part, and in the lower part with foundation slab resting on the ground. Using software called Plaxis 2D [3] horizontal displacements of crates and wells due to unit horizontal forces on their top is determined. This same calculation is done for already built part of the object. Based on these results, matrix of flexibility of these elements is determined, and with their inversion the stiffness matrix of the built part of the object, crates and wells is obtained. Figure 3 presents the horizontal displacement for typical cross section of the crate in the axes 6-7.

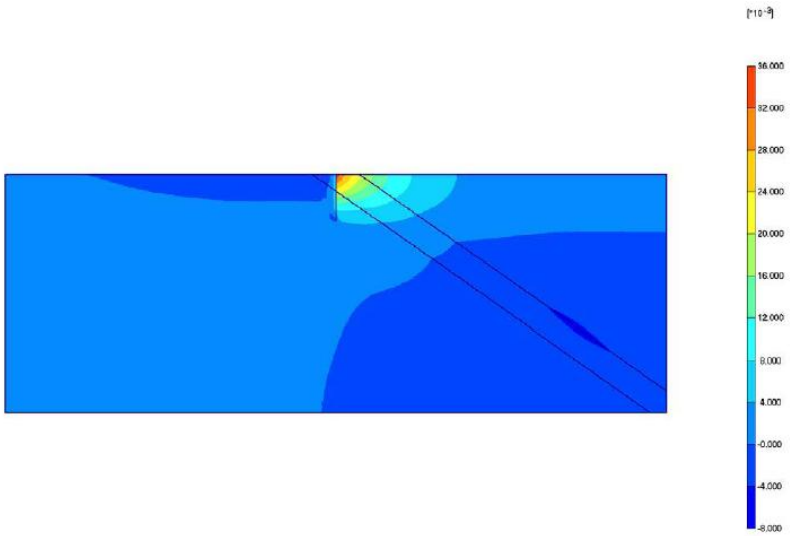


Figure 3. Horizontal displacements for concrete crate in axes 6-7

Axial stiffness of wells and crates are determined on the basis of the expression proposed by the authors Randolph and Wroth [5].

The axial stiffness of the individual crates (wells) can be calculated using the following expression:

$$K_1 = G_L \cdot r_0 \cdot \left(\left(4 \cdot {}^{G_B}/_{G_L}\right)/_{(1-\nu)} + {}^{2 \cdot \pi \cdot \rho}/_{\xi} \cdot {}^{L}/_{r_0} \right) \quad (1)$$

where:

G_L- soil shear modulus at mid-depth of the pile; G_B- shear modulus at the pile tip, r_0- radius of the pile shaft; ν- Poisson's ratio for the soil; ρ- a factor to account for vertical nonhomogeneity of the soil medium, L- embedded length of the pile; ξ-a factor witch can be calculated:

$$\xi = ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (2)$$

r_m is a limiting radial distance beyond which deformations of the soil mass are negligible which can be calculated as:

$$r_m = 2.5 \cdot \rho \cdot L \cdot (1-\nu) \quad (3)$$

The axial stiffness of one crate (well) in a group can be calculated as follows:

$$K_2 = G_L \cdot r_0 \cdot \left(\left(4 \cdot {}^{G_B}/_{G_L}\right)/_{(1-\nu)} \cdot \left(e/\left(r_0 \cdot {}^{2}/_{\pi} + e\right)\right) + {}^{2 \cdot \pi \cdot \rho}/_{\left(\xi + ln\left({}^{r_m}/_{e}\right)\right)} \cdot {}^{L}/_{r_0} \right) \quad (4)$$

where: e- distance between two crates (wells).

Based on these expressions mutual influence of wells (crates) can be calculated.

Vertical stiffness of wells and crates were determined based on the size of settlements of wells and crates due to the given forces, using the expression proposed by Poulos [4]:

$$s = P \cdot {}^{I}/_{E_s} \cdot D \quad (5)$$

where:

P- total applied load; E_s-elastic modulus of soil; D- diameter of crates (wells); I- coefficient. The coefficient I is obtained by multiplying other coefficients as follows:

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b \quad (6)$$

where:

I_0- settlement-influence factor for a rigid pile in a semi-infinite incompressible soil (ν=0.5);

R_k-correction factor for pile compressibility;

R_h- correction factor for finite depth of layer on a rigid base;

R_v- correction factor for the Poisson's ratio of the soil (when ν<0.5);

R_b- correction factor which depends on the relationship of stiffness of soil where the pile base is performed and stiffness of soil of pile perimeter skin.

Then, using the software Tower 6 and the method of equivalent frame, elements that have the same values of horizontal displacements due to the unit force as displacements calculated in the software Plaxis 2D were modeled. In this way, the rigidity of foundation system made of wells and crates on which the wall in transverse direction is resting was determined.

4.3. Static and geostatic calculation of concrete crates and wells due to seismic load

Static impacts due to seismic effects in the construction of wells and crates were determined by direct dynamic analysis in software Plaxis 2D. The representative cross-section of the building with transverse wall and the corresponding load was modeled. The acceleration record of the earthquake that took place in Petrovac in 1979, which was the intensity of IX degree MCS was used for the purpose of analysis. Acceleration values are entered every 0.02 seconds and the total length of the record is 19.6 seconds. The maximum value of the acceleration is 4.3m/s² which occurs at about 8 seconds from the beginning of the acceleration record. Figure 4 presents the diagram of acceleration. Acceleration is assigned on the primary rock, and from there it is transmitted by the theory of waves in a closed one dimensional elastic continuum. According to this theory the wave propagation speed is a function of the modulus of elasticity and bulk density of soil. For the calculation Newmark integration method with the parameters α = 0.5 and β = 0.25 was used, and integration time step is fed equally to the values on acceleration record to avoid interpolation in between steps and therefore less accurate results.

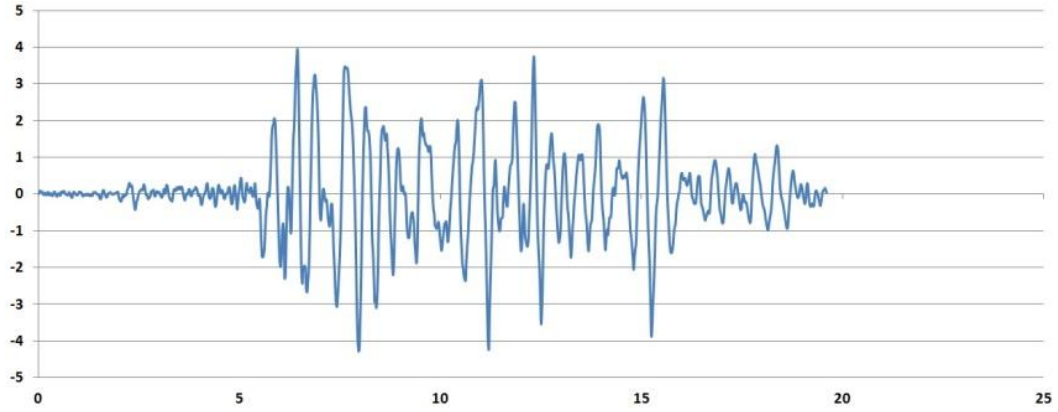


Figure 4. Acceleration record Petrovac 1979

This analysis showed that the angle of the fixation of the object is somewhere on half the height of the building. Figure 5 presents the acceleration vector of the object at some point after the start of acceleration record. It can be seen that the upper and lower parts of the building have the opposite direction of movement due to the set acceleration.

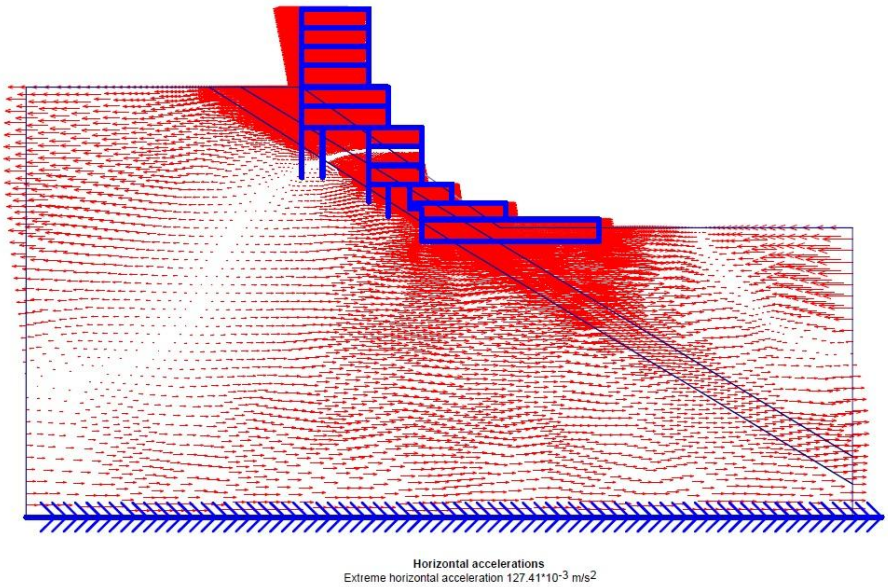


Figure 5. Acceleration of the object at some point of the time during the acceleration record

In addition, it can be concluded that the entire structure behaves quite rigid because the relative displacements of the top and bottom of the construction are small. Figure 6 presents the diagrams of displacement of two mentioned points over time. It can be seen that the maximum relative displacement is about 3cm and the entire object after completion of acceleration record moved down the slope for about 19cm. This is the result of high stiffness of transverse walls that are the designed in the same distance in longitudinal direction.

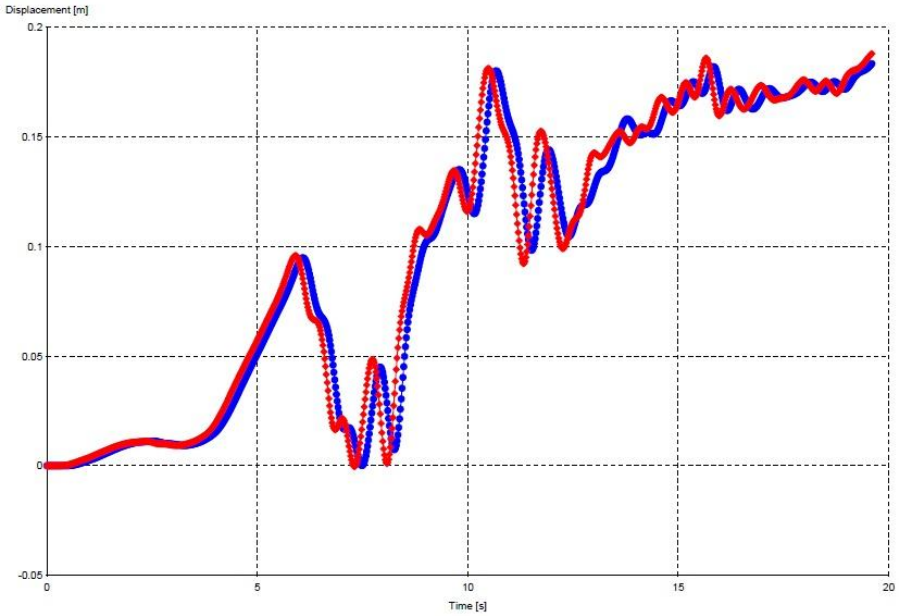


Figure 6. Diagram of displacements of top and bottom of object

With this model, the values of normal forces and bending moments in the characteristic cross sections of crates and wells for seismic loads were obtained. Then the final model in Tower 6 was created and the final forces were determined. On the basis of these forces the dimensioning of wells and crates was performed, and the reinforcement was adopted.

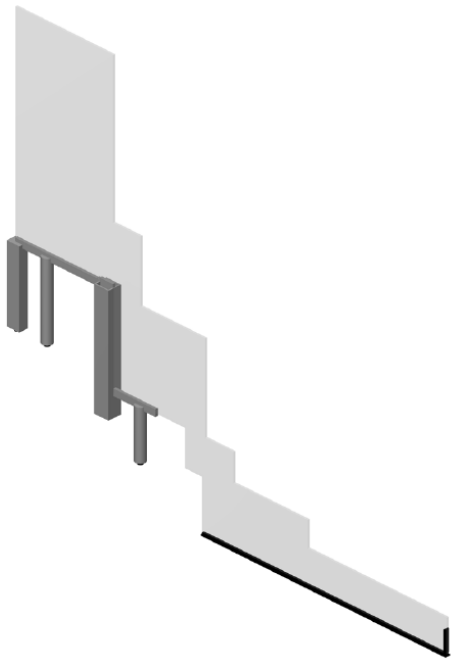


Figure 7. Final model in Tower 6

5. GEOSTATIC CALCULATION OF SLOPE STABILITY IN PHASES OF WORK

In addition to the mentioned calculations slope stability calculations in phases of the work was performed. These calculations were performed for crates in axes 6-7 and 9, because for them the biggest cuts in terrain must be made, which can cause disruption of terrain stability. These calculations were done using the program Plaxis 2D where terrain and its cuts in phases of work was modeled by finite elements. Safety factor against sliding is determined by the method of reduction of parameters of resistance of the soil. The parameters of resistance are reduced gradually in increments until the system becomes unstable, and large displacements occur. On the basis of the value of the original and the reduced parameters the safety factor of the slope on sliding is calculated. In this calculation the most critical cross sections has the safety factor against sliding Fs> 1.20. This factor is quite sufficient, because it is a temporary state of locally cut slope. Otherwise, for the entire terrain slope with a constructed object, the safety factor against sliding is approximately 1.60, which is enough. This much big factor is obtained because most of the slope is in a layer of flysch with relatively good soil characteristics.

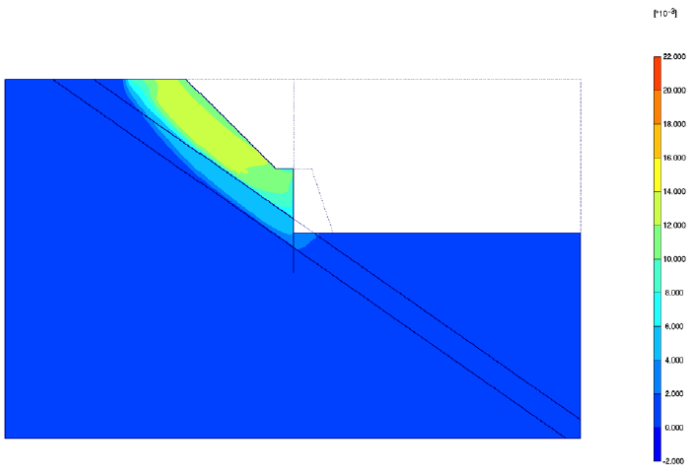


Figure 8. Slope stability for the crates in axes 6-7 after excavation phase

6. CONCLUSIONS

The paper presents the newly designed solution for ensuring slope stability and foundation of object called CONDO HOTEL in Budva. Since the building is constructed on a slope that is very steep and the surface layers of soil that have week characteristics, slope is conditionally stable. The problem is how to ensure slope stability during construction works and during the exploitation of the object. The use of deep foundations on wells and crates over which the load is transferred from the building to deeper layers of soil with better characteristics is proposed. As these elements enter into the layers of rock, they are able to accept large lateral earth pressures, and thus to provide the necessary stability. The paper applied modern numerical techniques for analyzing the interaction of the building's foundation structure and the soil in horizontal and vertical direction. Based on the results obtained by analyzing all elements the dimensioning was performed. Designed solution is technically correct, because they obtained sufficient safety factors, and the deformation of the object's foundation structures are within the permissible range. This solution is cost-effective and it can be performed without the use of heavy machinery whose application in such steep terrain would be very difficult.

REFERENCES

[1] Geotehnika Nikšić (2014). Geotehnički elaborat za potrebe fundiranja CONDO HOTELA u Budvi. Nikšić

[2] INTER FORMA DOO (2015). Glavni projekat objekta turističkog kompleksa-CONDO HOTELA u Budvi, Podgorica

[3] Plaxis 2D (2015). Tutorial Manual

[4] Poulos, H.G., Davis, E. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. Wiley and Sons, New York

[5] Randolph, M., Wroth, C. (1978). Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. JGED, ASCE 104(GT12), pp. 1465-1488

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

ST - 11

Goran I. MIJOSKI[1], Andrej A. LEPAVCOV[2], Metodi POPOV[3]

WINTER MAINTANCE OF THE STATE ROADS IN REPUBLIC OF MACEDONIA AND ITS HARMFUL EFFECT ON THE OBJECTS ON THE ROAD

SUMMARY

Road maintenance is a task for maintain a road, in the condition it has when it is released for exploitation. The structural division of road maintenance is as follows: regular, winter, periodically (investment) maintenance and intervention. The main purpose of winter maintenance is to enable uninterrupted and safe transport of all road users. Unfavorable weather conditions that occur in winter period expressed by low temperatures, the presence of snow and ice on the road surface, can significantly reduce permeability and level of service on the road, and in conjunction with the materials for winter maintenance, affect the durability of objects on the road.

Keywords: roads, winter maintenance, materials, salt, crushed stone

Горан И. МИЈОСКИ[1], Андреј А. ЛЕПАВЦОВ[2], Методи ПОПОВ[3]

ЗИМСКО ОДРЖУВАЊЕ НА ДРЖАВНИТЕ ПАТИШТА ВО РЕПУБЛИКА МАКЕДОНИЈА И НЕГОВО ШТЕТНО ВЛИЈАНИЕ ВРЗ ОБЈЕКТИТЕ

Одржувањето на патиштата претставува работна задача со која настојуваме патот да се одржи што подолго време во состојба како при неговото пуштање во експлоатација. Структурната поделба на одржувањето на патиштата е следна: редовно, зимско, периодично (инвестиционо) и интервентно одржување. Основната цел на зимското одржување е да се овозможи непрекинат и безбеден сообраќај на сите учесници во сообраќајот. Неповолните временски влијанија кои се јавуваат во зимскиот период изразени преку ниски температури, присуство на снег и мраз на коловозната површина, можат битно да ја намалат пропусната моќ и нивото на услуга на патот, а во содејство со материјалите за зимско одржување влијаат и на трајноста на објектите на патот.

Клучни зборови: патишта, зимско одржување, материјали, сол, ризла

[1]Assist. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University „S's. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, mijoski@gf.ukim.edu.mk
[2]Assoc. Prof. PhD, Faculty for Architecture and Design, University „American College", Skopje, Republic of Macedonia, lepavcov@gmail.com
[3]BSc, JP "Makedonija pat", Skopje, Republic of Macedonia, andrejtimi@yahoo.com

1. ВОВЕД

Одржувањето на патиштата претставува работна задача со која настојуваме патот да се одржи што подолго време во состојба идентична или слична на онаа како при неговото пуштање во експлоатација, без посебни квалитативни промени, со што ќе се обезбеди безбедност и непрекинатост на транспортните протоци, како и да се достигне дефинираното ниво на услуга на патот.

Особено е значајно е да се истакне дека одржувањето на патиштата претставува исклучително комплексен и сложен процес на работа, затоа што најчесто се работи без прекин на сообраќајот, односно имаме „работа под сообраќај“, во сите годишни времиња непрекинато, односно 24/7.

Начините и методите на одржување на патиштата, најчесто се во функција на усвоената политика во областа на одржувањето, која секогаш е одраз на финансиските можности на секоја држава.

Структурната поделба на одржувањето на патиштата е следна:

- Редовно одржување
- Зимско одржување
- Периодично одржување (Инвестиционо)
- Интервентно одржување.

2. ЗИМСКО ОДРЖУВАЊЕ НА ПАТИШТАТА

Основната цел на зимското одржување е да се овозможи непрекинат и безбеден сообраќај на сите учесници во сообраќајот. Неповолните временски влијанија кои се јавуваат во зимскиот период изразени преку ниски температури, присуство на снег и мраз на коловозната површина, можат битно да ја намалат пропусната моќ и нивото на услуга на патот, или во краен случај да предизвикаат прекин во сообраќајот.

Квалитетното спроведување на работите на зимската служба (Сл. 1) зависи од повеќе чинители и тоа: географската положба, специфичните климатски услови, надморската височина, економската моќ на земјата, обемот на транспорт и густината на сообраќајот, сообраќајното оптоварување на патот, степенот на опременост со механизација, начинот на управување и менаџирање со избраниот модел на зимско одржување, соработката со останатите субјекти инволвирани во сообраќајот (МВР - Сообраќајна полиција, Авто мото сојузот – АМСМ, Хидрометеоролошкиот завод) и др.

Слика 1. Зимско одржување на планински превој Стража (1.150 м.нв) на патот М-4 (Е-75)

Зимската служба не е продуктивна во смисол на создавање на нови вредности на патиштата, затоа што со покачување на температурите и промена на годишното време целиот труд и потрошени средства стануваат безпредметни, но секако е неопходна и од големо значење за безбедно и непрекинато одвивање на ообраќајот.

Зимското одржување или како што уште се нарекува зимска служба, според правилникот за одржување на јавни патишта е со времетраење од 15 ноември до 15 март следната година, но во зависност од географко – климатските и моменталните временски услови, како и од местоположбата (надморската височина) на патот или делницата, односно дали станува збор за низинска делница или планиска (планински превој), може да дојде до поместување на периодот на времетраење на зимската служба, односно може да почне или заврши порано или покасно од договорениот рок.

3. ПОДГОТОВКИ ЗА ЗИМСКА СЛУЖБА

Подготовките за зимска служба – зимско одржување, претставуваат комплексни подготовки кои се одвиваат во текот на целата година. Овие подготовки претставуваат сет од повеќе преземени мерки:

- подготовка на оперативен програм кој е основен документ за организираноста на зимската служба,
- подготовка на депониите за материјалите за посипување,
- набавка на доволно средства за посипување, топење на снегот и мразот и абразивни средства,
- подготовка на пунктовите за престој на учесниците во зимската служба (дежурни, возачи, машинисти, патари и др.)
- оспособување на целата потребна механизација, опрема и специјална механизација, за работа во зимска служба,
- заштита на челичните и бетонските површини (мостови, огради и сл.) кои ќе бидат во контакт со агресивната сол за зимско одржување на патиштата,
- подготовка на патиштата и поставување соодветна вертикална сигнализација и опрема која е во функција на зимската служба,
- поставување на насочници со поголема висина, кои би биле видливи и по формирањето на висока снежна покривка,
- проверка, поправка и поставување штитници од снежни намети и лавини,
- спроведување на обука за учесниците во зимската служба,
- организирање на протокол за правовремено известување на учесниците во сообраќајот, медиумите и надлежите органи.

4. КРИТЕРИУМИ ЗА ОРГАНИЗАЦИЈА НА ЗИМСКОТО ОДРЖУВАЊЕ

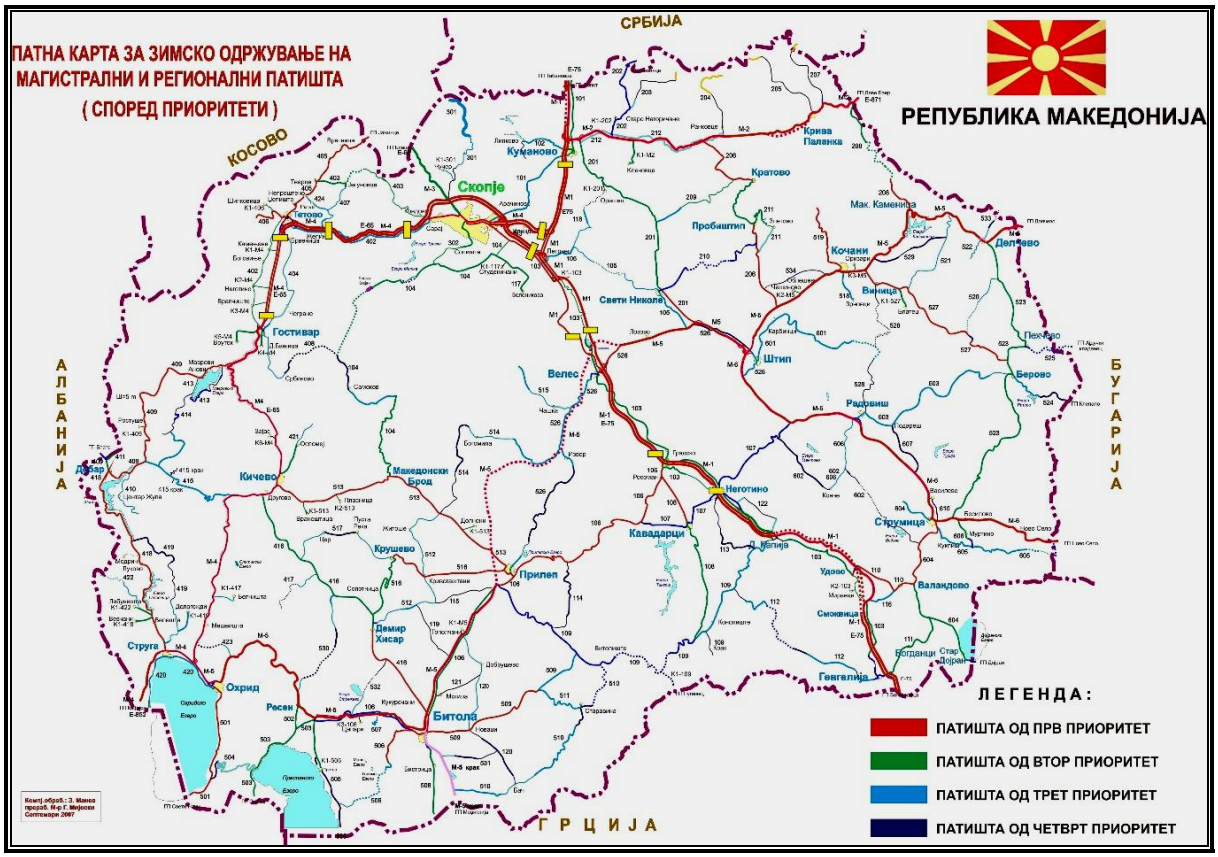
Основните критериуми врз основа на кои се организира зимското одржување се:

- интензитетот на врнежи,
- класификација на патната мрежа според приоритети и
- степени на подготвеност.

Интензитет на врнежи. Интензитетот на снежните врнежи од аспект на зимско одржување на патиштата се дели на:

- умерени..... до 20 cm
- средни..... до 50 cm
- високи..... до 80 cm
- многу високи..... над 80 cm

Класификација на патната мрежа според приоритети. Бидејќи од економски аспект не е прифатливо високо ниво на услуги во зимското одржување за целата патна мрежа, патиштата се класифицирани во четири зимски приоритети, што всушност претставува приоритет за интервенција при отстранување или ублажување на негативното влијание на зимските услови врз патната мрежа. Класификацијата е извршена врз основа на интензитетот на сообраќајот и стопанското значење на патот. Целата патна мрежа поделена е на 4 приоритети за зимско одржување, со различно ниво на услуга кое треба да го овозможат патиштата (Сл. 2).



Слика 2. Карта на патната мрежа со означени приоритети за зимско одржување

Степени на подготвеност. Поради економски причини, се врши димензионирање на капацитетите и спроведувањето на организацијата на зимското одржување, па затоа се воведуваат степени на подготвеност. Критериуми за определување на степенот на подготвеност е очекуваната и актуелната временска ситуација, а постојат 3 степени на подготвеност, при што најнизок степен е првиот кој се организира на почетокот и крајот на зимскиот период, вториот степен се воведува при умерени и средни снежни врнежи, додека третиот степен е највисок и се воведува при надпросечни врнежи. Времетраењето на секој од степените на подготвеност се дефинира во Оперативната програма за зимско одржување.

5. МАТЕРИЈАЛИ ЗА ЗИМСКО ОДРЖУВАЊЕ

Материли кои се користат за зимско одржување – средства за посипување се: абразивен материјал и средства за топење на снегот и мразот.

Абразивен материјал. Камени (абразивни) материјали за посипување на коловозите најчесто се песок и ризла. Посипувањето со абразивен материјал има за цел да го зголеми коефициентот на триење помеѓу пневматикот и коловозот, кој во услови на врнежи од снег е невозможно идеално да се очисти само со механизација, со „плужење“. Големината на зрната зависи од видот и големината на голомразицата и се движи за коловози што се покриени со замрзнат снег, најчесто се користи фракција од 4-8 mm, а за патиштата со поголеми дозволени брзини се

употребува фракција од 2-5 mm. Складирањето на абразивниот материјал пожелно е да биде во затворени хали, или тој да биде покриен со натстрешница.

Средства за топење на снегот и мразот. Хемиско средство за топење на снегот и мразот кое се користи кај нас е камената, морската и евапорирана сол, натриум хлорид – NaCl, кое и покрај постојните алтернативи е сеуште најекономично решение. Солта за патишта се испорачува рефус и пакувана во пластични вреќи, а доколку се испорача рефус неопходно е да се чува во затворени хангари добро заштитени од надворешно влијание. Ефикасна е до температура од -7 ºC на пониски температури времето на реакција драстично се зголемува. Во табела 1 е даден односот помеѓу темпертурата и количината на стопен мраз со дејство на еден килограм сол за патишта.

t [ºC]	-1ºC	-4 ºC	-6,7ºC	-9,4ºC	-12 ºC	-15 ºC	-18 ºC	-21 ºC
kg мраз	46,3	14,4	8,6	6,3	4,9	4,1	3,7	3,2

Табела 1. Односот помеѓу темпертурата и количината на стопен мраз со дејство на еден килограм сол за патишта

Солта делува така што ја снижува точката на мрзнење на водата со тоа што ја користи (одзема) топлината и влагата од околината (воздухот, коловозот, снегот, мразот) и ова се нарекува ендотермичка хемиска реакција. Процесот на топење се одвива на начин кој е прикажан на следната слика (Сл. 3).

Слика 3. Процес на топење на снегот и мразот од коловозот

И покрај постојните алтернативни материјали за топење на снегот, во Република Македонија се користи посипување со мешавина од сува патна сол и камен агрегат во соодветен однос, кој во зависност од температурата се менува. Односот сол-агрегат се менува од 1:3 за температури блиску до 0 ºC до 1:1 за температури до -7 ºC. Примената на камен агрегат во земјите на ЕУ е забранета, поради оштетувања на возилата (пескарење на каросеријата, кршење на стаклата и др.).

6. ШТЕТНИ ВЛИЈАНИЈА ОД ЗИМСКОТО ОДРЖУВАЊЕ

6.1. Влијание на солта врз бетонските конструкции

Влијанието на солта врз бетонските констукции е значително (Сл. 4 и 5). Најчестите физички и хемиско-физички причини за оштетување на бетонот се поради мрзнење и одмрзнување, мрзнење и одмрзнување во присуство на сол, смалување на pH факторот на бетонот и корозијата предизвикана од хлоридите.

Примената на средства против мрзнење на површината на бетонот покриена со мраз предизвикува мометален пад на температурата (температурен шок) на површината на бетонот во текот на топење на мразот. Температурната разлика помеѓу површината и внатрешноста на бетонот внатрешните напрегања ги доведува до состојба која може да предизвикува прснатини во заштитниот слој на бетонот. Прснатините овозможуваат контакт на солта со арматурата, истата кородира при што се шири и создава дополнителни напрегања, кои пак дополнително го деградираат бетонот. При овој процес значително се намалува носивоста на армирано бетонските конструкции.

Слика 4. Последици од штетното влијание на солта врз бетонските конструкции

Слика 5. Последици од штетното влијание на солта врз бетонските конструкции

6.2. Влијание на солта врз челичните конструкции

Корозијата е најголем причинител за пропаѓањето на челичните конструкции (Сл. 6). Механичките оштетувања се видливи веднаш, но процесот на корозија е бавен и траен. Челичните конструкции се многу осетливи на влијанието на солта особено ако се недоволно или неквалитетно заштитени со антикорозивни средства. Корозијата предизвикана од солта е електрохемиски процес, а одпорноста зависи од структурата и хемискиот состав на челикот. Корозијата се јавува како локална и општа, рамномерно или нерамномерно распоредена по површината на металот.

Слика 6 и 7. Последици од штетното влијание на солта врз челикот и арматурата

Корозијата на арматурата и сајлите за претходно напрегање предизвикува прснатини на бетонот и ја намалува носивоста, поради намалување на попречниот пресек на истите (Сл. 7). Главна причина за корозија е намален квалитет на бетонот во заштитниот слој кој овозможува пенетрација на хлоридите кои доаѓаат во контакт со арматурата.

6.3. Влијание на солта врз средствата за одржување

Солта за зимско одржување истотака има штетни влијанија и врз средствата за зимско одржување (Сл. 8 - 11).

Слика 8 и 9. Оштетувања врз механизацијата за зимско одржување

Слика 10. Оштетувања на бетонот и челичната конструкција во хангарите за сол

Слика 11. Оштетување предизвикано од солта на челични делови од опремата

7. ЗАКЛУЧОК

Како бенефити од активностите од зимското одржување, може да се наведат:

- зголемена безбедност во сообраќајот (помал број сообраќајни несреќи со повредени и погинати лица, намалени материјални штети на возилата),

- намалени губитоци при превоз на стока и патници,
- заштеда на погонски горива,
- заштеда на време,
- посигурна оперативност на јавните служби (брза помош, пожарна, полиција и др.).

Начинот, опремата и средствата кои се применуваат за зимско одржување, покрај предностите, имаат и свои недостатоци, бидејќи предизвикуваат значителни штети. Како штетни влијанија од активностите од зимското одржување, може да се наведат:

- оштетувања на коловозот и патната опрема,
- оштетувања на мостовите и другите патни објекти,
- оштетувања на системите за одводнување на патиштата,
- оштетувања на возилата и механизацијата која учествува во зимската служба,
- оштетување на возилата учесници во сообраќајот,
- загадуваање на водените текови и подземната вода и
- шетно влијание врз растенијата и животинскиот свет.

Во зимското одржување една од најсложените задачи е да во зависност од временските прилики, се определи количината на материјал за посипување на единица површина, како и соодносот помеѓу материјалите. Генерално земено, врз база на искуствени податоци може да се заклучи дека важи правилото:

„Помалку сол = помалку корозија + помалку оштетувања + помалку загадување = помалку финансиски средства“.

Сепак и покрај негативните влијанија кои ги предизвикуваат материјалите за зимско одржување, бенефитите од зимското одржување се значително поголеми, а оштетувањата треба да бидат опфатени со останатите видови на одржување. Ова е поткрепено со фактот дека безбедноста во патниот сообраќај има врвен приоритет и во однос на неа не треба да се прават компромиси.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ahmetović A.: Tehnicki, ekoloski i ekonomski aspekti koristenja soli za posipanje (odrtavanje) puteva u zimskom periodu

[2] Годишна оперативна програма за зимско одржување на државни патишта (ЈП „Македонијапат“ и Агенција за државни патишта, Скопје 2010)

[3] Закон за јавните патишта (Службен весник на РМ бр.84-08, 52-09, 114-09 и 124-2010, Скопје)

[4] Кракутовски З., Тодоровски Љ., Мијоски Г.: „Препораки за развој на патната и железничката инфраструктура во Република Македонија“ (Институт за економски стратегии и меѓународни односи „ОХРИД“ - Скопје, 2009)

[5] Мијоски Г.: „Одржување на патиштата од аспект на безбедноста на сообраќајот на патиштата“, со труд: „Одржување на патната инфраструктура во Република Македонија“ (Републички совет за безбедност на сообраќајот на патиштата, Скопје, април 2008 год.)

[6] Mijoski G., Paloshi V.: „Maintenance of the road infrastructure in Republic of Macedonia“ (The First Albanian Congress on Roads – Tirana 2012, Republic of Albania)

[7] Novosel D.: Specijalni strojevi i oprema u zimskoj sluzbi (Zbornik 2006, Hrvatski cestar)

[8] Правилник за сообраќајните знаци (Службен весник на РМ бр.35-2007 Скопје)

[9] Правилник за мерките за одржување на јавните патишта, начинот и роковите за нивно извршување, како и видот и начинот на извршување на активностите за редовно, зимско, периодично интервентно одржување на јавните патишта (Службен весник на РМ бр.152, декември 2008)

[10] Salt Institute: The salt storage handbook, a practical guide for storing and handling deicing salt (Alexandria – VA, 2006)

[11] Transportation Association of Canada: Salt SMART (june 2004)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

ST - 12

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

Ufuk NEBI[1], Mesut NEBI[2]

STATICICAL ANALYSIS OF AN EGG-CHAPED STEEL STRUCTURE USING SAP2000 SOFTWARE

SUMMARY

The purpose of this paper is to show the basics on how the statical analysis of the secondary steelstructure of an egg-shaped building is carried out by using SAP2000 software. With the same principle, any kind of 3d frame can also be analyzed by using formulas to define theframes geometry of the structure by assigning its coordinates. On the plan view of the structure, on certain distances, in this situation at every 2m,the radii of thecurvature of the structure is found:R1,R2… Rn.In Excel, the coordinates of each intersection point for each radii of curvature are defined separately. After the coordinates of the nodes of the structure are determined,they are transferred to the SAP2000software where a static analysis of the structure is carried out.

Keywords: egg-shaped, steel, statical analysis

Уфук НЕБИ[1], Месут НЕБИ[2]

СТАТИЧКА ПРЕСМЕТКА НА ЧЕЛИЧНА ПОКРИВНА КОНСТРУКЦИЈА ВО ЈАЈЦЕВИДНА ФОРМА

РЕЗИМЕ

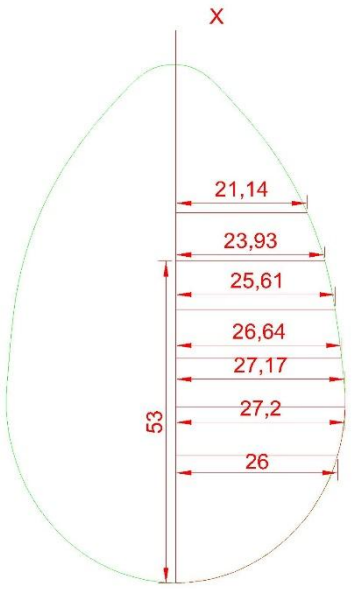
Цел на овој труд е да покаже како може да се изврши статичка пресметка на челичен кров во јајцевидна форма.Со оваа постапка може да се изврши и статичка пресметка на секаков вид просторен носач,на кој со формули може да се дефинира геометријата на конструкцијата со координати на точки X,Y,Z.Од основата на идејниот проект на одредено растојание во примеров на 2м се отчитуваат радиуситена кривина на конструкцијата: $R_1,R_2,R_3...R_n$.Во програмот Excel одредени се координатите на јазловите точки за секој радиус на кривина посебно. Откако ќе се определат координатите на јазлите од конструкцијата на носачот,истите се префрлуваат во комјутерскиот програмSAP2000 каде се врши статичка пресметка на конструкцијата.

Клучни зборови:јајцевидна форма,челик,статика

[1]BSc, PeraConstraction International, Skopje, ufuk_n@yahoo.com
[2]BSc, R.Z.Skopje-Engineering, Skopje, nebi_mesut@yahoo.com

1. ВОВЕД

Статичка пресметка на просторна конструкција преставува сложен инженерски проблем.Овде ќе биде прикажан начин како треба да се направи статичка пресметка на челична покривна конструкција во облик на јајце. Од основата на идејниот проект на одредено растојание, во случајот 2м., се одредуваат радиуситена кривина на носачите:$R_1,R_2,R_3...R_{42}$

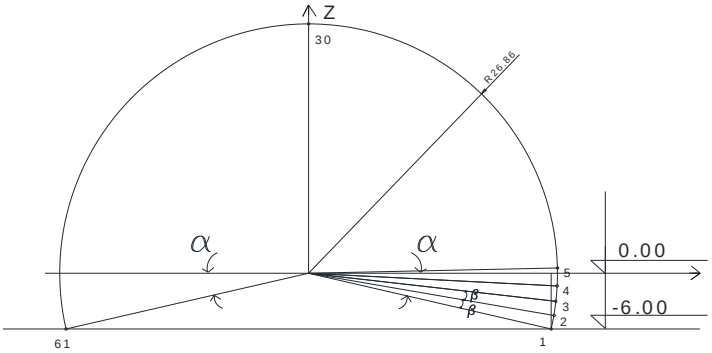


Слика1.Основа на челичната конструкција

X(m)	R(m)	X(m)	R(m)	X(m)	R(m)	X(m)	R(m)
1	7.0125	26.86	49	24.88	63	20.23	
3	11.91	27	27.10	51	24.44	65	18.92
5	15.10	29	27.20	53	23.93	67	18.14
7	17.53	31	27.19	55	23.35	69	16.95
9	19.50	33	27.06	57	22.70	71	15.65
11	21.08	35	26.86	59	21.97	73	14.23
13	22.4837	26.64	61	21.14	75	12.70	
15	23.6239	26.42	53	20.23	77	11.06	
17	24.58	41	26.15	55	18.92	79	9.35
19	25.37	43	25.91	57	22.70	81	7.57
21	26.00	45	25.61	59	21.97	83	5.6
23	26.50	47	25.27	61	21.14	85	0

2. ОДРЕДУВАЊЕ НАКООРДИНАТИ НА ЈАЗЛИ НА КРУЖЕН НОСАЧ

Од кога ќе се определат радиусите на сите кружни носачи,сепристапува кон определување на координатите X,Y,Z на јазлите од носачот за сите радиуси. Координатите на јазлите се определуваат во програмата Excel, а потоа се префрлуваат во компјутерска програма SAP2000 за димензионирање на конструкцијата.Осовината на јајцевидниот кров е усвоена дека е на 6м. надкотата на теренот.Најпрвин се определува аголот α што го зафаќа осовината на конструкцијата со правец што поминува низ точка во круг со кота -6м. Вкупната должина на лакот на носачот се дели на 60 еднакви делови,со што се определува големината на централниот агол β што припаѓа на секој отсечок.



Слика2. Пресметување на координатите најазлите X,Y,Z на кружниот носач

Sinα=h/R=6/26.86; α=0.22528

β=(π+2xα)/60=(3.14+2x0.22528)/60=0.05987

За точка 1. X=25.0 m Z=6.0 m Y=Rxcosα

За точка 2. X=25.0 m Z=Rsin(-α+β); Y=Rcos((-α+β)

За точка 3.X=25.0 m Z=Rsin(-α+2β); Y=Rcos(-α+2β)

За точка i. X=25.0m Z=Rsin(-α+(i-1)β); Y=Rcos(-α+(i-1)β)

Со овие формули во Excel програмата се определуваат координатите на сите точки.Оваа постапка се повторува за сите радиуси.Главните носачи се усвојуваат како решеткасти со висина од 2м.,што значи координатите на јазлите на долниот појас, лежат на кружна линија чиј радиус е помал за 2м.од радиусот на горниот појас на решеткастиот носач.

3. ПРЕФРЛУВАЊЕ НА КООРДИНАТИ НА ЈАЗЛОВИТЕ ТОЧКИ ОД EXCEL ВО SAP2000 И ДИМЕНЗИОНИРАЊЕ НА КОНСТРУКЦИЈАТА

Од Excel во SAP2000 се префрлуваат кординатите X,Y,Z на јазловите точки од кружниот носач. Точките се поврзуваат со линии што преставува пресек на носачот што предходно сме го одредиле во програмата SAP2000.Одбран е кутијаст пресек 80.80.10 на појасите и на исполната на решеткастиот носач.Во програмата SAP2000 имаме можност да одредиме профил на пресек на носачот и да извршиме контрола на статичката пресметка затоварите кои делуваат на конструкцијата,дали усвоениот пресек ќе задоволува.Или пак да бираме лепеза на пресеци на конструкцијата,за дадените товари програмата SAP2000 ќе одбере најповолен пресек.

Y	24.89723								
Alfa	0.236481			0.060243					
L1	92.5687								
Number	30.85623	**on right side**		1.807276	0.058571				
							agol		
TYPE	NAME	X	Y	Z	R	beta	za sekoja toc	n	alfa
POINT	1	45	24.90	-6.00	25.61				
POINT	2	45	25.21	-4.49	25.61	0.060243	-0.1762389	1.00	0.236481
POINT	3	45	25.44	-2.96	25.61	0.060243	-0.1159964	2.00	0.236481
POINT	4	45	25.57	-1.43	25.61	0.060243	-0.0557538	3.00	0.236481
POINT	5	45	25.61	0.11	25.61	0.060243	0.0044887	4.00	0.236481
POINT	6	45	25.56	1.66	25.61	0.060243	0.0647313	5.00	0.236481
POINT	7	45	25.41	3.19	25.61	0.060243	0.1249738	6.00	0.236481
POINT	8	45	25.17	4.72	25.61	0.060243	0.1852164	7.00	0.236481
POINT	9	45	24.84	6.22	25.61	0.060243	0.2454589	8.00	0.236481
POINT	10	45	24.42	7.71	25.61	0.060243	0.3057015	9.00	0.236481
POINT	11	45	23.91	9.16	25.61	0.060243	0.3659440	10.00	0.236481
POINT	12	45	23.32	10.59	25.61	0.060243	0.4261866	11.00	0.236481
POINT	13	45	22.64	11.97	25.61	0.060243	0.4864291	12.00	0.236481
POINT	14	45	21.88	13.31	25.61	0.060243	0.5466717	13.00	0.236481
POINT	15	45	21.04	14.61	25.61	0.060243	0.6069142	14.00	0.236481
POINT	16	45	20.12	15.85	25.61	0.060243	0.6671568	15.00	0.236481
POINT	17	45	19.13	17.03	25.61	0.060243	0.7273993	16.00	0.236481
POINT	18	45	18.07	18.15	25.61	0.060243	0.7876419	17.00	0.236481
POINT	19	45	16.94	19.20	25.61	0.060243	0.8478844	18.00	0.236481
POINT	20	45	15.76	20.19	25.61	0.060243	0.9081270	19.00	0.236481

Y	22.83489								
Alfa	0.236481								
L1	85.3396								
Number	28.44653	**on right side**		1.807276	0.063532				
							agol		
TYPE	NAME	X	Y	Z	R	beta	za sekoja toc	n	alfa
POINT	1	45	22.95	-5.53	23.61				
POINT	2	45	23.24	-4.14	23.61	0.060243	-0.1762389	1.00	0.236481
POINT	3	45	23.45	-2.73	23.61	0.060243	-0.1159964	2.00	0.236481
POINT	4	45	23.57	-1.32	23.61	0.060243	-0.0557538	3.00	0.236481
POINT	5	45	23.61	0.11	23.61	0.060243	0.0044887	4.00	0.236481
POINT	6	45	23.56	1.53	23.61	0.060243	0.0647313	5.00	0.236481
POINT	7	45	23.43	2.94	23.61	0.060243	0.1249738	6.00	0.236481
POINT	8	45	23.21	4.35	23.61	0.060243	0.1852164	7.00	0.236481
POINT	9	45	22.90	5.74	23.61	0.060243	0.2454589	8.00	0.236481
POINT	10	45	22.52	7.11	23.61	0.060243	0.3057015	9.00	0.236481
POINT	11	45	22.05	8.45	23.61	0.060243	0.3659440	10.00	0.236481
POINT	12	45	21.50	9.76	23.61	0.060243	0.4261866	11.00	0.236481
POINT	13	45	20.87	11.04	23.61	0.060243	0.4864291	12.00	0.236481
POINT	14	45	20.17	12.27	23.61	0.060243	0.5466717	13.00	0.236481
POINT	15	45	19.39	13.47	23.61	0.060243	0.6069142	14.00	0.236481
POINT	16	45	18.55	14.61	23.61	0.060243	0.6671568	15.00	0.236481
POINT	17	45	17.63	15.70	23.61	0.060243	0.7273993	16.00	0.236481
POINT	18	45	16.66	16.73	23.61	0.060243	0.7876419	17.00	0.236481
POINT	19	45	15.62	17.70	23.61	0.060243	0.8478844	18.00	0.236481
POINT	20	45	14.53	18.61	23.61	0.060243	0.9081270	19.00	0.236481

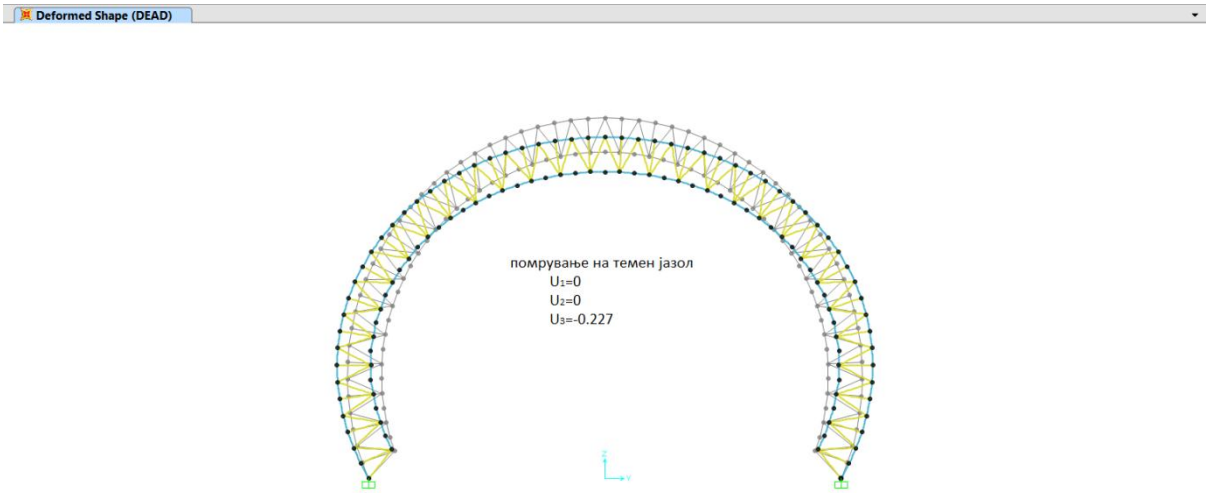
Табела 1. Пресметување координати во Excel на јазли X,Y,Z на горен и долен појас на решетка

За главните носачи кои се определени како решеткасти со висина 2м.за оформување на долниот појас се црта друга кружна линија со радиус за 2м.помал од радиусот на горниот појас.Со поврзување на јазлите од горниот и долниот појас се добива решеткаст главен носач.

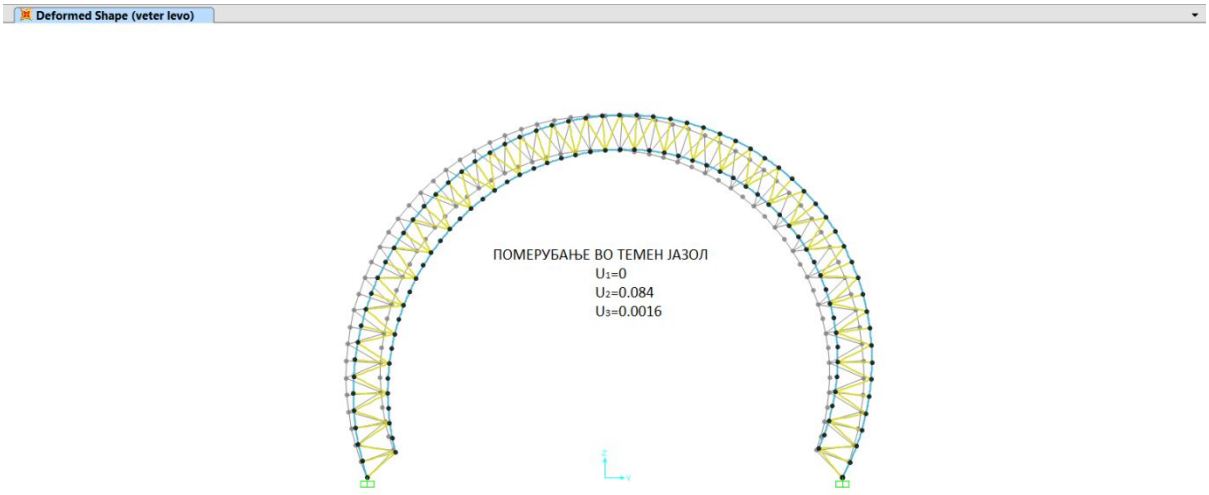
Откога ќесе префрлат сите кординати на јазловите точќи за главните и секундарните носачи и истите се спојат со стапови,главните носачи ќе бидат споени со спрег за укрутување против дејство на ветер во подолжен правец.Носачите меѓусебе ќе бидат поврзани со рожници. Вака поврзаната конструкција ако ја гледаме во 3D има јајцевидна форма.За да го добиеме вкупниот број на јазли за кој сме извршиле пресметка на кординати X,Y,Z во Excel и сме ѓи префрлиле во SAP2000, потребно е да го помножиме вкупниот број на радиуси на носачи 52 и број на јазли 61 што содржи секој радиус на носач.

52x61=3172 јазли на јајцевидната конструкција

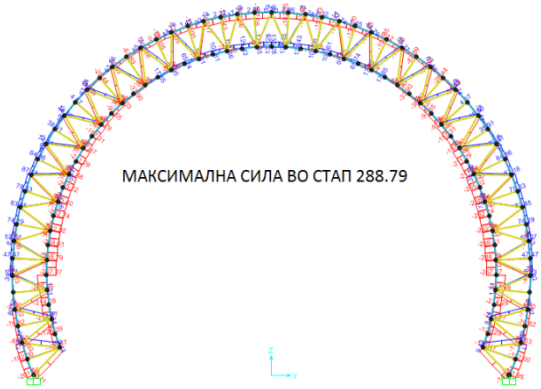
42x61=2562 јазли за оформување на сверната лушпа



Слика 3. Деформации на решеткаст носач под дејство на DL

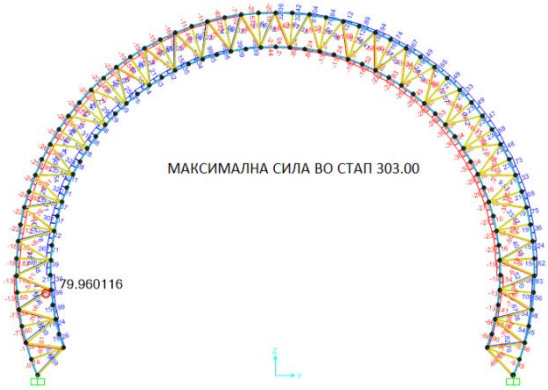


Слика4. Деформации на решеткаст носач под дејство на ветер

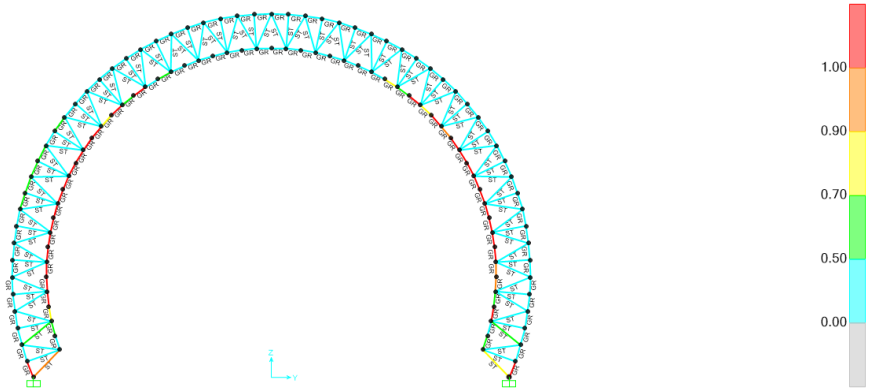


Слика 5. Сили во стапови(KN) на решеткаст носач под дејство на DL

Димензиите на секој елемент може да се прочитаат во SAP2000 ако кликнеме со десенкликна маус може да ја видиме должина на стапот, кординатите на почетниот и на крајниот јазол.Исто така со десен клик на маусот можат да севидат кои товари делуваат во јазлите.



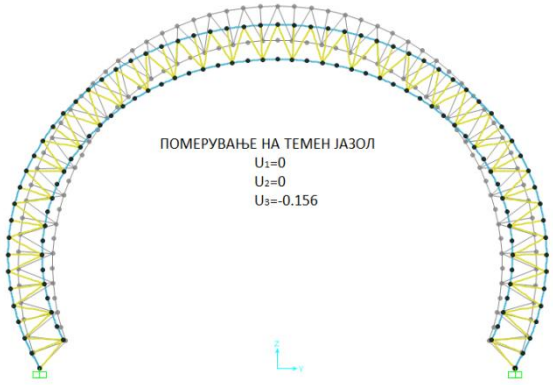
Слика 6. Сили во стапови (KN) на решеткаст носач под дејство на ветер



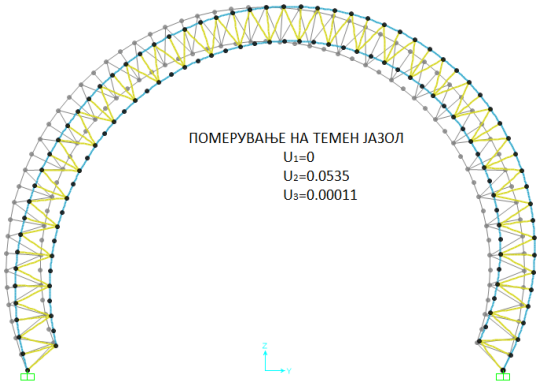
Слика 7. Резултати од статичкапресметка на решеткаст носач по Eurocode 3-2005

Статичката анализа покажа дека усвоениот пресек за долниот појас на решетката не задоволува, а и дел од стаповите на горниот појас не задоволуваат воблизина на потпорите.

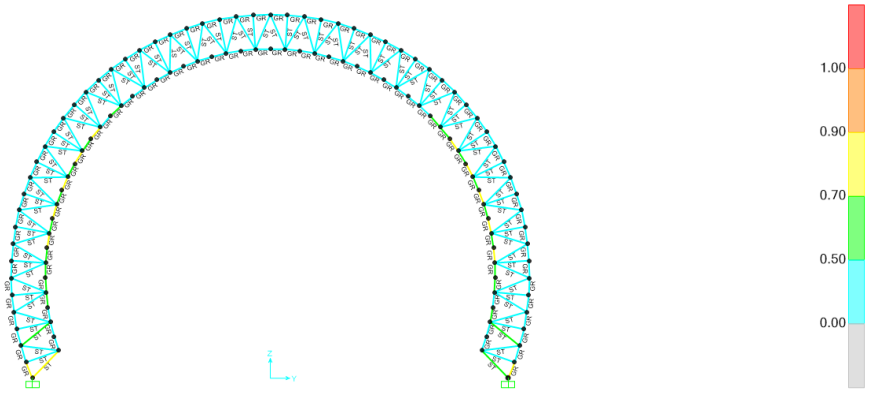
Усвоените пресеци на горниот и долниот појас на решеткастиот носач не задоволуваат.Истите ќе се променат вокутијаст пресек 120.120.10, додека исполната останува иста кутијаст пресек 80.80.10 и пресметката се повторува.



Слика 8.Деформации на решеткаст носач под дејство на DL

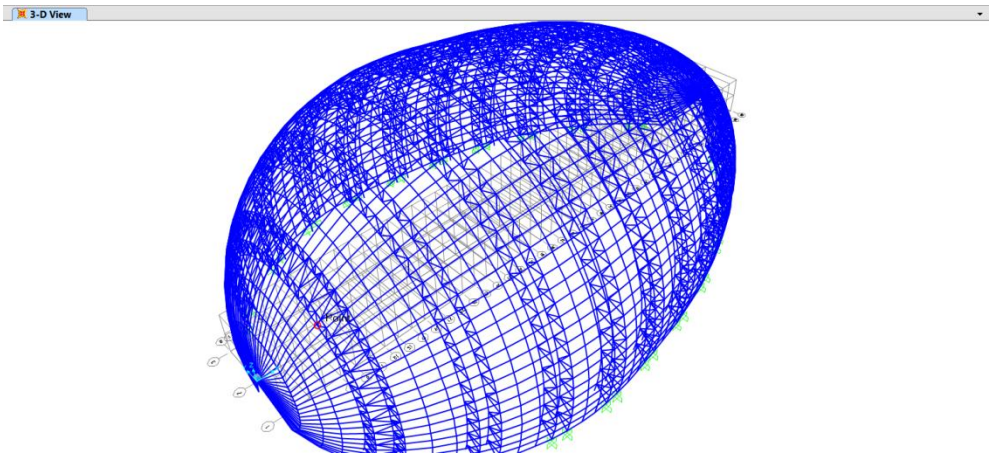


Слика9. Деформации на решеткаст носач под дејство на ветер

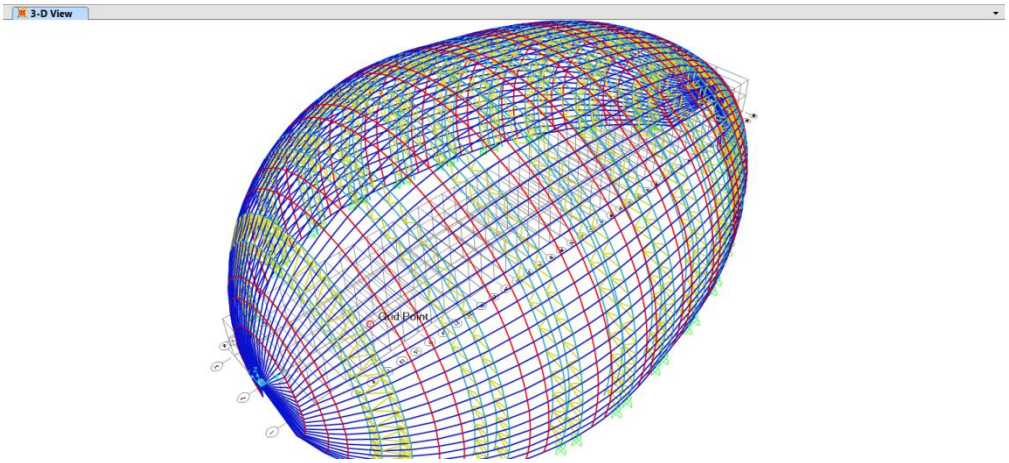


Слика 10. Резултати од статичка аналчиза на решеткаст носач по Еврокод 3-2005

Усвоените пресеци за горни и долни појас на решетка кутијаст пресек 120.120.10 и на исполна кутијаст пресек 80.80.10 задоволуваат.

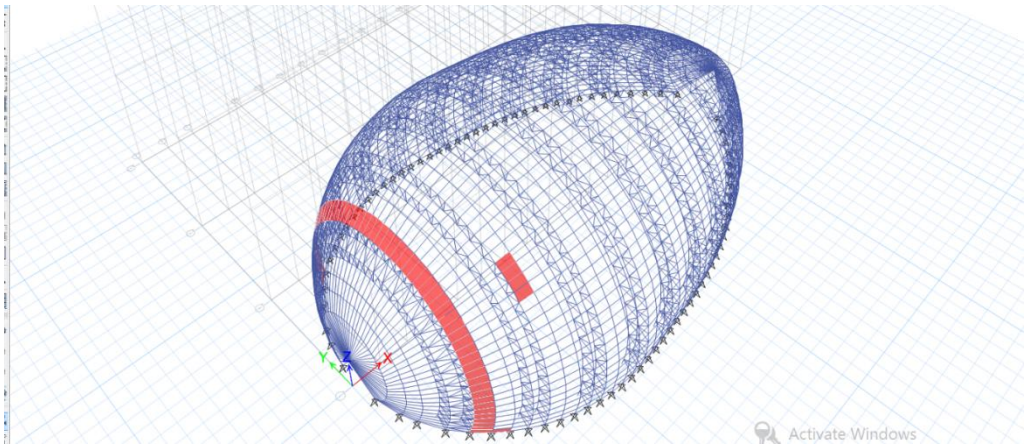


Слика 11. 3D проекција на јајцевидната покривна конструкција



Слика 12. 3D проекција на јајцевидната покривна конструкција профилите назначени во боја

Од SAP2000 за статичка пресметка конструкцијата може да се префрли и во компјутерска програма ETABS, каде освен што може статичка пресметка на конструкцијата да се изврши може и деталите на врски на конструкцијата да се добијат (за стандардни конструкции каде елемнтите меѓусебе се врзани под прав агол или пак со одреден аол).Бидејќи геометријата на конструкцијата е специфична детали на врски на стаповите не можеме да ги добиеме сопрограма ETABS.



Слика 13. 3D проекција на јајцевидната покривна конструкција во ETABS

4. ЗАКЛУЧОК

Позната е постапката за статичка пресметка на една армирано бетонска или пак челична конструкција, која се состои во тоа што во AUTOCAD нацртаната диспозиција на објектот се префрла на програма SAP2000 или пак на ETABS каде што се врши статичка пресметка на конструкцијата.

Во трудот е објаснета методологијата за пресметување на секаков вид просторен носаччии кординати X,Y,Z можат да се изразат со формула.Најпрвин кординатите на карактеристичните точки X,Y,Z на просторната крива се определуваат во Excel. Истите координати се префрлуваат во SAP2000 и се врши статичка пресметка на носачот.Од направената анализа се гледа дека кога одбравме пресек на стаповите од решетката на горен појас,долен појас и на исполната сокутијаст пресек 80.80.10 статичката анализа покажа дека усвоените пресеци не задоволуваат. За избран кутијаст пресек 120.120.10 за стапови на горниот и долниот појас на решеткаи кутијаст пресек 80.80.10 за стапови од исполната,повторената статичка анализа покажа дека усвоените пресеци задоволуваат.При статичка анализа користени се прописите заEUROCODE 3-2005.

ЛИТЕРАТУРА

[1] SAP2000 training manuals

[2] Atkins, (2007). Manual for Analysis & design using ETABS, Structure Department, Dubai

[3] Makar, N. , Gamal, A.K, (2007). How to Model And Design High Rise Bulding using ETABS program, Scientific Book House, Cairo

[4] Özmen, G. , Orandöğen, E., Darılmaz, K., (2005). Örneklerle ETABS, Birsen Yayınevi, Istanbul

[5] Özmen, G. , Orandöğen, E., Darılmaz, K., (2005). Örneklerle SAP2000, Birsen Yayınevi, Istanbul

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk

ST - 13

Nevenka PAVLICIC[1], Dijana KADOVIC[2], Mladen GOGIC[3], Milos KNEZEVIC[4]

THE CHARACTERISTICS OF CONSTRUCTION WORKERS' PERCEPTIONS IN TERMS OF JOB SATISFACTION AND SECURITY AND LACK OF STRESS

SUMMARY

Indubitably, an important innovation of modern management and related disciplines is direct measurement of the motivational factors of employees which helps to predict the future steps in safety development of employees, and to plan organizational culture without stress as well as a direct impact on increasing the employees' satisfaction leads to higher effectiveness and productivity of the company. The studies conducted in this area are numerous but there are a small number of papers relating to the field of civil engineering. The research, whose results we present in this paper, is the first one in Montenegro done in this area. The starting point of this research is to explore and identify the levels of job satisfaction, the subjective feelings of stress and perceived safety in the workplace which have been observed through the prism of their relations with the various aspects of the respondents' social statuses.

Keywords: the level of job satisfaction, subjective feeling of stress, workplace safety, civil engineering

Невенка ПАВЛИЧИЌ[1], Дијана КАДОВИЌ[2], Младен ГОГИЌ[3], Милош КНЕЖЕВИЌ[4]

КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПЕРЦЕПЦИЈАТА НА ГРАДЕЖНИТЕ РАБОТНИЦИ ВО ОДНОС НА ЗАДОВОЛСТВОТО НА РАБОТА, СИГУРНОСТА И НАМАЛУВАЊЕТО НА СТРЕСОТ

РЕЗИМЕ

Важна иновација на современиот менаџмент и сродните дисциплини е директно мерење на мотивациските фактори на вработените, кои помагаат при предвидување на идните чекори во развојот на безбедноста на вработените, и да се планира организациска култура без стрес како и директно влијание врз зголемување на задоволството на вработените кое доведува до повисока ефикасност и продуктивност на компанијата. Постојат многу студии во оваа област, но само мал број се однесуваат на областа од градежништвото. Истражувањето, чии резултати се претставени во овој труд, е прво од оваа област во Црна Гора. Почетна точка на ова истражување е да се истражи и да се идентификува нивото на задоволство од работата, субјективните чувства на стрес и перцепција за безбедноста на работното место, кои се забележани низ призмата на нивните односи со различни аспекти на социјалниот статус на испитаниците.

Клучни зборови: ниво на задоволство од работа, сигурност на работа, градежништво

[1]Dr. Sci., Faculty of Civil Engineering, The University of Montenegro
[2]MSc, JZU Health Centre, Danilovgrad, Montenegro
[3]MSc, Faculty of Civil Engineering, The University of Montenegro
[4]Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, The University of Montenegro

1. INTRODUCTION

Indubitably, an important innovation of modern management and related disciplines is direct measurement of the motivational factors of employees which helps to predict the future steps in safety development of employees, and to plan organizational culture without stress as well as a direct impact on increasing the employees' satisfaction leads to higher effectiveness and productivity of the company. The studies conducted in this area are numerous but there are a small number of papers relating to the field of civil engineering. The research, whose results we present in this paper, is the first one in Montenegro done in this area.

The starting point of this research is to explore and identify the levels of job satisfaction, the subjective feelings of stress and perceived safety in the workplace which have been observed through the prism of their relations with the various aspects of the respondents' social statuses. In addition, we have analyzed the relations among different characteristics of respondents' social statuses (gender, age, education, work experience, job positions) and above mentioned variables in building organizational systems.

The practical contribution of so defined theoretical goal of our research is reflected in a possibility to use the obtained results in order to improve the efficiency and quality of each individual work and thus the productivity of the organizational and social structure of construction and civil engineering companies. The sample (N) size of our research is appropriate and it is made up of 214 construction workers. Sample structure is heterogenous. For the realization of our research we have used a systematic empirical, non-experimental method (survey) which consisted in conducting the field research and data collection through research instruments that we also applied in data processing and analysis as well as in the interpretation of the results. Furthermore, we have used the method of theoretical analysis which implies the analysis of the content of previous papers that are relevant and methodologically related to our research. The instruments that we have use to collect the required data are: *Questionnaire for collection of data on characteristics of the social status of the respondents; Job satisfaction testing scale; Stress level self assessment scale; Work safety perception scale*. In our study we have used the following statistical procedures and parameters: **measures of descriptive statistics** expressed by *measures of central tendency* (mean-M, median-Me, mode), *measure of variability or dispersion* (standard deviation-SD , range, variance), *percentages and* frequency, Smirnov-Kolmogorov test for normality of the distribution, *skewness-Sw*, *kurtosis- Ku*; **measures of comparative statistics** and determining the existence of significant differences between compared non-parametric variables, in the form of *chi-square (χ^2)*, as well as *Cronbach alpha coefficient (ά - coefficient)* for determining the internal consistency of the scales. The research results have shown that the respondents have a moderate level of job satisfaction as well as a certain "fear" of losing their work positions in the already difficult financial/material life conditions. These results suggest that the respondents report low levels of perceived stress levels.

There is also a moderate level of workplace safety. One of the conclusions is that gender cannot be considered statistically significant determinant of satisfaction with the particular aspects of the construction and civil engineering work. But gender can be considered a significant determinant of differences in the subjective evaluation of a stressful experience. In almost equal measures the men report the presence of moderate (38 %) and high stress levels (33.7 %), while women show a tendency toward perception of low intensity stress. Age cannot be considered statistically significant determinant of satisfaction with the particular aspects of work.

There is a relation between education of the respondents and perceived dimensions of job satisfaction especially with satisfaction regarding communication, benefits and rewards as well as with the characteristics of their work positions. There is a significant difference in the perception of the stress level depending on the level of education of the respondents. The position of an employee in their organization, i.e. the work they do is a source of significant differences in employee's satisfaction with organizational system of communication and information. It is interesting to point out that technical staff experience the highest perception of high stress levels, as the high percentage of respondents from this category see their work as extremely "hazardous and demanding ".

2. RESEARCH SAMPLE

The sample (N) size of our research is appropriate and it is made up of 214 construction workers. Table 1. shows the heterogenous sample structure:

Determinants of the sample		f	%
Gender	Male	208	97.2
	Female	6	2.8
Age	Do 20	10	4.7
	21-40	138	64.5
	40 +	66	30.8
Work experience	Up to 5 years	65	30.4
	6-10 years	103	48.1
	11 +	46	31.5
Job position	Construction worker	92	43.0
	Craftsman	50	23.4
	Machinist	27	12.6
	Techical staff	15	7.0
	Manager	14	6.5
	Head of a construction site	16	7.5
Professional qualifications	Low-skilled worker	16	7.5
	Semi-skilled worker	29	13.6
	Skilled worker	27	12.6
	Operative	19	8.9
	Worker with secondary education	95	44.4
	Worker with a university degree	28	13.1

Table 1. The research sample structure

2.1. The methods and instruments

For the realization of our research we have used a systematic empirical, non-experimental method (survey) which consisted in conducting the field research and data collection through research instruments that we also applied in data processing and analysis as well as in the interpretation of the results. Furthermore, we have used the method of theoretical analysis which implies the analysis of the content of previous papers that are relevant and methodologically related to our research.

The instruments that we have use to collect the required data are:

1. *Questionnaire for collection of data on characteristics of the social status of the respondents*;

2. *Job satisfaction testing scale* which is constructed with the intention to measure facets of job satisfaction. Based on the available literature and theoretical basis, it observed separately dimensions of job satisfaction, such as: salary, promotion and motivation, relationship with supervisor, benefits, working conditions, relationships with colleagues, satisfaction with the job (job characteristics), the system of communication and information. The claims are assessed on a five-point Likert scale expressing satisfaction regarding the job. A higher score indicates a higher level of satisfaction associated with the job. The value of a subscale has been calculated as the average value of the response to the particles that belong to that scale. The coefficient of internal consistency, expressed through Cronbach alpha, is .861.

3. *Stress level self assessment scale* which consists of 9 items through which participants express their agreement/disagreement by selecting one of 5 points of the Likert scale, in accordance with their subjectively perceived feeling of stress. The coefficient of internal consistency is .705.

4. *Work safety perception scale* is composed of 15 assertions which are assessed on a five-point scale which express the presence of adequate security measures and procedures at the specific workplace. The possible range of results is 15-75.

2.2. The data processing procedures

In our study we have used those statistical procedures and parameters that conformed to the nature of the obtained results and that they were in line with the realization of the stated goals, hypothesis and sub-hypotheses of the research, namely: **measures of descriptive statistics** expressed by *measures of central tendency* (mean-M, median-Me, mode), *measure of variability or dispersion* (standard deviation-SD , range, variance), *percentages and* frequency, Smirnov-Kolmogorov test for normality of the distribution, *skewness-Sw, kurtosis- Ku*; **measures of comparative statistics** and determining the existence of significant differences between compared non-parametric variables, in the form of *chi-square (χ^2)*, as well as *Cronbach alpha coefficient (ά - coefficient)* for determining the internal consistency of the scales .

2.3. The results

Table 2. shows the basic descriptive indicators for each facet within the questionnaire of job satisfaction.

	N	M	SD	Range
Salary	214	21.75	4.32	20.00
Advancement and motivation	214	41.67	6.33	32.00
Superiors	214	24.45	3.61	20.00
Rewarding	214	32.35	5.09	25.00
Benefits	214	9.95	2.53	12.00
Work conditions	214	44.1	5.9	36.00
Relationships with colleagues	214	14.51	3.29	13.00
Job characteristics	214	31.31	3.83	20.00
Communicating and informing	214	41.8	7.89	80.00

Table 2. Basic descriptive indicators of dimensions of job satisfaction

The research results have shown that the respondents have a moderate level of job satisfaction as well as a tendency to develop a moderate sense of satisfaction to some aspects of the work, although it can be observed that the participants are little more satisfied with the dimension of relations with superiors and communication aspects. This can be seen as a consequence of uncritical attitude towards their work as well as "fear" of losing their work positions in the already difficult financial/material life conditions.

2.4. Self-rated stress levels

These results suggest that the respondents report low levels of perceived stress levels. In fact, there is a tendency of grouping scores of the respondents around M = 26.86, SD is 8.69u while the scores of respondents are concentrated within the empirically established limits of 83. units.

3. ASSESMENT OF SAFETY CONDITIONS IN THE WORKPLACE

Our research shows the result that speaks to the perceived level of moderate workplace safety. Specifically, the respondents are somewhat satisfied with the physical conditions offered at their work environment. On the other hand, they think that some aspects of that working environment can be enhanced and improved. This is supported by: M = 49.02, SD = 5.75, while the range of scores in the questionnaire of subjective assessment of safety conditions in the workplace is 32.

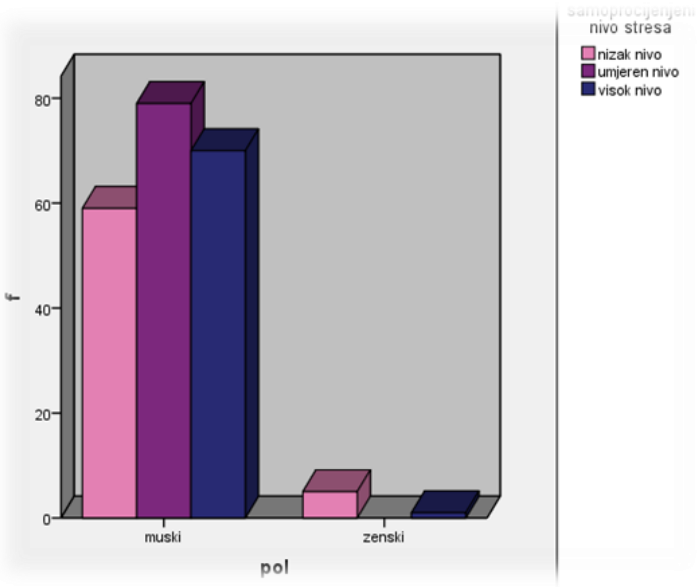
For the analysis of the differences between the scales of job satisfaction, perceived stress levels and safety in the workplace and the individual characteristics of the social status of the respondents (gender, age, education, years of service , work position of an employee) we have used the Chi-square (χ^2) , as one of the adequate measures in the domain of non-parametric statistics, whose application is imposed by the distribution of scores on the used scales and the methodological concept of this paper .

	Chi Square	df	p
Salary	2.973	2	.226
Advancement and motivation	.931	2	.628
Superiors	3.021	2	.221
Rewarding	5.010	2	.082
Benefits	.787	2	.675
Work conditions	3.676	2	.159
Relationships with colleagues	1.138	2	.566
Job characteristics	1.968	2	.374
Communicating and informing	5.904	2	.052

Table 3. Analysis of the differences in perceived job satisfaction by the gender of the respondents

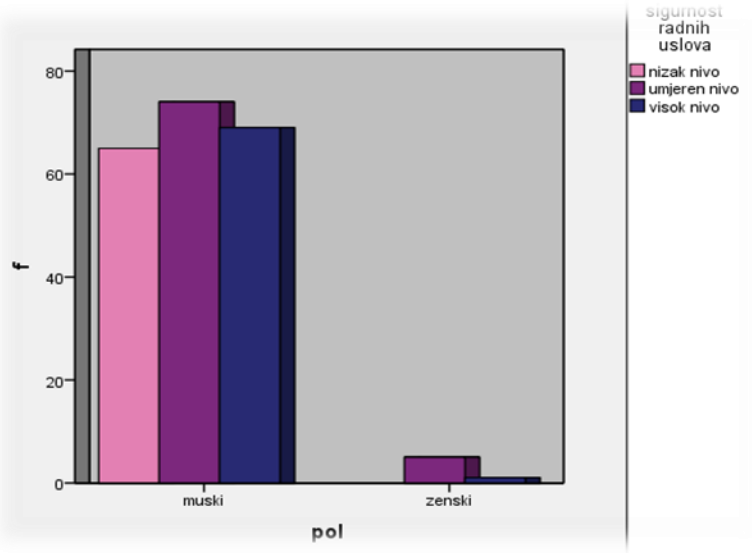
The analysis of the result that we have obtained by observing the relation between the genders and the above mentioned dimensions of job satisfaction pointed to the lack of a statistically significant gender differences, i.e. it enabled us to generate a conclusion, with a probability of 99 %, according to which gender cannot be considered statistically significant determinant of the observed aspects of the job satisfaction. Chi Square values in the cases of construction workers' satisfaction regarding aspects such as communication system and rewarding suggest us that possible increase of the sample and its uniformity by gender variable may give us different results than those obtained in this study.

The value of Chi Square ($\chi^2 = 8.678$, df= 2, p = .013) indicates the existence of statistically significant gender differences at the level of .05 in self-rated stress levels. In other words, gender can be considered a significant determinant of differences in the subjective evaluation of a stressful experience. In almost equal measures the men report the presence of moderate (38 %) and high stress levels (33.7 %), while women show a tendency toward perception of low intensity stress. The differences can be observed as a result of discrepancies in the number of male and female respondents as well as a result of the fact that in civil engineering women primarily performthe activities connected to senior management positions.



Gender; self-rated stress level; low; moderate; high level

Figure 1. Analysis of the differences in self-rated stress levels by the gender of the respondents



Gender; safety conditions in the workplace; low; moderate; high level

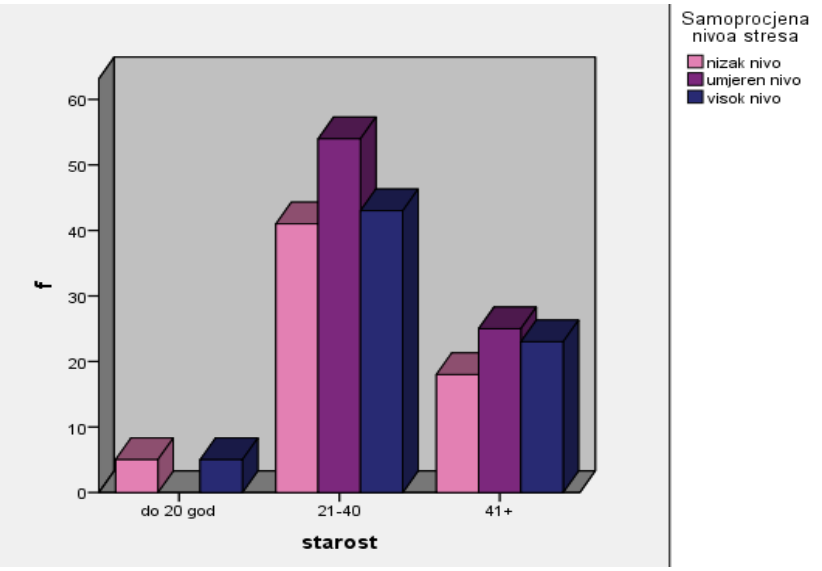
Figure 2. Analysis of the differences in the safety assessment of working conditions by the gender of the respondents

The analysis of the results of this study has indicated the lack of statistically significant differences in the perception of safety conditions in the workplace ($\chi^2 = 5.964$, df= 2, p = .059) regarding the gender of the respondents .

The analysis of the result that we have obtained by observing the relation between age and the above mentioned dimensions of job satisfaction pointed to the lack of a statistically significant age differences, i.e. it enabled us to generate a conclusion, with a probability of 99 %, according to which age cannot be considered statistically significant determinant of the observed aspects of the job satisfaction.

	Chi Square	df	p
salary	2.068	4	.723
Advancement and motivation	1.300	4	.861
Superiors	2.452	4	.653
Rewarding	3.648	4	.456
Benefits	2.085	4	.720
Work conditions	1.300	4	.861
Relationships with colleagues	4.897	4	.298
Job characteristics	4.209	4	.391
Communicating and informing	7.741	4	.102

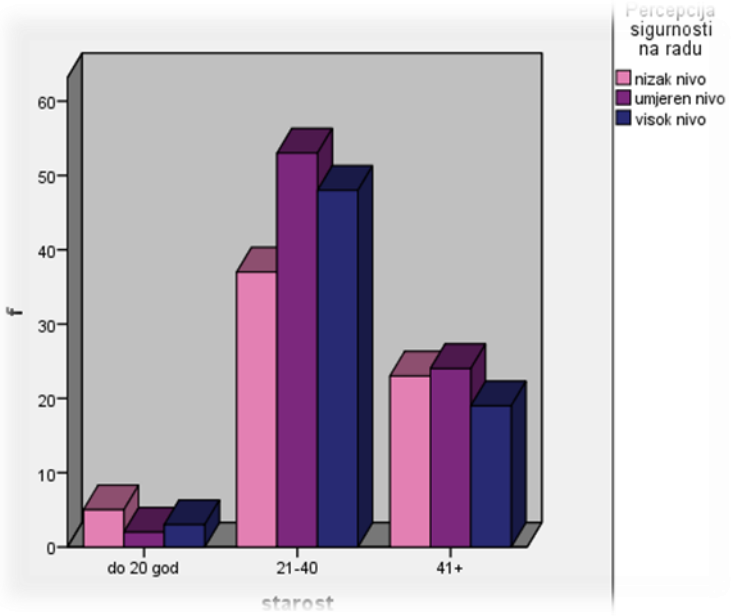
Table 4. Analysis of the differences in the dimensions of job satisfaction by age of the respondents



Age; self-rated stress level; low; moderate; high level

Figure 3. Analysis of differences in the perception of stress level according to the age of the respondents

There is no statistically significant difference in the perception of stress levels regarding the age of respondents, i.e. with certainty of 99 % age cannot be seen as a source of differences in the assessment of a stressful experience. This is supported by the following results: $\chi^2 = 6.474$, df = 4, p = .166.



Age; perception of safety conditions in the workplace; low; moderate; high

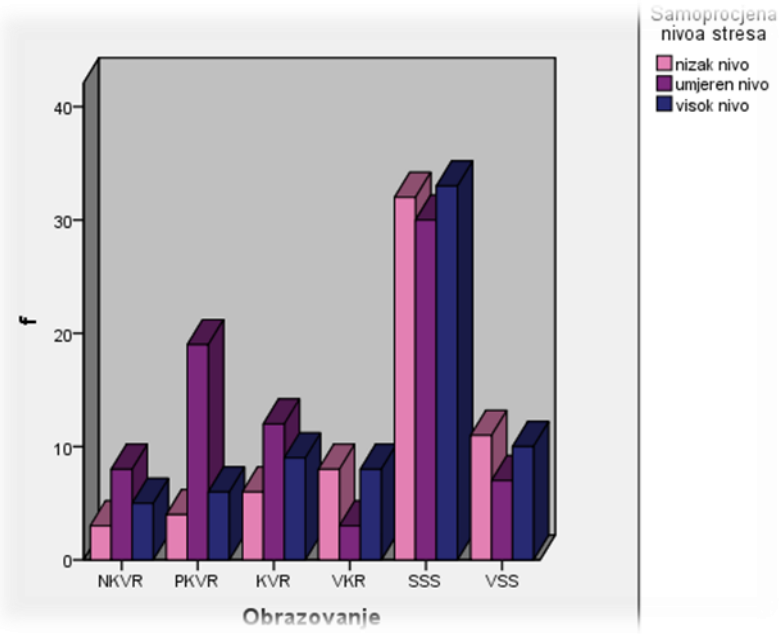
Figure 4. Analysis of differences in the perception of safety conditions in the workplace with regard to the age of respondents

There is no statistically significant difference in the perception of safety conditions in the workplace with regard to the age of respondents, i.e. with certainty of 99 % age cannot be seen as a determinant of subjective evaluation of physical factors of work safety. This is supported by the following results: $\chi^2 = 3.657$, df = 4, p = .454.

	Chi Square	df	p
Salary	7.608	10	.667
Advancement and motivation	17.009	10	.074
Superiors	12.597	10	.247
Rewarding	26.037	10	.004*
Benefits	32.806	10	.000*
Work conditions	9.390	10	.496
Relationships with colleagues	16.056	10	.098
Job characteristics	25.515	10	.004*
Communicating and informing	42.363	10	.000*

Table 5. Analysis of differences in the dimensions of job satisfaction depending on the education of the respondents

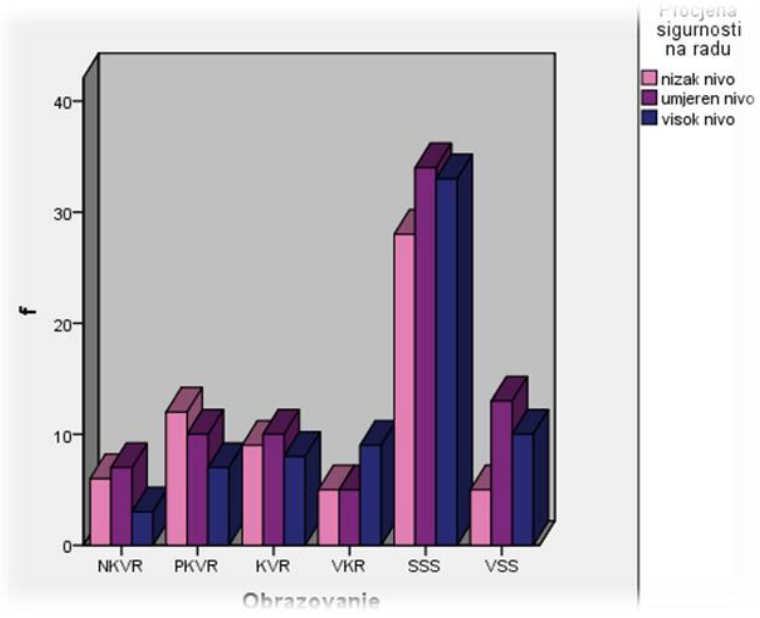
The analysis of the results obtained in our research by observing the relation between education of the respondents and the perceived dimensions of job satisfaction demonstrated a statistically significant difference at the 0.01 level in the satisfaction with the communication, benefits, rewards as well as with the characteristics of their work positions. On the other hand, the education of employees is not significant source of differences in other dimensions of job satisfaction.



Education; self-rated stress level; low; moderate; high level

Figure 5. Analysis of the differences in self-rated stress levels depending on the education of the respondents

There is a statistically significant difference at .05 level in perception of stress levels depending on the level of education of the respondents, i.e. with certainty of 95 % educational attainment can be considered as a source of differences in the assessment of a stressful experience. This is supported by the following results: $\chi^2 = 19.591$, df = 10, p = .033.



Education; assessment of safety conditions in the workplace; low; moderate; high

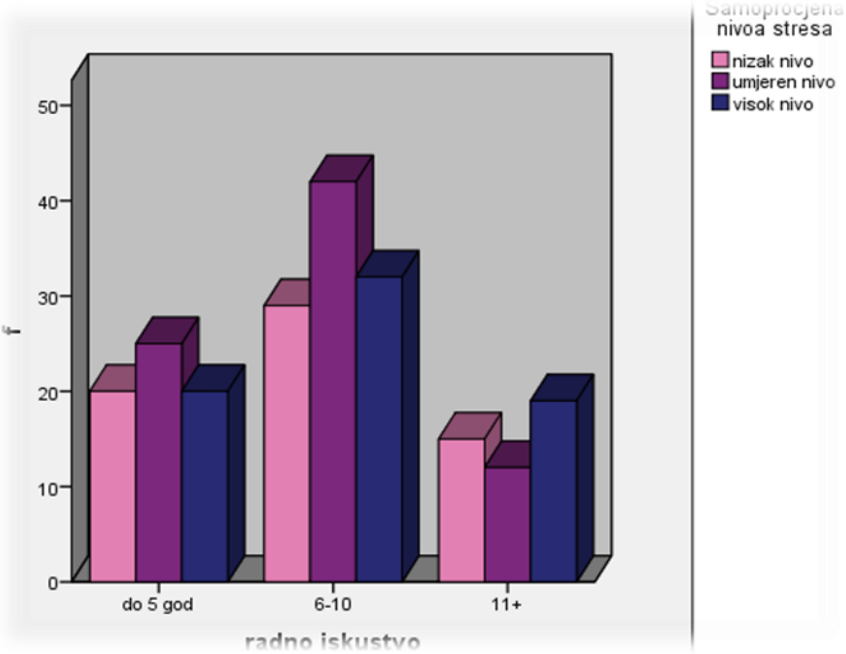
Figure 6. Analysis of differences in the perception of safety conditions in the workplace depending on the level of education of respondents

The analysis of the our research results focused on the relation between the level of education and perception of safety conditions in the workplace pointed to the lack of statistically significant differences, i.e. it has not lit the determining nature of education in the process of making differences in the perception of safety conditions in the workplace ($\chi^2 = 7.748$, df = 10, p = .653).

	Chi Square	df	p
Salary	2.537	4	.638
Advancement and motivation	2.133	4	.711
Superiors	2.782	4	.595
Rewarding	3.089	4	.543
Benefits	4.776	4	.311
Work conditions	4.733	4	.316
Relationships with colleagues	3.356	4	.500
Job characteristics	5.076	4	.280
Communicating and informing	4.598	4	.331

Table 6. Analysis of differences in the dimensions of job satisfaction depending on the work experience of the respondents

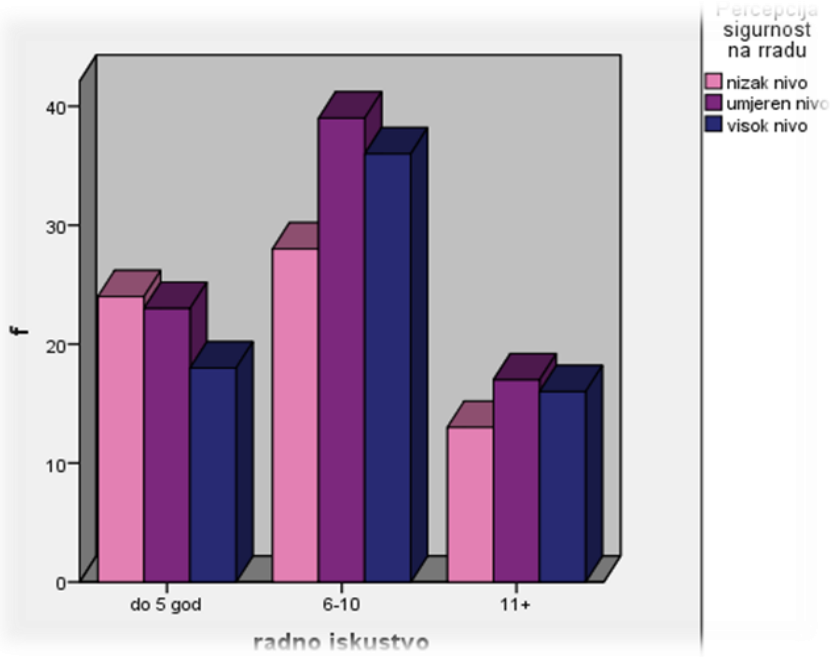
The analysis of the results we have obtained in our study by observing the relation between work experience and the above mentioned dimensions of job satisfaction pointed to the lack of statistically significant differences, i.e.i.e. it enabled us to generate a conclusion, with a probability of 99 %, according to which years of service cannot be considered statistically significant determinant of the observed aspects of the job satisfaction.



Work experience; perception of safety conditions in the workplace, low; moderate; high level

Figure 7. Analysis of the differences in self-rated stress levels depending on the work experience of the respondents

There is no statistically significant difference at the level of .01 in the perception of the stress level depending on work experience of the respondents, i.e. with certainty of 99 % years of work service cannot be considered a source of differences in the assessment of a stressful experience. This is supported by the following results: $\chi^2 = 3.321$, df = 4, p = .500.



Work experience; perception of safety conditions in the workplace, low; moderate; high level

Figure 8. Analysis of differences in the perception of safety conditions in the work place depending on the work experience of the respondents

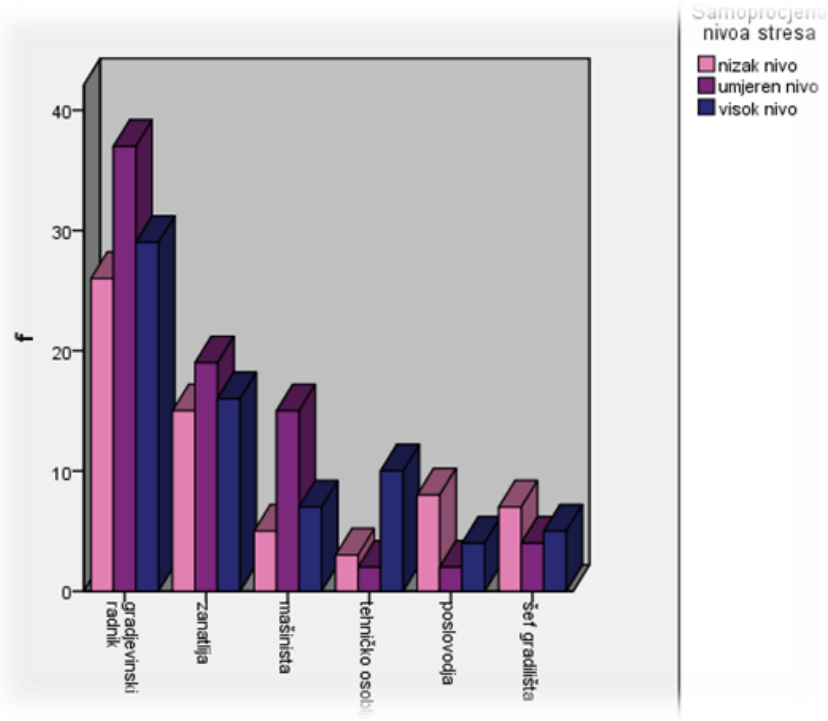
The analysis of our study results focused on the relationship between years of service and perception of a safe working environment has exposed the lack of statistically significant differences, i. e.it has not lit the determining nature of work experience in the process of making differences in the perception of safety conditions in the workplace ($\chi^2 = 2.116$, df = 4, p = .714).

	Chi Square	df	p
Salary	7.739	10	.654
Advancement and motivation	21.765	10	.016**
Superiors	11.152	10	.346
Rewarding	14.468	10	.166
Benefits	8.117	10	.617
Work conditions	16.168	10	.087
Relationships with colleagues	8.870	10	.544
Job characteristics	16.405	10	.089
Communicating and informing	31.743	10	.000*

Table 8. Analysis of differences in the dimensions of job satisfaction depending on the positions of the respondents in their organization

The study has shown that the position of an employee in their organization, i.e. the work they do is a source of significant differences at the 0.01 level in employee's satisfaction with organizational system of communication and information. In fact, while in most cases, construction workers and craftsmen manifest moderate (40.2, i.e. 44 %) and low (39.1 %, i.e. 32 %) level of satisfaction with the system of

communication, those who are on the opposite end of the managerial dimension show in most cases (81.2 % heads of construction sites, 61.5 % - managers) high levels of satisfaction with the developed structure of communication and information. The position of an employee in a construction organization is a significant determinant of differences in satisfaction with the prospects of career development and the level of motivation. It is a reciprocal relationship, where those who are at the " bottom " of a decision-making chain mostly show dissatisfaction with the prospects of career development and low motivation, as opposed to those who are at the top of hierarchical ladder. On the other hand, the analysis of the relations between other dimensions of job satisfaction and the work positions of the respondents has not given a result that would indicate the existence of determining nature of the workposition in the organizational hierarchy in civil engineering.

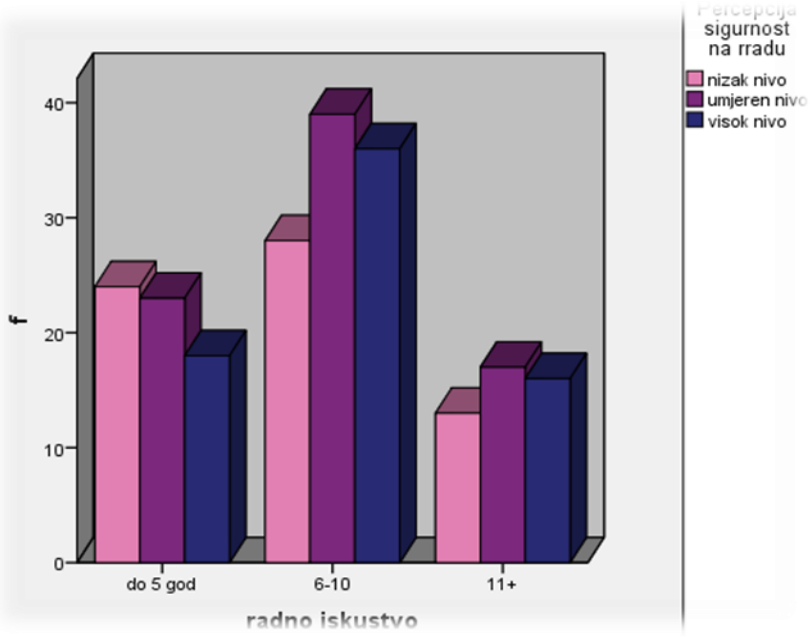


Self-rated stress level; low; moderate; high level

Figure 9. Analysis of the difference in self-rated stress levels depending on the respondents' positions in the organizational system

There is a statistically significant difference at .05 level in perception of the stress level in the workplace depending on respondents' positions in their organization, i.e.with 95% certainty we can say that the work of the respondents can be considered as a source of differences in the assessment of a stressful experience. This is supported by the following results: $\chi^2 = 19.593$, df = 10, p = .033. While the respondents working as construction workers, craftsmen and machine workers largely report on the perceived stress of moderate intensity (40.2 % -construction worker, 38 % - craftsman, 55.6 % - machine worker), the respondents who have reached management positions – managers and heads of construction sites –mostly perceive the stress of low intensity. It is interesting to point out that technical staff experience the highest perception of high stress levels, as 66.7 % of respondents from this category see their work as extremely "hazardous and demanding ".

The analysis of our research results focused on the relation between the workplace of the respondents and the perception of safe working environment has exposed the lack of statistically significant differences, i.e. it has not lit the determining nature of the respondents' workplace in the process of making differences in the perception of safety conditions in the workplace ($\chi^2 = 9.297$, df = 10, p = .504).



Work experience; perception of safety conditions in the workplace; low; moderate; high level

Figure 10. Analysis of differences in the perception of safety conditions in the workplace depending on the respondents' position in the organizational structure

4. CONCLUSION

Previously mentioned results are the key to stimulating organizational climate which should provide a greater degree of satisfaction of employees in the construction industry. These results can be used to establish certain processes in decision making chain and hierarchy order that can lead to the perception of greater safety and less present stress with people who are employed in construction industry. Based on these results someprocedures should be set out and followed in the field of HR sector of construction and civil engineering companies that will contribute to this industry to be seen as a very desirable profession not only by current and future employees but also by those whohave other professional careers.

REFERENCES

[1] Anthony,W.P.,Nicholson,E.A.,(1977) Managment of human resources: A systems approach to personnel menagment, Columbus, OH: Grid Inc

[2] Bernardin, J.H., (1998) , Human Resource managment: An Experiental Approach, Irwin McGraw-Hill,str.243

[3] Bernardin, J.H., Russell, J.E., (1998), Human Resource Managment: An Experiental Approach

[4] Cascio, W.F., (1995), Managing Human Resources: Productivity, Quality of Work Life, Profits, 4th edition, McGraw-Hill

[5] Dessel,G., (2007),Osnovi menadžmenta ljudskih resursa, Data Status Beograd

[6] Dulebohn,J.H., Feris, G.R., Stodd,J.T., (1995), The History and Evolution of Human Resource managment:18-41.srt.18

[7] Fisher,C.D., Schoenfeldt, L.F.,Shaw,J.B.,(1993), Human Resource managment 2nd ed, Houghton Miffilin Company, str.473

[8] Gomez-Mejia,L.R.,(1994), Fostering a strategic partnership between operations and human resources, Scarsdale,NY: Work in american Institute

[9] Latham,G.P., (1984), The appraisal sysitem as a a strategic control, Strategic Human Resource managment: 87-100, str.97

[10] Lawer,J.J., Anderson, W.R. Buckles, R.J., (1995), Human Resource Managment and Organizational Efffectivness, (eds) Handbook of Human Resource Managment, Blackwell Publishers:630-649, str.630

[11] Meyer,H.H., (1980), Self-Appraisal of Job Performance, Pesonnel Psychology, vol 33:291-296

[12] Miller,F.B., Coghill,M.A.,(1964), The personnel manager», Industrial and Labor Relations Review, 18(1):32-44

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://www.mase.org.mk

ST - 14

Aleksandar PETROVSKI[1], Valentina ZILESKA-PANCOVSKA[2],
Biljana BLAZEVSKA-STOILKOVSKA[3], Mihajlo ZINOSKI[4]

IMPLEMENTING CONSTRUCTION EXPERIENCE INTO SUSTAINABLE DESIGN MANAGEMENT FOR IMPROVEMENT OF THE DESIGN PHASE

SUMMARY

Construction projects are challenged in implementing sustainability issues which increases their complexity. For delivering a sustainable construction project it is necessary to gain insight into construction site experience and problems that occur during construction phase related with construction documentation. Therefore, a research is undertaken and a questionnaire was filled out by construction site managers. It is concluded that it is necessary to strengthen the quality of the project design phase. Also the project design phase needs a more coherent management of the design process that integrates the sustainability issues. Strengthening the knowledge base of the project design team on sustainability is a necessity in delivering high quality project documentation.

Keywords: sustainable design management, design phase, construction phase

Александар ПЕТРОВСКИ[1], Валентина ЖИЛЕСКА-ПАНЧОВСКА[2],
Билјана БЛАЖЕВСКА-СТОИЛКОВСКА[3], Михајло ЗИНОСКИ[4]

ИМПЛЕМЕНТАЦИЈА НА ИСКУСТВА ОД ИЗГРАДБА ЗА УНАПРЕДУВАЊЕ НА ОДРЖЛИВОСТА НА ПРОЕКТНИОТ МЕНАЏМЕНТ ВО ПРОЕКТНА ФАЗА

РЕЗИМЕ

Градежните проекти се соочуваат со предизвици, како имплементација на одржливоста, со што се зголемува нивната комплексност. За испорака на одржливи проекти извршено е истражување за знаењето при изградба и проблемите кои настануваат во фазата на изградба на објектите, а се поврзани со проектната документација. Пополнета е анкета од раководители на градилишта. Заклучено е дека потребно е да се зајакне квалитетот на проектната фаза. Потребен е менаџмент на проектниот процес кој ги интегрира одржливите принципи. Зголемување на степенот на знаење на проекниот тим во однос на одржливост е неопходно заради испорака на високо квалитетна проектна документација.

Клучни зборови: одржлив проектен менаџмент, проектна фаза, фаза на изградба

[1]Assis., MSc, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, petrovski.aleksandar@arh.ukim.edu.mk
[2]Prof., PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, valentinazp@gf.ukim.edu.mk
[3]Assoc. Prof., PhD, University "Ss. Cyril and Methodius", Faculty of Philosophy, Department of Psychology, Skopje, Republic of Macedonia, biljanab@fzf.ukim.edu.mk
[4]Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, zinoski.mihajlo@arh.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

Construction industry is identified as the largest consumer of energy and raw materials as well as main pollutant with detrimental consequences on the environment and human living, comfort and health, (Bakens 2003; Oteiza and Tenorio 2007; Woolley and Kimmins 2000). To mitigate these emerging issues, the contemporary society efforts are engaged in the concept of sustainability, with a goal of reconciling the human and natural habitat by establishing three main pillars such as the environmental, economic and social (Elkington 1999).

The projects in the construction industry are titled as largest and most complex projects in terms of management and their successful outcome is predetermined by the quality of the applied management. In order to increase the project quality, many countries, such as Germany, Japan, Australia, have developed their own project management standards and methodologies. Global efforts have been made on establishing Project Management standards, such as the standards of the International Project Management Association (IPMA), PMBoK standard (Project Management Institute 2013), etc.

The ISO 21500 standard was initiated by the British Standard Institute, member of the ISO organization, and developed as a cooperation of 31 countries directly involved in the delivery of the standard and 5 participating countries as observers. According to the ISO 21500 standard a project is "*a unique set of processes consisting of coordinated and controlled activities with start and finish dates, undertaken to achieve an objective*". Processes used in projects are generally categorized into three major types: project management processes, delivery and support processes.

Project management according to the Project Management Institute (Project Management Institute 2013) as well as the ISO 21500 standard (Zandhuis 2013) is realized by means of 5 process groups such as: initiation, planning, execution, monitoring and closing. The project life-cycle starting from project initiation until the very beginning of the construction consists of: pre-project phase, planning and design phase and contractor selection phase, (Bennett 2003), followed by the construction process defined by: project mobilization phase, project operations phase, project closeout and termination phase.

The GPM P5 Standard delivered by GPM Global, ("GPM P5" 2015), incorporates sustainability into the project processes and deliverables. It incorporates the impact of the activities and the project onto the environment, society, the corporate bottom line and the local economy through the P5 concept, based on the following categories: People, Profit, Process and Product. Founded on these principles, the PRiSM methodology leverages the ISO standards, the GRI G4 indicators and the UN Global Compact Ten Principles and it structures the processes of the project management in a logical framework. The life-cycle phases of a project are articulated as: introduction, growth, maturity and decline, meaning that it considers the whole life-cycle of a project or a product. Therefore this methodology integrates product sustainability with a company's organizational sustainability and maturity.

As stated by several authors, the design phase is the most important in the buildings life-cycle (Bogenstätter 2000; Koskela et al. 2002) and the decisions made in this phase influence the following phases such as construction, operation and demolition. In the early design phase the client brief and the definition of clients' needs have been noted as highly critical (Masat 1996). Frequent changes of the design that occurduring the construction phase haveits repercussions on the construction management, i.e., they influence the "steel triangle" of management: time, scope and costs. The design process in construction is often seen as poorly planned, poorly managed as well as fragmented work process(Barber et al. 1998). The defects caused by the design are in a largest share due to the poor coordination between the different participating disciplines (Koskela et al. 2002) lack of communication and coordination between them (Koskela et al. 2002), deficient planning and/or resource allocation, frequent changes (Sverlinger 1996). In different studies it was concluded that the majority of construction problems were due to the insufficient client briefing (Bresnen 1991; Barton 1996). Authors conclude that one of the most significant waste types in construction project design is unnecessary rework caused by two reasons: insufficient clarity of the optimal order of design tasks and if the order exists there are factors distracting the order of tasks (Koskela et al. 2002). Having these managerial issues in mind and putting an effort to implement the concept of sustainability into

construction projects easily becomes a demanding task that increases projects' complexity. In order to assure the success of construction projects it is necessary to examinethe quality of the project documentation used at the construction site. Another important issue that needs to be consideredis materials' usage, on-time completion and effective communication among stakeholders, IT usage and implementation of health and safety procedures.As many authors have been stated (Azhar 2011; Azhar et al. 2011; Bynum et al. 2013; Liu et al. 2015) BIM software during design and construction significantly improves the construction process in terms of decreasing construction errors, decreasing time and costs.

Consequently, the main research problem that imposes is how construction site managers with different work experience assess aforementioned issues relevant for project's sustainability and success. Additionally, their evaluation of importance of construction project phases is examined.

In the next section a short review of design management methodologies is presented, followed by display of the research methodology, results and conclusion.

2. RESEARCH METHODOLOGY

2.1. Sample

Survey on construction site was conducted in order to explore assessment of various issues relevant for project's sustainability and success, as well as, importance that is putted on construction project phases.Therefore, 108 construction site managers whose formal background differs from architects, civil engineers and other engineers were asked to fulfill a questionnaire which took approximately 10 minutes. All participants in the study were male. Of them, 29 had work experience up to 5 years, from 6 to 20 years of work experience had 44 participants and 35 noted more than 20 years of work experience.

2.2. Measures

The questionnaire used in the study consisted following statements:

1 Project documentation for building construction was complete and accurate.

2 Changes occur in the project documentation during construction.

3 Substitution of materials during construction occurs.

4 The construction of buildings you have been working on has been completed on-time.

5 Consultation of all participants (investor, designer, constructor, supplier etc.) is necessary from the beginning of the design process in order to gain more efficient, faster and economical construction process.

6 Software related to the construction is used during the construction work.

7 The office undertakes appropriate measures in a short period when there are problems regarding the environment and safety of the workers.

Participants (construction site managers) were asked to assess the items on a 5-point scale from 1-completely disagree to 5-completely agree. Additionally, they needed to rank four construction project phases from 1 to 4 according to their relative importance, such as: Phase 1: design phase, Phase 2: preliminary works, Phase 3: preparation works and Phase 4: construction phase.

On the base of work tenure, respondents were categorized into three groups: work experience up to 5 years, work experience between 6 and 20 years, work experience more than 20 years.

3. RESULTS

Kruskal-Wallis test was performed in order to analyze how construction site managers with different work experience assess aforementioned issues relevant for project's sustainability and success, as well as, how they evaluate importance of construction project phases.

Obtained results (Table 1) demonstrated that surveyed participants with work experience between 6 and 20 years assessed correctness/accuracy of the project's documentation, as well as, changing/shifting in documentation highly in comparison to their colleagues with shorter 9up to 5 years) and longer work tenure (more than 20 years) ($H(2)=10.66$, $p<0.01$ and $H(2)=7.13$, $p<0.05$, respectively).

Assessed issues	Work experience	N	Mean Rank
Project documentation for building construction was complete and accurate.	Up to 5 years	29	47.57
	6-20 years	44	65.69
	More than 20 years	35	46.17
	Total	108	
Changes occur in the project documentation during construction.	Up to 5 years	29	50.74
	6-20 years	44	63.56
	More than 20 years	35	46.23
	Total	108	
Substitution of materials during construction occurs.	Up to 5 years	29	48.52
	6-20 years	44	56.73
	More than 20 years	35	56.66
	Total	108	
The construction of buildings you have been working on has been completed on-time.	Up to 5 years	29	56.52
	6-20 years	44	59.64
	More than 20 years	35	46.37
	Total	108	
Consultation of all participants (investor, designer, constructor, supplier etc.) is necessary from the beginning of the design process in order to gain more efficient, faster and economical construction process.	Up to 5 years	29	58.84
	6-20 years	44	59.78
	More than 20 years	35	44.26
	Total	108	
Software related to the construction is used during the construction work.	Up to 5 years	28	54.20
	6-20 years	44	60.64
	More than 20 years	35	45.50
	Total	107(one respondent did not answer)	
The office undertakes appropriate measures in a short period when there are problems regarding the environment and safety of the workers.	Up to 5 years	28	54.93
	6-20 years	44	57.58
	More than 20 years	35	48.76
	Total	107(one respondent did not answer)	

Table 1. Differences in assessment of construction process sustainability and success issues among site managers

Three groups of respondents, as was found, differed in their assessment of need for coordination and consultation among all stakeholders in the project. The lowest evaluation was given by the most experienced construction site managers ($H(2)=8.32$, $p<0.05$).

Applied Kruskal-Wallis test revealed that three groups of participants differ in ranking of phase 1 and phase 3, but not in given ranks of phases 2 and 4 (Table 2). Participants with work tenure from 6 to 20 years ranked the design phase as less important compared to their counterparts with shorter and longer

work tenure (H(2)=6.40, p<0.05). Preparation phase was ranked as less important by construction site managers with more than 20 years work experience (H(2)=11.56, p<0.01).

Construction project's phases	Work experience	N	Mean Rank
Phase 1: design phase	Up to 5 years	29	51.24
	6-20 years	44	62.97
	More than 20 years	35	46.56
	Total	108	
Phase 2: preliminary works	Work experience	29	54.66
	Up to 5 years	44	49.25
	6-20 years	35	60.97
	More than 20 years	108	
Phase 3: preparation works	Total	29	47.64
	Work experience	44	47.89
	Up to 5 years	35	68.50
	6-20 years	108	
Phase 4: construction phase	More than 20 years	29	61.22
	Total	43	55.26
	Work experience	35	46.47
	Up to 5 years	107(one respondent did not answer)	

Table 2. Differences in evaluation of construction phase importance among site managers

In general, surveyed site managers assessed the seven issues relevant to sustainability of construction projects as average or above the average compared to the midpoint (which was 3) of the ranking scale (from 1 to 5). They evaluated highly the need for consultation and coordination during the project. Results showed that 23,1% of the respondents ranked design phase as the most important. Preliminary works phase was ranked as the most important by 21,1% of the participants. Only 3,7% of the surveyed site managers ranked preparation works phase as the most important, while half of them (51,9%) ranked building phase as the most important.

4. CONCLUSION

From the conducted survey more than 50% of the respondents stated that the construction phase is the most important phase and only 3,7% of respondents stated that the most important phase is a preparatory works phase. Findings demonstrated that work experience is important when relevance of different construction project phases was evaluated.

From survey' results for project documentation issues occurring in the construction phase key management steps could be established.

Regarding the project documentation construction managers have identified major problems in the project quality in terms of fully developed design. Main issues were insufficient detail drawings causing delays in the construction process, tension between the constructor, designer and the investor. Also materials substitution has been a consequence of poor design documentation, or due to the financial pressure of the investor or by changing the investors' desire.

Least and most experienced site managers evaluated documentation accuracy at evidently lower level than their colleagues with work experience between 6 and 20 years. Probably, these results could be explained with higher engagement in detailed documentation analysis due the lack of experience/practice of the first group and higher deliberation of skilled site managers. On the other hand, these two groups of respondents stated that the documentation shifting is rare. From the survey, as expected, health and work safety procedures, as well as environment protection standards are completely incorporated.

According to the obtained results, intensified cooperation between the design team and investor is highly demanded in order to firmly establish the design goals. This need for cooperation and coordination was rated highly by the most experienced participants in the study. The investor should be fully familiarized by the design team proposals.

For increase of the quality of the design phase the design team should implement tools that would enable evaluation of the design proposals in terms of economic, social and environmental issues and to have legitimate scientific evidence on propping up their design proposal in front of the investor. In this way the investor would have more confidence in the design team and would be less likely prone to demand design change especially during the construction. Further research is needed on the knowledge and capability of the design offices to implement these tools in the design process. Besides these hard techniques, soft techniques could be also applied, such as passive solar design based on empirical studies, which also require a degree of knowledge to be full and correctly implemented.

Findings indicate that more efforts should be placed on on-time completion of construction projects and on software use to facilitate the design process.

Future studies should include all stakeholders in construction projects and to investigate their perceptions of other important aspects of sustainability. Implications of the considered issues on employees and final users of build structures should be also examined.

REFERENCES

[1] Azhar, S. (2011). "Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry." Leadership and Management in Engineering, 11(3), 241–252

[2] Azhar, S., Carlton, W. A., Olsen, D., and Ahmad, I. (2011). "Building information modeling for sustainable design and LEED® rating analysis." Automation in Construction, Building Information Modeling and Changing Construction Practices, 20(2), 217–224

[3] Bakens, W. (2003). "Realizing the sector's potencial for contributing to sustainable development." UNEP Industry and Environment, (Април-Септември), 9–12

[4] Barber, P. R., Sheath, D. M., Walker, S., Graves, A. P., and Tomkins, C. R. (1998). "A comparison of design management techniques in construction and the automotive industry." Product and Process Modelling, Building Research Establishment, Watford, 67–74

[5] Barton, R. T. (1996). "The application of value management to the development of project concepts." The Organization and Management of Construction 2, 115–123

[6] Bennett, F. L. (2003). The Management of Construction: A Project Life Cycle Approach. Routledge

[7] Bogenstätter, U. (2000). "Prediction and optimization of life-cycle costs in early design." Building Research & Information, 28(5-6), 376–386

[8] Bresnen, M. J. (1991). "Construction contracting in theory and practice: A case study." Construction Management and Economics, 9(3), 247–262

[9] Bynum, P., Issa, R. R. A., and Olbina, S. (2013). "Building Information Modeling in Support of Sustainable Design and Construction." Journal of Construction Engineering and Management, 139(1), 24–34

[10] Elkington, J. (1999). Cannibals with Forks: Triple Bottom Line of 21st Century Business. Capstone Publishing Ltd, Oxford

[11] "GPM P5." (2015). GPM Global, <http://www.greenprojectmanagement.org/> (Jul. 29, 2015)

[12] Koskela, L., Huovila, P., and Leinonen, J. (2002). "Design management in building construction: from theory to practice." Journal of Construction Research, 3(01), 1–16

[13] Liu, S., Meng, X., and Tam, C. (2015). "Building Information Modeling Based Building Design Optimization for Sustainability." Energy and Buildings

[14] Masat, J. (1996). “Masat, J. ‘Towards a zero defect construction culture.’ (1996): 2-83.” Applications of the Performance Concept in Building, National Building Research Institute, Haifa, 2–83

[15] Oteiza, I., and Tenorio, J. A. (2007). “La innovación en las técnicas, los sistemas y los materiales de construcción.” Jornada J7: Evaluación de la sostenibilidad en la Edificación, Madrid.

[16] Project Management Institute. (2013). A guide to the project management body of knowledge (PMBOK guide)

[17] Sverlinger, P.-O. (1996). “Organizational coordination in the design phase.” Building Economics and Construction Management

[18] Woolley, T., and Kimmins, S. (2000). Green Building Handbook Volumes 1 and 2: Green Building Handbook: Volume 2: A Guide to Building Products and their Impact on the Environment. Routledge, London

[19] Zandhuis, A. (2013). ISO 21500 Guidance on Project Management - a Pocket Guide. Van Haren Publishing, Zaltbommel

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 15

Marina RAKOCEVIC[1]

ANALYSIS OF SIMPLY SUPPORTED LAMINATED COMPOSITE PLATES USING DOUBLE TRIGONOMETRIC SERIES

SUMMARY

This paper presents an application of double trigonometric series in the analysis of simply supported laminated composite plates. Numerical results are obtained for the assumptions that apply in Partial Leyerwise theory. For an arbitrary arrangement of layers in tabular and graphical form shows the changes of deflection and maximum normal stress in the plane (x, y) for a pre-selected cross-sections of a simply supported plate. Values are given in dimensionless form and obtained by applying the general non-commercial Fortran program ANSLACOP, for bending of simply supported plates, which was written by the author of this paper and based on assumptions of the mentioned theory.

Key words: laminated composite plate, analytical solution, Layerwise theory

Марина РАКОЧЕВИЌ[1]

ПРИМЕНА НА ДВОЈНИ ТРИГОНОМЕТРИСКИ НИЗИ ЗА АНАЛИЗА НА СЛОЕВИТА КОМПОЗИТНА ПЛОЧА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е прикажана примената на двојна тригонометриска низа за анализата на слободно потпрена слоевита композитна плоча. За произволна поставеност на слоевите, во табеларна и графичка форма се прикажани промените на уклонот и максималните нормални напрегања во x-y рамнина, за претходно избрани пресеци на слободно потпрена плоча. Вредностите се дадени во бездимензионална форма и добиени со примена на програмата ANSLACOP, за слободно потпрени плочи товарени на виткање, кој беше напишана од страна на авторот на овој труд и врз основа на претпоставки на Парцијалната теорија на слоеви.

Клучни зборови: слоевита композитна плоча, аналитичко решение

[1]Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Monetenegro, marinara@ac.me

1. INTRODUCTION

Layered composite plate, with layers carrying in different directions in the plane of the plate, show extremely anisotropic behavior. To determine more "realistic" stress-strain state we need to use theories that the analysis carried out at the level of the layer or level of fiber/ atrix (Reddy 1997).

Theoretical analysis of laminated composite plates can be performed using the Equivalent Single-layer Laminate Theory(ESLT), (Reddy and Robbins 1994). ESL theories use the layered composite plate as static equivalent single layer. Single theories include classical theory and the first order shear theory, the second order shear theory and the higher order shear theory. ESL simplest theory is the Classical Laminated Plate Theory (CLPT) which is based on the application of Kirchhoff's theory plate. This theory is applied for the calculation of homogeneous thin plates. For moderately thick and thick plates, with a high degree of anisotropy, a solution obtained by applying this theory does not satisfy because the calculation does not introduce shear. Next one layer theory in the hierarchy is the First Order Shear Deformation Theory (FSDT) that results from the limited CLPT theory. FSDT theory introduces a constant sliding across the plate thickness. Theories of the higher order shear (Second Order Plate Theory, Third Order Plate Theory) rough constant assumption of transverse shear mitigate using higher order polynomial (quadratic, cubic).

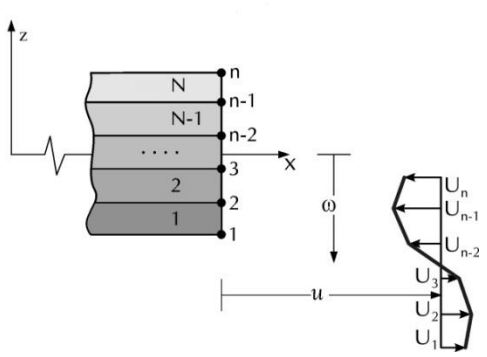


Figure 1. Layerwise theory

For theoretical analysis of layered composite plates it is applied the Generalized Layerwise Plate Theory (GLPT) which analyzes layers of the plate(Robbins and Reddy 1994). Depending on the adopteddisplacement field (see Fig. 1.) classes of layerwise theory are defined as Partial Layerwise Theory and Full Layerwise Theory. GLPT,theory of layers is based on the Reddy's idea based on which the displacementsare presented as a combination of coordinates in the plane and the function of coordinates through thickness:

$$u(x,y,z)=\sum_{I=1}^{n} U_I(x,y,z)\phi^I(z)$$

$$v(x,y,z)=\sum_{I=1}^{n} V_I(x,y,z)\phi^I(z)$$

$$w(x,y,z)=\sum_{I=1}^{m} W_I(x,y,z)\psi^I(z) \qquad (1)$$

Components of displacement inECST can be obtained as a special case of displacementsfield defined by relations (1). If it is adopted that w = const, the component of displacement perpendicular to the plane of the plate is constant through the thickness. This assumption is valid in Partial Layerwise Theory, which is obtained as a special case GLPT theory(Rakočević 2005).

After the above assumption it is needed define the relation between displacements and deformations, and then the relation of stresses and deformations depending on selected material properties, all in the considered system of coordinates (x, y, z). The equations of the theory are obtained by applying the principle of virtual displacements.

Selecting the theory of strain-stress analysis of laminated composite plates depends on the required accuracy and cost effectiveness. For analysesof the thin plates the most cost-effective theory is ESLT, while for the thick and moderate thick plate recommends layerwise theories.

The equations of layerwise theories can be solved analytically or numerically. Analytical solutions are requested in the form of trigonometricfunctions (Rakočević and Vuksanović 2002) which define the primary variables of corresponding theory.Using numerical methods can be obtained approximate solutions, and the most used numerical method applied in the analysis of laminated composite plates is the Finite element method (Reddy and Barbero 1989). Numerical solutions of the primary variables are obtained for a pre-defined points depending on adopted mathematical model.

Analytical solutions can be used as a comparative solutions in the analysis of the accuracy of numerical solutions.

2. ANALYTICAL SOLUTION FOR BENDING OF LAMINATED COMPOSITE PLATES IN PARTIAL LAYERWISE THEORY

Layered composite plate with N orthotropic layers are considered. Considerations are being carried out in the rectangular coordinate system (x, y, z), assuming that the layered composite plate contains layers that are oriented arbitrarily in the plane of the plate (x, y). Each of layers contains fibers that carry only in one direction.

It is assumed that the strain component perpendicular to the plane of the plate is zero resulting in component displacement w(x,y) continuously through the plate thickness. The total displacement in the plane of the laminated plate is obtained as the sum of displacements:

$$\begin{aligned} u(x,y,z) &= u(x,y) + U(x,y,z) \\ v(x,y,z) &= v(x,y) + V(x,y,z) \\ w(x,y,z) &= w(x,y) \end{aligned} \tag{2}$$

where are:

$u(x,y)$, $v(x,y)$ i $w(x,y)$ - displacements in the mid-plane of the plate

$U(x,y,z)$, $V(x,y,z)$ - additional displacements through the thickness of the plate determined with:

$$\begin{aligned} U(x,y,z) &= \sum_{J=1}^{n} u^J(x,y)\psi^J(z) \\ V(x,y,z) &= \sum_{J=1}^{n} v^J(x,y)\psi^J(z) \end{aligned} \tag{3}$$

where:

u^J i v^J - unknown the nodal displacement values through the thickness, for J=1,n

$\psi^J(z)$ - approximation functions that satisfy the condition $\psi^J(0) = 0$, for J=1,n

N - the total number of nodes through the thickness plate

In this paper is assumed a linear interpolation along two adjacent layers so the number of nodes (n) through the thickness is for one bigger than the number of layers (N).

The equations of bending are obtained by applying the principle of virtual displacements:

$$N_{x,x} + N_{xy,y} = 0$$

$$N_{xy,x} + N_{y,y} = 0$$

$$Q_{x,x} + Q_{y,y} + q = 0 \tag{4}$$

$$N^{j}_{x,x} + N^{j}_{xy,y} - Q^{j}_{x} = 0$$

$$N^{j}_{xy,x} + N^{j}_{y,y} - Q^{j}_{y} = 0$$

where:

$$\begin{aligned}
\left(N_x, N_y, N_{xy}\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}\right) dz \\
\left(Q_x, Q_y\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\sigma_{xz}, \sigma_{yz}\right) dz \\
\left(N^{J}_x, N^{J}_y, N^{J}_{xy}\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}\right) \psi^{J}(z)\, dz \\
\left(Q^{J}_x, Q^{J}_y\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\sigma_{xz}, \sigma_{yz}\right) \psi^{J}_{,z}\, dz
\end{aligned} \tag{5}$$

$\left(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}\right)$ - components of stress vector

q - transversal load

For the j-th orthotropic layer relation between components of stress and strain are given with:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix}^{(j)} = \begin{bmatrix} \overline{Q}_{11} & \overline{Q}_{12} & \overline{Q}_{16} & 0 & 0 \\ \overline{Q}_{12} & \overline{Q}_{22} & \overline{Q}_{16} & 0 & 0 \\ \overline{Q}_{16} & \overline{Q}_{26} & \overline{Q}_{66} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \overline{Q}_{44} & \overline{Q}_{45} \\ 0 & 0 & 0 & \overline{Q}_{45} & \overline{Q}_{55} \end{bmatrix}^{(j)} x \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix}^{(j)} \tag{6}$$

where $\overline{Q}^{(j)}_{ij}$ is the reduced stiffness of the j -th orthotropic layer.

When the relation (6) is inserted to the relations for the cross section forces (5), respecting the assumed displacement fields (2) and (3) as well as the relationship of strains and displacements, the equations that define the connection forces and displacements are obtained, (Reddy and Barbero 1989).

The method of determining the reduced stiffness of each layer and the coefficients of stiffness of the layered panels, A_{ij}, B^{J}_{ij} and D^{IJ}_{ij}, which are necessary for calculation of forces, are determined in the manner which is shown in references list (Rakočević 2006).It is argued that the stiffness of the layered plates depend on the plate thickness, the mechanical properties of layers and positions of layers in relation to the median plane.

To determine the closed solution is assumed to be rectangular simply supported multilayered plate containing N orthotropic layers whose fibers are oriented in the x or y direction, fiber orientations are 0^0 and 90^0. The arrangement of layers through the thickness can be arbitrary. For this layer orientation, from the condition of orthogonally, is obtained stiffness's of the layered plate $A_{16}=A_{26}=A_{45}=B^{J}_{16}=B^{J}_{26}=B^{J}_{45}=D^{IJ}_{16}=D^{IJ}_{26}= =D^{IJ}_{45}=0$.

In accordance with specified when the relation between forces and displacements admitted into equilibrium conditions (4), it is obtained the system of 3 + 2n equations of the form:

$$A_{11}\,u_{,xx}+A_{12}\,v_{,yx}+A_{66}\left(u_{,yy}+v_{,xy}\right)+\sum_{J=1}^{n}\left[B_{11}^{J}\,u_{,xx}^{J}+B_{12}^{J}\,v_{,yx}^{J}+B_{66}^{J}\left(u_{,yy}^{J}+v_{,xy}^{J}\right)\right]=0$$

$$A_{12}\,u_{,xy}+A_{22}\,v_{,yy}+A_{66}\left(u_{,yx}+v_{,xx}\right)+\sum_{J=1}^{n}\left[B_{12}^{J}\,u_{,xy}^{J}+B_{22}^{J}\,v_{,yy}^{J}+B_{66}^{J}\left(u_{,yx}^{J}+v_{,xx}^{J}\right)\right]=0$$

$$A_{55}\,w_{,xx}+A_{44}\,w_{,yy}+\sum_{J=1}^{n}\left[B_{55}^{J}\,u_{,x}^{J}+B_{44}^{J}\,v_{,y}^{J}\right]+q=0 \qquad (7)$$

$$B_{11}^{J}\,u_{,xx}+B_{12}^{J}\,v_{,yx}+B_{66}^{J}\left(u_{,yy}+v_{,xy}\right)-B_{55}^{J}\,w_{,x}+\sum_{J=1}^{n}\left[D_{11}^{JI}\,u_{,xx}^{J}+D_{12}^{JI}\,v_{,yx}^{JI}+D_{66}^{JI}\left(u_{,yy}^{J}+v_{,xy}^{J}\right)-D_{55}^{JI}\,u^{J}\right]=0$$

$$B_{11}^{J}\,u_{,xy}+B_{212}^{J}\,v_{,yy}+B_{66}^{J}\left(u_{,yx}+v_{,xx}\right)-B_{44}^{J}\,w_{,y}+\sum_{J=1}^{n}\left[D_{12}^{JI}\,u_{,xy}^{J}+D_{22}^{JI}\,v_{,yy}^{JI}+D_{66}^{JI}\left(u_{,yx}^{J}+v_{,xy}^{J}\right)-D_{44}^{JI}\,v^{J}\right]=0$$

for j=1,...,n, where n is number of nodes.

The boundary conditions for simple supported plates are:

$$\begin{aligned} &v=w=V^{J}=N_{x}=N_{x}^{J}=0 && x=0,a\;;\;J=1,n\\ &u=w=U^{J}=N_{y}=N_{y}^{J}=0 && y=0,b\;;\;J=1,n \end{aligned} \qquad (8)$$

satisfy the following trigonometric functions (Navier's solution):

$$\begin{aligned} u&=\sum_{m,n}^{\infty}X_{mn}\cos\ \alpha x\sin\ \beta y\\ v&=\sum_{m,n}^{\infty}Y_{mn}\sin\ \alpha x\cos\ \beta y\\ w&=\sum_{m,n}^{\infty}W_{mn}\sin\ \alpha x\sin\ \beta y\\ U^{J}&=\sum_{m,n}^{\infty}R_{mn}^{J}\cos\ \alpha x\sin\ \beta y\\ V^{J}&=\sum_{m,n}^{\infty}S_{mn}^{J}\sin\ \alpha x\cos\ \beta y \end{aligned} \qquad (9)$$

gdje su: $\alpha=\dfrac{m\pi}{a}\quad;\quad\beta=\dfrac{n\pi}{b}\qquad J=1,...,n$

Transverse load of the plate is also showed by trigonometric functions in the form of double-Furie's order:

$$q(x,y)=\sum_{m,n}^{\infty}Q_{mn}\sin\ \alpha x\sin\ \beta y \qquad (10)$$

Q_{mn} – coefficients which depend on the type of load

For each Fourier pair (m,n) the system of (3+2n) equations is made, with the same number of unknown coefficients $X_{mn}, Y_{mn}, W_{mn}, R_{mn}^{j}\ i\ S_{mn}^{j}$.When the resulting solution inserted into the relation (9), a value of unknown displacement is obtained.

After defining the functions of the total displacement, for the presumed number of pairs (m, n), a function of strain is determined, and then the stress components for an arbitrary cross sections of layered plates:

$$\sigma_x(x,y,z) = -\sum_{m,n}^{\infty} \left\{ \left[\overline{Q}_{11}\, \alpha\, (X_{mn} + \sum_{J=1}^{n} R_{mn}^{J}\, \phi^{J}(z)) + \overline{Q}_{12}\, \beta\, (Y_{mn} + \sum_{J=1}^{n} S_{mn}^{J}\, \phi^{J}(z)) \right] \sin\, \alpha x \sin\, \beta y \right\}$$

$$\sigma_y(x,y,z) = -\sum_{m,n}^{\infty} \left\{ \left[\overline{Q}_{12}\, \alpha\, (X_{mn} + \sum_{J=1}^{n} R_{mn}^{J}\, \phi^{J}(z)) + \overline{Q}_{22}\, \beta\, (Y_{mn} + \sum_{J=1}^{n} S_{mn}^{J}\, \phi^{J}(z)) \right] \sin\, \alpha x \sin\, \beta y \right\} \qquad (11)$$

$$\sigma_{xy}(x,y,z) = \overline{Q}_{66} \sum_{m,n}^{\infty} \left\{ \left[\beta\, (X_{mn} + \sum_{J=1}^{n} R_{mn}^{J}\, \phi^{J}(z)) + \alpha\, (Y_{mn} + \sum_{J=1}^{n} S_{mn}^{J}\, \phi^{J}(z)) \right] \cos\, \alpha x \sin\, \beta y \right\}$$

Interlaminar shear stresses in the plane (x, z) and (y, z) are significant for the thick-plates and the plates that contain some form of delamination. For the determination of these stresses, this paper uses approximate calculation procedure with assumed parabolic distribution along the considered layer j(Chaudhuri and Seide 1987):

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{xz}^{j}(z) &= N_1(z)\, \bar{f}_{1x}^{j} + N_2(z)\, \bar{f}_{2x}^{j} + N_3(z)\, \bar{f}_{3x}^{j} \\ \overline{\sigma}_{yz}^{j}(z) &= N_1(z)\, \bar{f}_{1y}^{j} + N_2(z)\, \bar{f}_{2y}^{j} + N_3(z)\, \bar{f}_{3y}^{j} \end{aligned} \qquad (12)$$

where:

z - coordinate through the thickness

$\bar{f}_{ix}^{j}$, $\bar{f}_{iy}^{j}$, $i = 1,2,3$ - unknown coefficients that represent shear stresses $\sigma_{xz}$and σ_{yz}at the ends and in the middle of the observed layer

$N_1(z)$, $N_2(z)$ i $N_3(z)$ - one-dimensional quadratic interpolation functions

To determine the unknown coefficients $\bar{f}_{ix}^{j}$, $\bar{f}_{iy}^{j}$ for each of the shear stress it is necessary to write 3N equations. These equations are determined from the condition:

- Shear stresses in the top and the bottom of laminated plate have a value of zero
- Shear stresses have equal value on the connections of layers
- Fulfilled a condition of the average values of shear stresses for each layer j
- Satisfied values obtained from the constitutive equations.

3. RESULTS AND DISCUSSION

The square plate (axa, h=0,25a) with angle layer orientations of 0^o and 90^o is considered. Material characteristics of the layers are: $E_1/E_2=25$, $E_2=1$, $G_{12}=G_{23}=0.5$, $G_{23}=0.2$,$\nu_{12} = \nu_{13} = 0.25$.

Displayed deflections and stresses values were obtained using Fortran program ANSLACOP (by Rakočević 2005) based on the application of the analytical solution for solving problems of bending laminated composite plates in Partial Layerwise Theory.

The values of deflection and normal stresses are given in dimensionless form (Reddy and Robbins 1994):

$$\overline{w} = \frac{100\ E_2}{q_0 h s^4} w \qquad \overline{\sigma}_{xx} = \frac{1}{s^2 q} \sigma_{xx} \qquad \overline{\sigma}_{yy} = \frac{1}{s^2 q} \sigma_{yy}$$

Where is s=a/h, and h istotal thickness of the plate.

Values of dimensionless deflection for a different coordinates (x,y) of laminated plates in function of the numbers of layers are shown in the Table 1.. Graphic display of these values is shown in Fig. 2 and Fig. 3.. Figure 2 shows the change of the dimensionless deflection as a function of the number of layers. Figure 3 shows the change in the deflection, in the above mentioned coordinates of the plate, in function of the number of layers.

Number of layer, (N)	The coordinates (x,y)						
	(0,50;0,50)	(0,45;0,45)	(0,40;0,40)	(0,35;0,35)	(0,30;0,30)	(0,25;0,25)	(0,20;0,20)
2	3,0172	2,9559	2,7769	2,4925	2,1225	1,6948	1,2418
3	2,9814	2,9227	2,7509	2,4769	2,1180	1,6997	1,2524
4	2,9286	2,8713	2,7034	2,4359	2,0853	1,6761	1,2375
5	2,8244	2,7703	2,6120	2,3589	2,0258	1,6348	1,2129
6	2,7748	2,7219	2,5669	2,3189	1,9925	1,6095	1,1960
7	2,7445	2,6928	2,5411	2,2981	1,9778	1,6008	1,1920
8	2,6964	2,6455	2,4963	2,2577	1,9430	1,5731	1,1726
9	2,6683	2,6181	2,4713	2,2363	1,9261	1,5611	1,1653
10	2,6555	2,6055	2,4591	2,2247	1,9159	1,5528	1,1591
11	2,6392	2,5897	2,4445	2,2123	1,9061	1,5456	1,1547
12	2,6320	2,5825	2,4375	2,2056	1,8998	1,5404	1,1507
13	2,6219	2,5727	2,4284	2,1978	1,8938	1,5359	1,1479
14	2,6177	2,5684	2,4244	2,1938	1,8898	1,5325	1,1452
15	2,6108	2,5619	2,4183	2,1884	1,8856	1,5294	1,1433
16	2,6081	2,5591	2,4155	2,1858	1,8830	1,5270	1,1413
17	2,6034	2,5545	2,4113	2,1822	1,8802	1,5250	1,1400
18	2,6017	2,5528	2,4095	2,1803	1,8783	1,5233	1,1386
19	2,5981	2,5494	2,4064	2,1777	1,8763	1,5217	1,1376
20	2,5970	2,5481	2,4052	2,1764	1,8748	1,5205	1,1366
21	2,5952	2,5464	2,4034	2,1747	1,8733	1,5191	1,1354
22	2,5936	2,5447	2,4019	2,1734	1,8723	1,5184	1,1350
23	2,5914	2,5428	2,4002	2,1719	1,8711	1,5175	1,1345
24	2,5909	2,5422	2,3995	2,1713	1,8705	1,5168	1,1338
25	2,5892	2,5406	2,3980	2,1700	1,8694	1,5161	1,1334

Table 1.Values of deflections, $\overline{w}$.

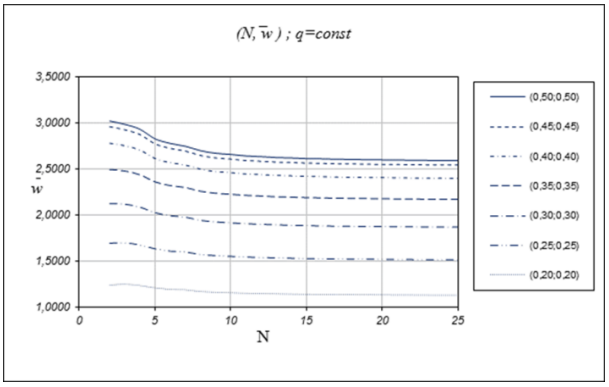


Figure 2. Change of deflection in function of the number of layers for different points in plane (x,y)

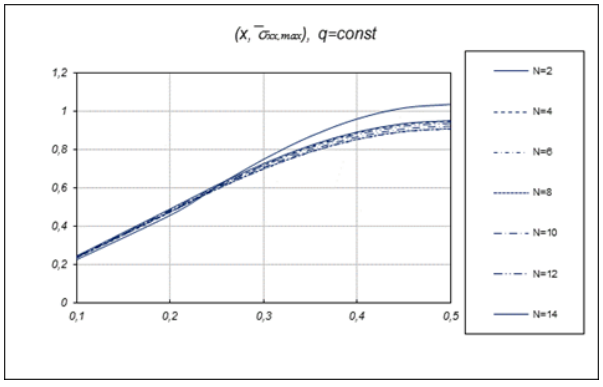


Figure 3. Change of deflection in function of the coordinate (x,y) for even number of layers.

Maximum values of dimensionless normal stress $\overline{\sigma}_{xx}$ for a different coordinates (x,y) of laminated plates in function of the numbers of layers are shown in the Table 2.. Graphic display of these values is shown in Fig. 4 and Fig. 5.. Figure 4 shows the change of the dimensionless maximum stress value $\overline{\sigma}_{xx}$ as a function of the number of layers. Figure 5 shows the change of the maximum normal stress, in the above mentioned coordinates of the plate, in function of the number of layers.

Number of layer, (N)	The coordinates (x,y)						
	(0,50;0,50)	(0,45;0,45)	(0,40;0,40)	(0,35;0,35)	(0,30;0,30)	(0,25;0,25)	(0,20;0,20)
2	1,0378	1,0183	0,9614	0,8704	0,7509	0,6105	0,4585
3	1,0047	0,9867	0,9348	0,8520	0,7422	0,6124	0,4696
4	0,9486	0,9333	0,8889	0,8171	0,7209	0,6051	0,4745
5	0,9359	0,9208	0,8768	0,8061	0,7116	0,5987	0,4721
6	0,9089	0,8949	0,8543	0,7889	0,7009	0,5949	0,4748
7	0,9263	0,9116	0,8688	0,8001	0,7082	0,5982	0,4746
8	0,9109	0,8967	0,8558	0,7900	0,7016	0,5960	0,4774
9	0,9280	0,9129	0,8699	0,8009	0,7087	0,5993	0,4777
10	0,9243	0,9095	0,8675	0,8001	0,7094	0,6017	0,4814
11	0,9408	0,9254	0,8816	0,8114	0,7173	0,6059	0,4825
12	0,9388	0,9237	0,8807	0,8118	0,7190	0,6088	0,4862
13	0,9536	0,9379	0,8934	0,8222	0,7264	0,6132	0,4877
14	0,9519	0,9365	0,8928	0,8228	0,7282	0,6160	0,4912
15	0,9649	0,9490	0,9040	0,8320	0,7349	0,6201	0,4929
16	0,9634	0,9477	0,9035	0,8326	0,7367	0,6229	0,4962
17	0,9746	0,9586	0,9133	0,8407	0,7426	0,6406	0,4978
18	0,9729	0,9571	0,9125	0,8410	0,7441	0,6291	0,5009
19	0,9831	0,9668	0,9212	0,8483	0,7494	0,6324	0,5024
20	0,9813	0,9652	0,9203	0,8483	0,7506	0,6346	0,5053
21	0,9791	0,9630	0,9179	0,8458	0,7478	0,6318	0,5027
22	0,9884	0,9722	0,9271	0,8548	0,7563	0,6396	0,5093
23	0,9964	0,9799	0,9339	0,8604	0,7605	0,6423	0,5105
24	0,9943	0,9781	0,9327	0,8601	0,7612	0,6439	0,5129
25	1,0018	0,9853	0,9391	0,8654	0,7651	0,6464	0,5141

Table 2. Maximum value of normal stress $\overline{\sigma}_{xx}$.

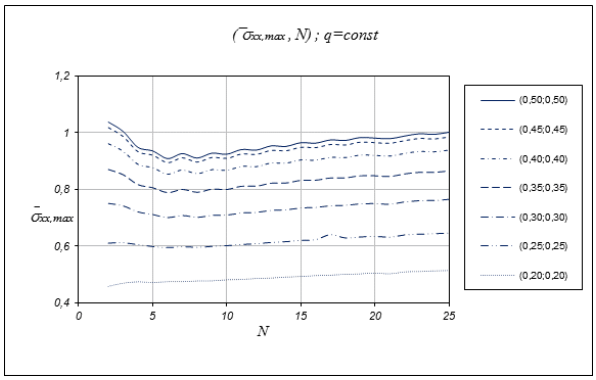


Figure 4. Change of maximum normal stress $\overline{\sigma}_{xx,max}$ in function of the number of layers for different points in plane (x,y)

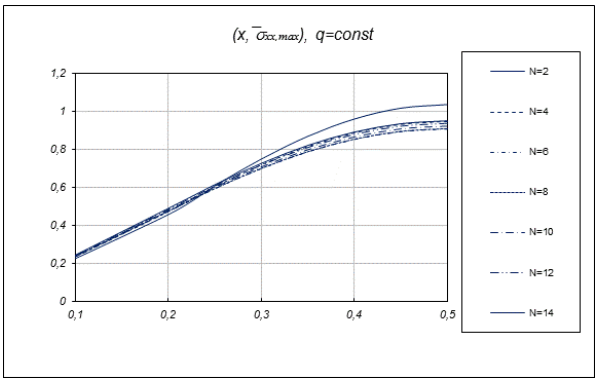


Figure 5. Change of maximum normal stress $\overline{\sigma}_{xx,max}$ in function of coordinate (x,y) for even number of layers.

Maximum values of dimensionless normal stress $\overline{\sigma}_{yy}$ for a different coordinates (x,y) of laminated plates in function of the numbers of layers are shown in the Table 3.. Graphic presentation of these values is shown in Fig. 6 and Fig. 7.. Figure 6 shows the change of the dimensionless maximum normal stress value $\overline{\sigma}_{yy}$ in function of the number of layers. Figure 7 shows the change of the maximum normal stress, in the above mentioned coordinates of the plate, in function of the even number of layers.

Number of layer, (N)	The coordinates (x,y)						
	(0,50;0,50)	(0,45;0,45)	(0,40;0,40)	(0,35;0,35)	(0,30;0,30)	(0,25;0,25)	(0,20;0,20)
2	0,8846	0,8676	0,8180	0,7389	0,6353	0,5142	0,3839
3	0,7578	0,7492	0,7146	0,6541	0,5756	0,4762	0,3658
4	0,8506	0,8361	0,7936	0,7253	0,6342	0,5252	0,4040
5	0,7981	0,7861	0,7511	0,6939	0,6160	0,5202	0,4099
6	0,8429	0,8294	0,7900	0,7264	0,6414	0,5389	0,4233
7	0,8267	0,8138	0,7764	0,7157	0,6336	0,5343	0,4218
8	0,8588	0,8450	0,8051	0,7410	0,6552	0,5524	0,4370
9	0,8504	0,8374	0,7994	0,7381	0,6555	0,5559	0,4431
10	0,8801	0,8659	0,8249	0,7589	0,6707	0,5655	0,4480
11	0,8760	0,8623	0,8226	0,7587	0,6726	0,5694	0,4535
12	0,9002	0,8856	0,8435	0,7759	0,6853	0,5775	0,4574
13	0,8976	0,8834	0,8424	0,7764	0,6876	0,5814	0,4624
14	0,9178	0,9029	0,8599	0,7909	0,6984	0,5883	0,4659
15	0,9156	0,9009	0,8591	0,7916	0,7006	0,5919	0,4703
16	0,9324	0,9172	0,8736	0,8037	0,7098	0,5978	0,4733
17	0,9304	0,9156	0,8729	0,8043	0,7118	0,6011	0,4774
18	0,9449	0,9295	0,8855	0,8148	0,7196	0,6063	0,4801
19	0,9427	0,9276	0,8844	0,8151	0,7213	0,6091	0,4837
20	0,9554	0,9399	0,8955	0,8242	0,7281	0,6137	0,4861
21	0,9668	0,9513	0,9067	0,8352	0,7385	0,6231	0,4940
22	0,9644	0,9487	0,9040	0,8323	0,7354	0,6202	0,4914
23	0,9623	0,9468	0,9029	0,8323	0,7366	0,6225	0,4945
24	0,9723	0,9565	0,9116	0,8395	0,7421	0,6260	0,4964
25	0,9701	0,9544	0,9103	0,8393	0,7429	0,6279	0,4991

Table 3. Maximum value of normal stress $\overline{\sigma}_{yy}$.

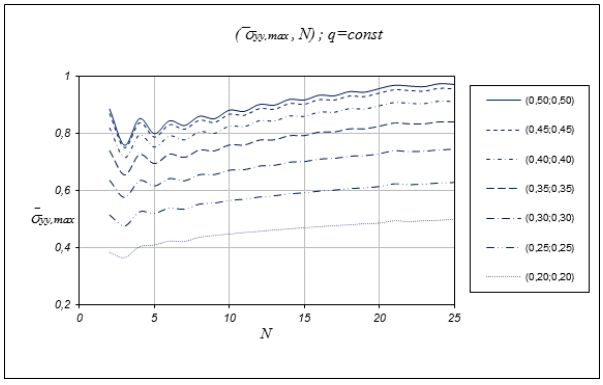


Figure 6. Change of maximum normal stress $\overline{\sigma}_{yy,max}$ in function of the number of layers for different points in plane (x,y)

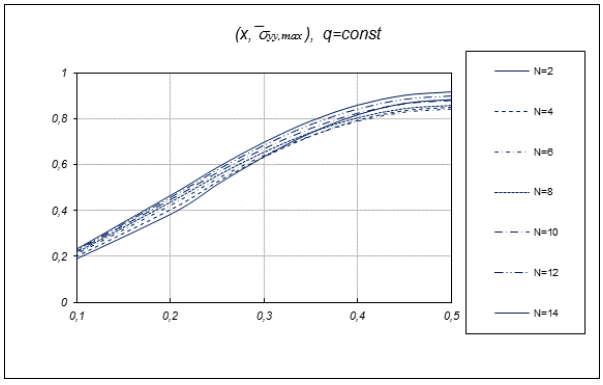


Figure 7. Change of maximum normal stress $\overline{\sigma}_{yy,max}$ in function of coordinate (x,y) for even number of layers.

The analysis of the results clearly shows that the maximum deflection can be significantly reduced by the addition of new layers while keeping the same thickness of the plate.Adding new layers makes sense to a certain limit.

The analysis of the obtained maximum values of normal stresses as a function of the number of layers it is concluded that an increase in the number of layers can affect the decrease of the maximum values

of the stress in the cross section of plate. With the increasing number of layers the reduction of stress is evenly and of lower intensity in thicker than the thin plates.

It can be concluded that in tick plates the maximum value of normal stress does not change significantly after the six layer added.

4. CONCLUSION

Analytical solution of the bending laminated composite plates in Partial Layerwise Theory obtained using trigonometric series very fast converges depending on the number of adopted elements and it is numerically stable. Using Partial Layerwise Theory is created "realistic" change of the stress and strain through thickness for thick and moderately thick plates. Analytical solution to the problem of bending of laminate composite plate is used as a comparative solution for numerical solutions.

It is shown that increasing the number of layers can significantly reduce value of the deflection and maximum value of the normal stresses. The number of layers for which is obtained the rationality solution of deflection and maximum stresses is limited from the upper side.

REFERENCES

[1] Chaudhuri, R.A., and Seide, P. (1987).“An approximate semi-analytical method for prediction of interlaminar shear stresses in an arbitrarily laminated thick plate” Computers and Structures, 25(4), 627-636

[2] Rakočević, M. (2005).“Statička analiza slojevitih kompozitnih ploča primjenom metode konačnih elemenata”, doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta Crna Gora, Podgorica

[3] Rakočević, M.,and Vuksanović, Đ. (2002) “Analitical solution of laminated rectangular composite plates”, Monograph ”Researches”, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, 253-266

[4] Rakočević, M. (2005).“Naprezanje u slojevitim kompozitnim pločama”, Građevinar 57(2005), 503-509

[5] Rakočević, M. (2006) „Proračun krutosti slojevitih kompozitnih ploča“, Proc., Internacinalni naučno-stručni skup građevinarstvo, nauka i praksa, GNP, Žabljak, Knjiga 1., 67-72

[6] Reddy, J.N. (1997).Mechanics of Laminated Composite Plates - Theory and Analysis, Department of Mechanical Engineering, Texas A&M University, College Station

[7] Reddy, J.N.; E.J.Barbero, E.J. (1989) “A plate bending element based on a generalized laminated plate theory”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 28, 2275-2292

[8] Reddy,J.N., and Robbins D.H.,Jr. (1994). “Theories and computational models for composite laminates”, American Society of Mechanical Engineers

[9] Reddy,J.N., and Robbins D.H.,Jr. (1994). “Theories and computational models for composite laminates”, Appl.Mech.Rev., l47(6)

[10] Robbins D.Jr; and Reddy, J.N. (1993). “Modelling of thick composites using a layerwise laminate theory”, Int.Jour.For Num.Met.in Engi., l36, 655-677

[11] Vuksanović, Đ.; Rakočević, M. (2002).“Opšta teorija laminarnih ploča–analitčko rješenje za slobodno oslonjene ploče, Simpozijum o istraživanjima i primjeni savremenih dostignuća u našem građevinarstvu u oblasti materijala i konstrukcija, JUDIMK, 125-130

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 16

Hassan AWADAT SALEM[1], Zagorka LOZANOV-CRVENKOVIC[2], Bojan MATIC[3]

DETERMINING THE BEST REGRESSION MODEL FOR PREDICTION OF MAXIMAL DAILY PAVEMENT TEMPERATURES AT AL JUFROH IN LIBYA

SUMMARY

This paper presents a part of the research undertaken to develop models to predict high and low asphalt pavement temperatures in the Libya. A pavement monitoring station was set-up at several locations in Libya, to monitor air and pavement temperatures at different depths, wind speed and solar radiation. Daily minimum and maximum temperatures were recorded.Regression analysis was used to develop models for maximal daily pavement surface temperature, using maximaldaily air temperature, day of the year, wind speed and solar radiation as predictors. Several criteria are used for selection of the best model. Results were compared with existing SHRP and LTPP models.

Keywords:pavement temperature, model selection, Mallow's Cp,R^2 adjusted

Хасан АВАДАТ САЛЕМ[1], Загорка ЛОЗАНОВ-ЦРВЕНКОВИЌ[2],Бојан МАТИЌ[3]

ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА НАЈДОБАР МОДЕЛ ЗА РЕГРЕСИЈА ЗА ПРЕДВИДУВАЊЕ НА МАКСИМАЛНА ДНЕВНА ТЕМПЕРАТУРА НА КОЛОВОЗОТ ВО АЛ ЈУФРОХ ВО ЛИБИЈА

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентиран дел од истражувањата кои што се превземени за развој на модели за предвидување на високи и ниски температури на асфалтните коловози во Либија. На неколку локации во Либија се поставени мониторинг станици, кои што ги регистрираатемпературата на воздухот и коловозот на различни длабочини, брзината на ветерот и сончевата радијација. Евидентирани се минималните и максималните дневни температури. Анализата за регресија е искористена за да се развие модел за максимална дневна температура на коловозната површина, која што е во функција од максималната дневна температура на воздухот, денот од годината, брзината на ветерот и од сончевата радијација. Неколку критериуми се користени за избор на најдобар модел. Добиените резултати се споредени со постоечките од SHRP и LTPP моделите.

Клучни зборови: температура на под, избор на модел, Mallow's Cp,R^2adjusted

[1]PhD, Department of Civil Engineering, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad University, Novi Sad, Serbia, has712002@zahoo.co.uk
[2]Prof. PhD, Department of Mathematics and Informatics, Faculty of Sciences, Novi Sad University, Novi Sad, Serbia,Serbiazlc@dmi.uns.ac.rs
[3]Assist. Prof. PhD,Department of Civil Engineering, Faculty of Technical Sciences, Novi Sad University, Novi Sad, Serbia, bojan.matich@gmail.com

1. INTRODUCTION

A significant factor that affects the performance and life span of a pavement is the influence of temperature. Temperature can contribute to certain common types of asphalt pavement distresses such as permanent deformation or rutting (typically associated with high temperature environments), bleeding, and thermal cracking (associated with low temperature environments). The Strategic Highway Research Program (SHRP) established the Long Term Pavement Monitoring Program (LTPP) program in 1987 to support a broad range of pavement performance analyses leading to improved engineering tools to design, construct, and manage pavements Diefenderfer, *et al*. (2002). Libya in general, has a different environment from that of the North America and Gulf area. The applicability of the recent SHRP and LTPP developments in the US to Libya's environmental conditions needed to be evaluated. Monitoring stations were set-up at eight locations in Libya to collect data on air temperature, wind speed, solar radiation and pavement temperatures at various depths.

Here we presents a part of this research, namely the model selection for prediction of maximal daily temperatures of the surface of the pavement, using maximal daily air temperature, day of the year, wind speed and solar radiation, based on data from Al Jufroh, one of the eight locations where date were collected. Al Juhroh is situated in desert part of Libya, latitude 29°02'N and longitude 16°00'E.

The temperature data used in analysis were collected in the period from 1th of January 2012 to 31th of December 2012, at Al Juhroh location. The temperatures of the air and pavement were registered each 15 seconds, as well as the wind speed and solar radiation. Maximal daily temperatures of the air and pavement were extracted for each day of observed period. Based on these data, using regression analysis, models for maximum daily pavement surface temperatures were obtained. Similar research was done in Awadat Salem *et al*. (2014) for Al Kufrah region in Libya, and in Matić*et al*. (2011) for pavement temperatures in Serbia. Here we discuss the selection of the best regression model, applying six criteria.

Data were analyzed using the statistical package Statistica 12 (StatSoft Inc., Tulsa, OK, USA), university license for Novi Sad University, and the R programming language (R 3.1.2).

2. DATA ANALYSIS

Prior to discussing the temperature models, a brief summary of the air and pavement temperature data is presented. In table 1 the descriptive statistics for maximal daily temperatures for Al Jufroh are given, including the mean, 95% confidence interval (CI), minimum, maximum, standard deviation (St.Dev) and standard error (St.Err).

Max temp	Mean	-95%CI	95%CI	Median	Min	Max	St.Dev	Skew.	Kurt.
Air	36,01	35,21	36,81	37,21	17,29	50,33	7,74	-0,26	-0,98
Surface	50,09	48,86	51,32	51,44	21,65	70,08	11,95	-0,22	-1,17

Table 1. Al Juhroh maximal daily air and pavement surface temperatures

In figure 1 the scatter plot of maximal daily temperatures of the surface of the pavement against maximal daily air temperatures showing linearrelationship. Thus, the first variable in the model is maximal daily air temperature. Figure 2 presents maximal daily pavement surface temperature and air temperaturesduringstudyperiod (1.1.2012. - 31.12.212), showing non lineardependance on the day of the year. To establish the periodicity in behaviour of the maximal daily pavement surface temperatures we calculated periodogram (Box et al., 2008) and singled out the harmonic component that has the highest contribution to the mean of the total sum of squares of time series. Therefore, time - day of the year, denoted by *t*, wasincluded in the model as t^2, $\mathbf{sin}(\frac{\mathbf{2\pi t}}{\mathbf{182}})and\mathbf{cos}(\frac{\mathbf{2\pi t}}{\mathbf{182}})$.Days of the yearwerecodedwith codes: 0 for 1.1.2012, up to 366 for 31.12.2102.

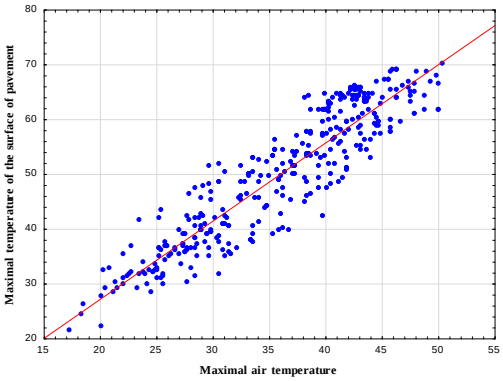


Figure 1. Maximal daily surface against maximaldaily air temperatures

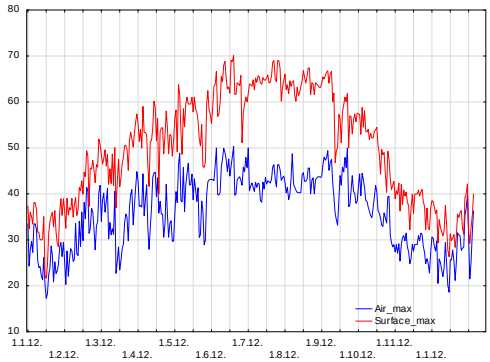


Figure 2. Maximal daily surface and air temperatures in the year 2012

Model No.	Predictors
1	Air_max, t, t^2, SR, WS, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$, $\cos(\frac{2\pi t}{182})$.
2	Air_max, t, t^2, SR, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$, $\cos(\frac{2\pi t}{182})$.
3	Air_max, t, t^2, SR, WS, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$
4	Air_max, t, t^2, WS, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$, $\cos(\frac{2\pi t}{182})$.
5	Air_max, t, t^2, WS, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$
6	Air_max, t, t^2, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$, $\cos(\frac{2\pi t}{182})$.
7	Air_max, t, t^2, SR, $\sin(\frac{2\pi t}{182})$
8	Air_max, t, t^2, WS, SR, $\cos(\frac{2\pi t}{182})$
9	Air_max, t, t^2, SR,WS

Table 2.List of all considered models

Legend: Air_max – maximaldaily air temperature, t – day of the year, SR – solar radiation, WS – daily air temperature, t – day of the year, SR – solar radiation, WS – wind speed.

Model No.	Mallows' Cp	Adjusted R^2	AIC	BIC	CV1	CV15
1	**8,00000**	**0,960869**	**1849,993**	**1885,667**	**9,3963**	**9,4155**
2	9,01335	0,960648	1852,401	1883,578	9,4549	9,4699
3	37,19294	0,957559	1853,119	1884,296	9,4604	9,4783
4	37,77378	0,957396	1855,902	1887,079	9,5452	9,5642
5	61,88775	0,954852	1858,343	1885,623	9,5916	9,6090
6	62,26658	0,954718	1858,743	1886,023	9,6147	9,6293
7	70,52387	0,953906	1870,152	1897,432	9,9076	9,9210
8	75,89622	0,953229	1870,578	1901,755	9,9420	9,9597
9	91,81938	0,951487	1870,717	1897,997	9,9324	9,9471

Table 3.The best models, according to six criteria

Legend: CV1 – leave on out cross-validation, CV15 - 15-fold cross-validation

In order to select the best model, six criteria were applied. Adjusted R^2, Mallow's Cp, Akaike'sinformationcriterion (AIC), Bayesian information criterion (BIC), as well as two algorithms for cross validation: leave one out cross-validation and 15-foldcross-validation. The split of 364 observations into 15 groups was done randomly with 100 replications. All criteria except Adjusted R^2arebased onbalancing model complexity against quality of model's fit. The results are given in Table 3. The values in red denote the best model according to corresponding criteria.

The best model, according to all criteria is the model including all predictors. Coefficients for this model are given in Table 4.

N=364	Regression Summary for Dependent Variable: Surface_max R= ,98062393 R²= ,96162329 Adjusted R²= ,96086870 F(7,356)=1274,4 p<0,0000 Std.Error of estimate: 2,3657			
	b	Std.Err. of b	t(356)	p-value
Intercept	9,235712	0,806910	11,4458	0,000000
Air_max	0,748063	0,027327	27,3747	0,000000
t	0,235871	0,008076	29,2057	0,000000
t^2	-0,000637	0,000022	-29,4849	0,000000
WS	-0,560738	0,075007	-7,4758	0,000000
SR	0,001112	0,000640	1,7359	0,043447
$\sin(2\pi t/182)$	1,611626	0,200634	8,0327	0,000000
$\cos(2\pi t/182)$	1,013289	0,181428	5,5851	0,000000

Table 4. Coefficients of the best model to predict maximal daily surface pavement temperature

3. COMPARISON OF THE BEST MODEL WITH SHRP AND LTPP MODELS

In order to compare the best model and SHRP and LTPP maximal temperature prediction models for pavement surface temperature, we considerthe SHRP model

$$T_{surf}^{max} = (T_{air}^{max} - 0{,}00618 * Lat^2 + 0.2289 * Lat + 42{,}4) * 0{,}9545 - 17{,}78 \quad (1)$$

and LTPP model

$$T_{surf}^{max} = 54{,}32 + 0{,}78 * T_{air}^{max} - 0{,}0025 * Lat^2 - 15{,}14 log_{10}(25) \quad (2)$$

(Hassan et. al 2005), where T_{surf}^{max} is the maximaldailypavement surface temperature, and T_{air}^{max} is the maximal dailyair temperature in °C, and *Lat* is latitude in degrees. Latitude for Al Juhroh is equal to29°02'N (29,0333).

In Figure 4. observed values and predicted values in the best model are presented together with values obtained in SHRP and LTPP high temperature prediction models. It can be seen that the predicted maximal daily surface pavement temperatures by SHRP and LTPP models are higher than both the observed values and the maximal surface pavement temperature predicted by the best model. Therefore, the developed model is more representative of Al Juhroh climatic conditions. SHRP and LTPP models would be expected to result in a more conservative selection of the Performance Grade (PG) binder.

In Figure 4.observed values and predicted values in the best model are presented together with values obtained in SHRP and LTPP high temperature prediction models. It can be seen that the predicted maximal daily surface pavement temperatures by SHRP and LTPP models are higher than both the observed values and the maximal surface pavement temperature predicted by the best model. Therefore, the developed model is more representative of Al Juhroh climatic conditions. SHRP and LTPP models would be expected to result in a more conservative selection of the Performance Grade (PG) binder.

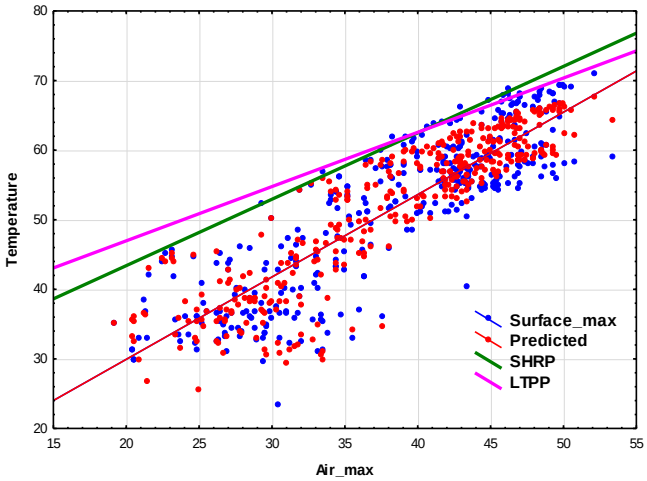


Figure 4.Comparison between daily maximum surface pavement temperature prediction model and SHRP and LTPP models.

4. CONCLUSION

Regression models for predicting maximal dailypavement surface as a function of maximal daily air temperature, day of the year, wind speed and solar radiation are considered. The best model was selected using adjusted R^2, Mallows' Cp, AIC, BIC and cross-validation. The best model, according to all criteria is the model including all predictors.The comparison of the best model with SHRP and LTPP models indicates that the latter models would estimate higher pavement temperatures for Al Juhroh, Libya. Therefore, these models would be conservative in the selection of Performance Grade (PG) binders.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was realized as a part of the Project No.174019 and the project TR 36017 "Utilization of by-products and recycled waste materials in concrete composites in the scope of sustainable construction development in Serbia: investigation and environmental assessment of possible applications",financed by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia.

REFERENCES

[1] Awadat Salem, H., Uzelac, Dj., Lozanov-Crvenković, Z., (2014):Development of a model to predict pavement temperatures for Alkufrahregion in Libya, Journal of Society for Transportation and TrafficStudies (JSTS), Vol.5 No.4

[2] Box, G.E.P., Jenkins, G. M., Reinsel, G.C., (2008): Time Series Analysis, Forecasting and Control, fourth ed. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey

[3] Diefenderfer, B.K., Al-Qadi, I.L., Reubush, S.D. and Freeman, T.E., (2002): Development an Validation of A Model to Predict Pavement Temperature Profile, Presented at Transportation Research Board 82ndAnnual Meeting, Washington DC

[4] Hassan, H.F., Al-Nuaimi, A.S., Taha R., Jafar, T.M.A. (2005): Development of Asphalt Pavement Temperature Models for Oman" The Journal of Engineering Research Vol.2, No. 1, 32-42

[5] Matić, B., Matić, D., Radović, N., (2011): Model for pavement temperature prediction in Serbia" Building Materials and Structures 54(4), 55-66

[6] StatSoft Inc. STATISTICA (data analysis software system), v.12; (2012):Available from: www.statsoft.com

[7] R Core Team. R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing.Vienna, R version 3.1.2**;** 2014. Available from: http://www.R- project.org/

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 17

Slobodan SUPIC[1], Suzana VUKOSLAVCEVIC[2], Mirjana LABAN[3],
Milos SESLIJA[4], Tiana MILOVIC[5]

FIRE SAFETY ASSESSMENT OF RESIDENTIAL BUILDING USING CALCULATION AND EVACUATION SIMULATION MODEL

SUMMARY

Residential buildings with large number of occupants are particularly exposed to the risk of event with catastrophic consequences, especially in case of fire. In our engineering practice, calculation model is usually applied in order to determine the time required for evacuation. However, within fire safety assessment, in order to achieve a more realistic evaluation of evacuation process, computer models are becoming more frequently used. These evacuation models indicate acritical points on the evacuation paths and, thus, help us reduce the consequences related to a fire events. UsingPathfinder simulation software, the computer model for one typical residential building in Novi Sad has been created as means for highlighting the use of building evacuation models in addition to hand-calculation models

Keywords: evacuation, fire, calculation, simulation, modeling

Слободан ШУПИЌ[1], Сузана ВУКОСЛАВЧЕВИЌ[2], Мирјана ЛАБАН[3],
Милош ШЕШЛИЈА[4], Тиана МИЛОВИЌ[5]

ПРОЦЕНКА НА ПОЖАРНА СИГУРНОСТ НА СТАНБЕНА ЗГРАДА КОРИСТЕЈЌИ ПРЕСМЕТКОВЕН И ЕВАКУАЦИОНЕН СИМУЛАТИВЕН МОДЕЛ

РЕЗИМЕ

Станбените згради со голем број на корисници посебно се изложени на ризик од настан со катастрофални последици, посебно во случај на пожар. Во инженерската пракса, пресметковниот модел обично се користи со цел да се определи времето потребно за евакуација. Во проценката на пожарната сигурност, со цел да се постигне пореалистична процена на процесот на евакуација, се повеќе се користат компјутерските модели. Овие модели за евакуација покажуваат на критичните точки во евакуационите патеки и притоа ни помагаат да ги редуцираме последиците поврзани со пожарите.

Клучни зборови: евакуација, пожар, пресметка, симулација, моделирање

[1]Teaching Assoc. MSc, Faculty of technical sciences-FTS, University of Novi Sad, Serbia, ssupic@uns.ac.rs
[2]Teaching Assoc. MSc, FTS, University of Novi Sad, Serbia, suzanav@uns.ac.rs
[3]Prof. PhD, FTS, Department of Civil Engineering and Geodesy, University of Novi Sad, Serbia, mlaban@uns.ac.rs
[4]PhD student MSc, FTS,Department of Civil Engineering and Geodesy, University of Novi Sad, Serbia,slavijasrb@gmail.com
[5]PhD student MSc, FTS, Department of Civil Engineering and Geodesy,University of Novi Sad, Serbia, tiana.tatomirovic@gmail.com

1. INTRODUCTION

One of the essential concepts of fire safety in buildings is the rapid and adequate evacuation of all the occupants of the building in case of fire. Many of the fire safety measures introducedin the design and operation of the building are aimed at ensuring that the occupants can safelyleave the building before they are overtaken by heat and toxic products, and before thebuilding collapses(van de Leur2005).

In evacuation, there are two main portions, which are pre-movement activity and the action of escape. Pre-movement time (preparation time) includes recognition time, and occupant response time, which may have behaviors other than evacuation such as searching forfire, notifying others, calling fire department etc. The consideration of humanresponses in pre-movement time makes the prediction of this time duration becomevery complex. This period of times cannot be neglected when doing the evacuation analysis. If occupants delay too much time to start their escape, to evacuate from abuilding may lead to a longer time or even become impossible due to some criticalspaces in egress paths being blocked. Time of travel motion is another period of evacuation time. Building configuration can have great influence on this section of time. Speed of peoplemovement lays the foundation of calculating travel time in buildings' evacuation (Shen 2003).

Therefore, calculation of evacuation time can be very complex procedure, as it has to take into account a lot of influencing factors. In our engineering practice, technical recommendations for urban and civil engineering measures of fire safety for residential, commercial and public buildingsSRPS TP21, are usually applied in order to determine the time required for evacuation. Calculated evacuation time for a building is, then, being compared with the maximum time requirement setby this regulation.

On the other hand, computer simulation is an important tool for doing evacuation calculation. Variousevacuation computer models are being more frequently used to simulate building'sevacuation performance. They are primarily useful tools for identification of critical points of the egress routes.

Models to predict occupant response and evacuation will be an essential part of the move throughout the world toward performance-based codes and standards, as they are necessary for calculating the time required for occupants to reach safety, given a proposed design(Proulx andFahy 1997).

In this paper, anevacuation model is presented, in which a physical model and amathematical model are included. Based on the agent technology, a computer program was used tosimulate and analyze the egress progress in one typical residential building in Novi Sad.

2. BASIC DATA ON THE BUILDING

The residential building(Fig. 1)wasbuiltin late 70's in Novi Sad, in the IMS precast system. The building is located within block in Liman 1, surrounded with streets: VeljkoPetrović, MilkaGrgurovaand Jiričekova.The building is built as a stand-alone facility consisted of cellar, ground floor and 4 floors, with rectangular basis (71.7m x 15.5m).As the height of the last storey's floor of the facility does not exceed 30m in relation to the surrounding ground (15m), building is not classified as high-rise building, according to the Rule on fire protection of high-rise buildings.The roof is flat, impassable.

The building is prefabricated RC skeletal structure with columns raster of 4.2m in both directions (17x3 fields), with corresponding mezzanine prefabricated ceilings and cantilever ceilings - overhang of 1.25m on the long facades.All walls are made of prefabricated plasterboard or bricks, 7cm thick. RC stiffening wallswere derived "in situ"with 16cm thickness. The facade walls in the basement are classically built of brick.

Within the structure of the long facades, parapet panels in modular increments were applied, with windows and columns between windows. Cantilevers are the loggias, laterally closed bypanels, 15cm thick.

There are four entrances to the building (four independent parts of the building), with external access stairs. On each floor there are four two-bedroom apartments. Vertical communication is centrally positioned and includes single narrow staircase and one elevator cabin.

Figure 1.Appearance of the residential building in Liman 1, Novi Sad, Serbia

The total floorarea of one (analyzed for evacuation) part of the building is approximately 1460 m^2. The maximum number of people present in the building is 60, and according to SRPS TP21 the building belongs to the group IS2, class P3: separate residential buildings with height up to 16m with maximum area of fire sector 1200m^2. Therefore, building is classified as building of the third fire risk category. According to SRPS TP21, buildings in IS2 group are not supposed to have fire isolated staircase from the hallway, nor fire separated staircase. According to the Regulation on classification of buildings, activities and land into fire-risk categories, for these buildings a fire protection plan is not necessary.

In case of fire, firefighting squads can access the building from the public road from the street VeljkoPetrović and Jirečikova Street, within the estimated time period of 7 - 10 minutes from alerting a fire brigade in Novi Sad (Fig. 2). Fire intervention is possible from two sides of the building.

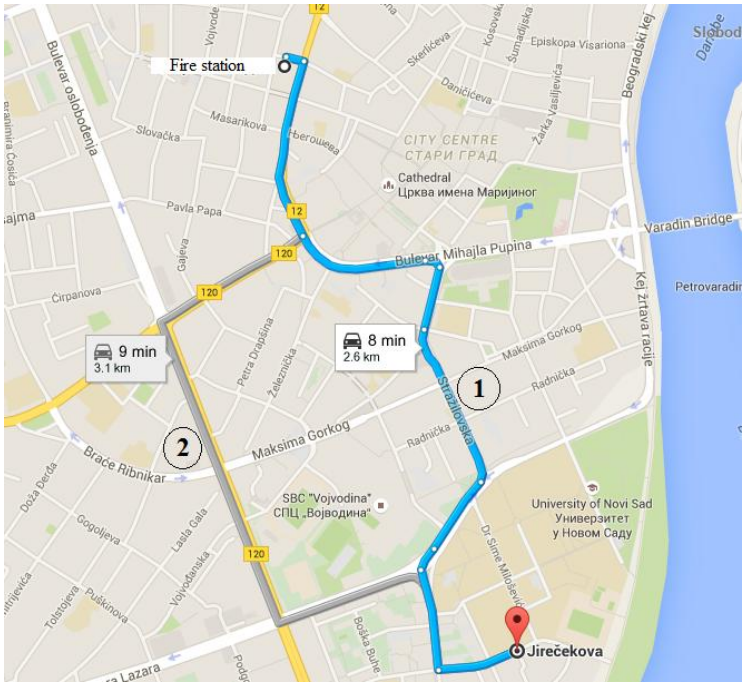


Figure2.Primary (1) and alternative (2) routes of movement of professional fire - rescue squads

3. CALCULATION OF MOVEMENT AND EVACUATION TIME

In our engineering practice, calculation model is usually applied in order to determine the time required for evacuation. According to SRPS TP21, there are four phases in evacuation from a building in fire. Phases of evacuation are:

- I phase – from SP (starting point) to FE (first exit; SP=FIE (final exit) for rooms with direct exit to safety),
- II phase - from FE (first exit) to EE (evacuation exit, EE=FIE for rooms on the ground floor),
- III phase - from EE to FIE,
- IV phase - from FIE to SPO (safe point, at least 25m away from the building in fire, where harmful effects of fire are not expected).

The movement of people in the first phase of evacuation should be completed in 30s in all areas, except in the amphitheaters (less than 200 people), where people sit in chairs in long rows, where phase I should be completed in 60s.The movement of people in the second phase should be completed in less than 60s.The movement of people in the third phase should be completed in less than 3 minutes.

Design speed of the unhindered movement (v_o) of the people on the flat floor is 1.5 m/s.Speed of evacuation is being reduced due to grouping of people in the narrowing of the corridor (doors etc.), turnings of the corridor, on the stairs, and similar.

Design speed of hindered movement (v_e) is product of speed in the unhindered movement and deceleration factor.

$$v_e = u \cdot v_o$$

u = 0.8 (when moving down the stairs);
u = 0.6 to 0.05·d (when moving upstairs, where d represents the number of fictitious floors of the 3 m)

Retention time of 3s for every 10 persons should be taken in thecalculationwhile crossing a narrowing of the corridor or door openings of less than 1.00 m width for 10 to 40 people, or door openings of less than 1.60 m width for 40 to 200 people.

For each turn at an angle greater than 30° and less than 60°, and confronting the stairs or ramp, retention time is 2 s for every 10 persons. For any change in direction at an angle greater than 60°, an additional 5 seconds is added for every 10 people evacuating.

The evacuation of all persons, present on the fourth floor of the building in the moment of fire, takes place simultaneously from all apartments. The most distant starting point of evacuation is on the terrace of the apartment number 19 (Fig. 3). People evacuate from the starting point (SP) to the first exit (FE). Afterwards, evacuation takes place down the hall to the exit of the condominium, through staircase to the ground floor, then through the hallway to the final exit from the building (FIE), across the plateau and the access stairs to safe point (SPO) (Fig. 4).

Calculation included the maximum number of people (60) that can be present at one moment in the building (twenty apartments with three people in each one). Time required for evacuation in phases is:

t_I = 6.1s < 30s (SP-FE)
t_{II} = 5min 21s > 60s (FE-FIE)
t_{IV} = 1min (FIE-SPO)

Total time of evacuation from starting point to the final exit from the building is 6min 27s. Stage III is not included in calculation, as the building does not contain isolated escape route where the fire and smoke can't penetrate. Fire-rated doors, that could prevent penetration of smoke towards the staircase, are not derived at their entrance.

Taking preparation time for the evacuation (10 minutes) into account, as recommended by SRPS TP21 for residential buildings, total evacuation time from the building is:

$$t_e = t_{pe} + t_I + t_{II} + t_{IV} = 16\text{min } 27\text{s}$$

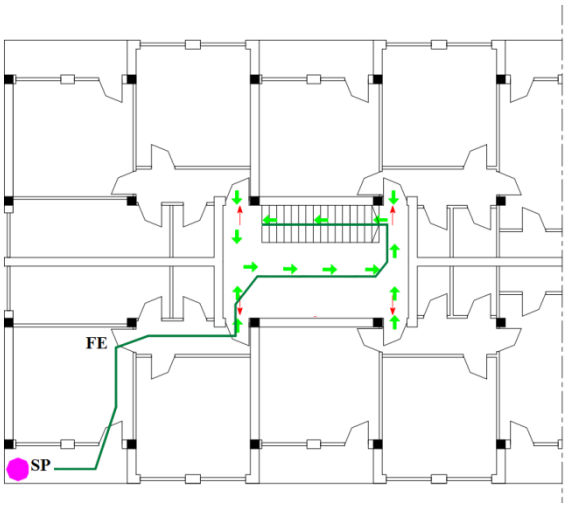


Figure3. Fourth floor plan: evacuation flow from starting point (SP) to the staircase

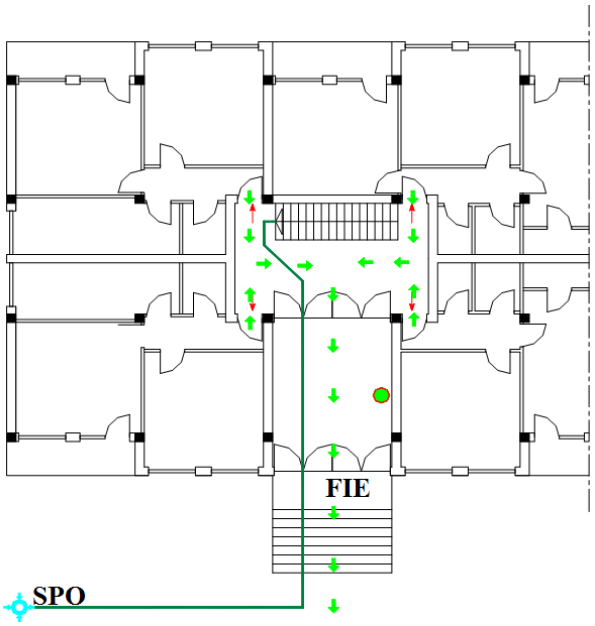


Figure4. Ground floor plan: evacuation flow through final exit (FIE) to the safe point (SPO)

4. EVACUATION SIMULATION IN PATHFINDER

The model and simulation of evacuation from the building have been created using agent based egress and human movement simulation software – Pathfinder. In this potential scenario, in case of real fire event people from all floors will start their evacuation at the same time. Walking speeds assigned to occupants are defined by SRPS TP21. Normal walking speed proposed by these technical recommendations is 1.5 m/s, however as occupants will generally move downstairs during the evacuation, the flow of their movement will be slowed so adopted walking speed in this scenario amounts 1.2 m/s. Evacuation simulation model included the same number of people as calculation model. After performing the simulation of evacuation, obtained total time required to evacuate all actors from the building, is 1min 45s. Figs.5 and 6 illustrate the simulation of evacuation from the residential building in Liman 1, Novi Sad.

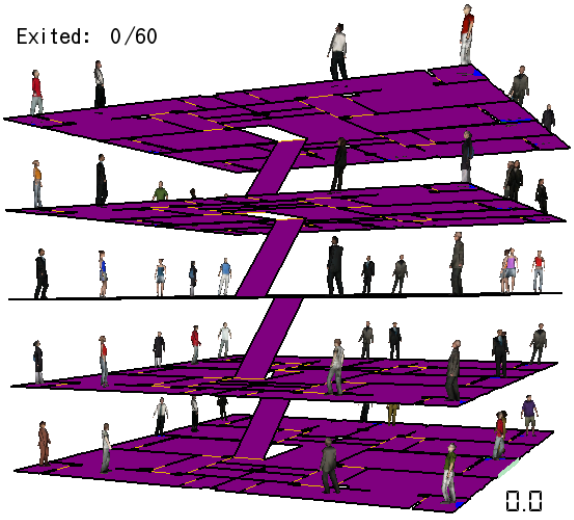


Figure5. The building's evacuation simulation model created in Pathfinder

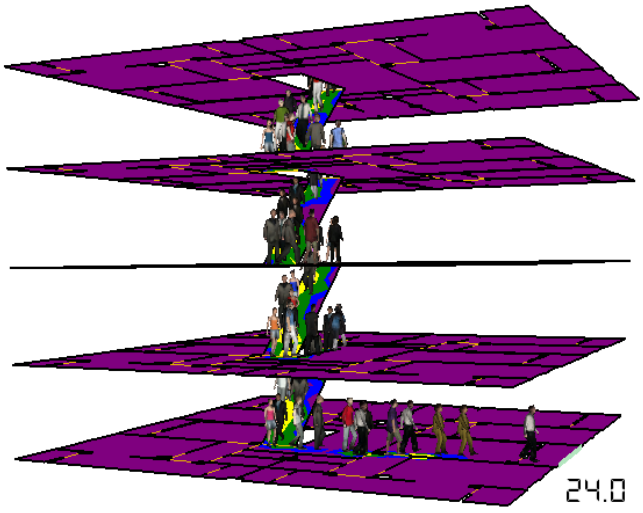


Figure6. Evacuation flow: after 24s all actors move downstairs through unprotected space

Analyzing the simulation model, it is obvious that stairs represent a critical point on the evacuation path. After 24s all actorsare evacuating downstairs and this phase lasts till the very end of evacuation. In staircase there is no possibility of ventilation so we have unprotected space, which representsa great danger sinceas soon after the fire outbreak it would be filledup with fireandsmoke.

5. THE ASSESSMENT OF FIRE SAFETY OF THE BUILDING

The evaluated estimation time from the building does not meet the recommended time, given in SRPS TP21.

Evacuation time in phase I meets the criteria set by standard with maximum of 30s. As the building contains a staircase that is not fire-separated from the hall, evacuation from the first to the final exit takes place through unprotected space, thus obtained evacuation time in stage II is significantly higher than the required one (5min 21s > 60s in calculation model's scenario or 1min 21s > 60s in evacuation simulation model's scenario).

SRPSTP 21 recommendations do not recommendfacilities with class IS2 to have fire-rated stairs or staircase fire-separated from the hall. However, considering the purpose of the building, based on the conducted research, the construction of external fire-rated staircases, in order to maintainon-time and effective evacuation of people from the building, would be beneficial.Even in cases when the building was built by all the rules and regulations, sometimes it is not enough to ensure the safety of human life in terms of fire-risks, especially taking into account human behavior that cannot be defined in advance neither foreseen.

The direction of the front door opening is to the inside, which is not according to the regulations of the Act on Fire Protection, as it impedes evacuation of people. In the building there are no guidelines that show the direction towards the exit in case of emergency. Also, there are no evacuation plans in case of fire nor instructions to be followed in case of fire. There is no hydrant network, handheld alarm system and a stationary detection systems, fire detection and alarm in case of fire. Fire extinguishers are located only on the first, second and third floor, and were last serviced in May 2013. The fourth floor is partially blocked with the ornamental plants, which hinders the movement of tenants through the hallway and floors. Access of firefighting brigades is partially disabled because of improperly parked cars in the front of the building, and on the other side due to the soft soil.

6. CONCLUSION

Each facility is characterized by different propertiesand,consequently by different probabilities of adverse events. Residential buildings with larger number of occupants are particularly exposed to the risk of event with catastrophic consequences, especially in case of fire. In our engineering practice, calculation model described intechnical recommendations SRPS TP 21is usually applied in order to determine the time required for evacuation of the buildings.Evacuation time is usually very difficult to evaluate using this calculation method because it requires taking a number of factors into account, some of which are very difficult to predict. In order to achieve a more realistic evaluation of evacuation process and generally provide valuable information about the buildings' fire safety,evacuation simulation models are becoming more frequently used.

Combined use of above mentioned methods when evaluating evacuation time could help us overcome all their individual disadvantages and thereby reduce the consequences related to a wide range of adverse events such as fires. For this purpose, by using evacuation simulator – Pathfinder, the computer model for one typical residential building in Novi Sad has been created as means for highlighting the use of building evacuation models in addition to hand-calculation models. Analyzedcalculation and evacuation simulation models indicated a critical point on the evacuation path -a staircase that is not fire-separated from the hall,where the fire and smoke caneasily and fast penetrate in, and, thus, endanger people's lives.

Even in cases when the building was built by all the rules and regulations, sometimes it is not enough to ensure the safety of human life in terms of fire-risks, especially taking into account human behavior that cannot be defined nor foreseen. That is why, considering the purpose of the building, based on the

conducted research, the construction of an external fire-rated staircases, in order to maintain timely and effective evacuation of people from the building, would be beneficial.

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper presents the part of research realized within the project "Development andApplication of Contemporary Procedures for Design, Construction and Maintenance of Buildings" conducted by the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad.

REFERENCES

[1] Proulx, G. and Fahy, R. F.The Time Delay to Start Evacuation: Review of Five Case Studies, pp. 1, 1997

[2] Regulation on classification of buildings, activities and land into fire-risk categories, Official Gazette no. 76, 2010

[3] Rule on fire protection of high-rise buildings, Official Gazette RS, No. 86, 2011

[4] Shen, T.S.: Building Planning Evaluations for Emergency Evacuation, p. 16, 2003

[5] SRPS TP 21: Technical recommendations for urban and civil engineering fire safety measures for residential, commercial and public buildings, 2003

[6] Van de Leur, P.: Building evacuation, rules and reality, HERON, Vol. 50, No 4, 2005

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 18

Ivana TESOVIC[1], Dusko LUCIC[2], Jelena PEJOVIC[3], Nenad IVANISEVIC[4]

GROUND IMPROVEMENT - MIXED IN PLACE (MIP) TECHNIQUE

SUMMARY

The subject of this paper is a modern ground improvement -Mixed In Place (MIP)technique. Often liquefiable soils are located in very attractive locations and in these cases engineers should rely on the technology capabilities. Mixed in place (MIP) method is very suitable for use because of its simplicity andefficiently can avoid liquefaction during earthquake. This technique is used for ground improvement near rivers, sea, lakes, during reconstruction and building of dams, beneath roads and services, beneath and around buildings, etc. Using of ground improvement Mixed in place (MIP) technique for previously listed objects has many advantages when compare with other ground improvement and deep foundation techniques.

Keywords: ground improvement, liquefaction, MIP

Ивана ТЕШОВИЌ[1], Душко ЛУЧИЌ[2], Јелена ПЕЈОВИЌ[3], Ненад ИВАНИШЕВИЌ[4]

ПОДОБРУВАЊЕ НА ПОЧВА - МЕТОД „МЕШАЊЕ НА ЛИЦЕ МЕСТО”(MIP)

РЕЗИМЕ

Во овој труд е презентиран еден современ метод за подобрување на почвата – метод „Мешање на лице место“ (MIP). Многу често се случува да на атрактивни локации има почва која е подложна на појава на ликвифакција, па во такви случаи инженерите мора да се потпрат на можностите на технологијата. Поради едноставноста и способноста за ефикасно спречување на појава на ликвифакција при дејство на земјотрес, методот „Мешање на лице место“ (MIP) е многу погоден за користење. Овој метод се користи за подобрување на почвата околу реките, мориња та, езерата, при реконструкција и изградба на брани, под патишта и инсталации, под и околу објекти итн. Користењето на овој метод за горенаведените објекти има бројни предности во однос на останатите методи за подобрување на почвата и техниките за длабоко фундирање.

Клучни зборови: подобрување на почва, ликвифакција, MIP

[1]BSc, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, ivanatesovic90@gmail.com
[2]Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, dusko.lucic.666@gmail.com
[3]Teaching Assistant, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, Montenegro.jelenar@t-com.me
[4]Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Serbia, nesa@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Tectonic plates that form Earth´s face are moving constantly. Earthquake phenomenon is a product of tectonic plates movement and until now no way has been discovered to predict or to inhibit earthquake. One of the earthquake consequences is liquefaction phenomenon. Often geologists give to Client and engineers recommendations not to build in some areas because of high liquefaction potential. However, often liquefiable soils are located in very attractive locations and in these cases engineers should rely on the technology capabilities.

With the technology development, significantly various ground improvement technologies have been improved in order to reduce the risk of liquefaction. Some of them are soil compaction, gravel piles, soil replacement, execution of drains etc. The main goal of ground improvement techniques is to avoid large increases of pore water pressure during earthquake.

This paper describes one of the ground improvement techniques which is popularly called “mixed in place” or shorter MIP. In the Balkans this technique is relatively new, but in the future is expected use of this technique. Mixed in place (MIP) technique is used to reduce liquefaction consequences during earthquake.

2. LUQUEFACTION

Liquefaction is the process that leads to a soil suddenly losing strength, most commonly as a result of ground shaking during a large earthquake. Not all soils however, will liquefy in an earthquake. Usually liquefy sands and silts, regardless soils that do not stick together in the way that clay soils do.

When an earthquake occurs the shaking is so rapid and violent that the sand and silt grains try to compress the spaces filled with water, but the water pushes back and pressure builds up until the grains 'float' in the water. Once that happens the soil loses its strength – it has liquefied. Soil that was once solid now behaves like a fluid.

Duration of the cyclic stresses during shaking is short when compare with time needed for water drain from soil. That is the reason why pore pressure increases. In the critical case, the value of pore pressure achieves the size of the total stress, so that the effective stresses become zero and the soil loses its strength and rigidity. With pore pressure increase soil tend to flow in the area of lower pressure which usually is land surface. When pore pressure increases the contact between soil particles is lost and soil behaves like a fluid.

Liquefied soil, like water, cannot support the weight of whatever is lying above it – be it the surface layers of dry soil or the concrete floors of buildings. The liquefied soil under that weight is forced into any cracks and crevasses it can find, including those in the dry soil above, or the cracks between concrete slabs. It flows out onto the surface as boils, sand volcanoes and rivers of silt.

Some consequences of the soil liquefaction are: settlement of the ground surface due to the loss of soil from underground, loss of building foundations support to, floating of manholes, buried tanks and pipes in the liquefied soil - but only if the tanks and pipes are mostly empty. Also near streams, rivers, sea or lake, the dry surface soil layers can slide sideways on the liquefied soil towards the streams. This is called lateral spreading and can severely damage a building.

Before start of building and designing process, it is necessary to do adequate geotechnical investigations on site in order to define liquefaction assessment. Significant impact on liquefaction potential at location has the process of soil formation. For example, marine, fluvial and alluvial sediments usually have large potential to form liquefiable soil. Clay soils may have behavior similar to liquefaction, but do not lose capacity such as sandy soils. The soil which is consistedby particles approximately the same size and shapecan liquefy, and on the other hand soil in which the particles have irregular shape and size due to the mutual fitting, considerably are less susceptible to liquefaction.

Identification of the soil liquefaction potential can be done on the basis of grading. One of the most important soil parameter to assess liquefaction potential is density .If soil density is large, vertical

movements during loading will be small. Liquefaction usually occurs in the saturated soil when the density is lower than 50% .

Liquefaction analyses should be performed before and during designing in order to verify the effective risk in the area and to quantify the extent of the liquefiable layers.The factor of safety (FS) against liquefaction triggering can be calculated from SPT, CPT and Shear Wave velocity (VST) results.

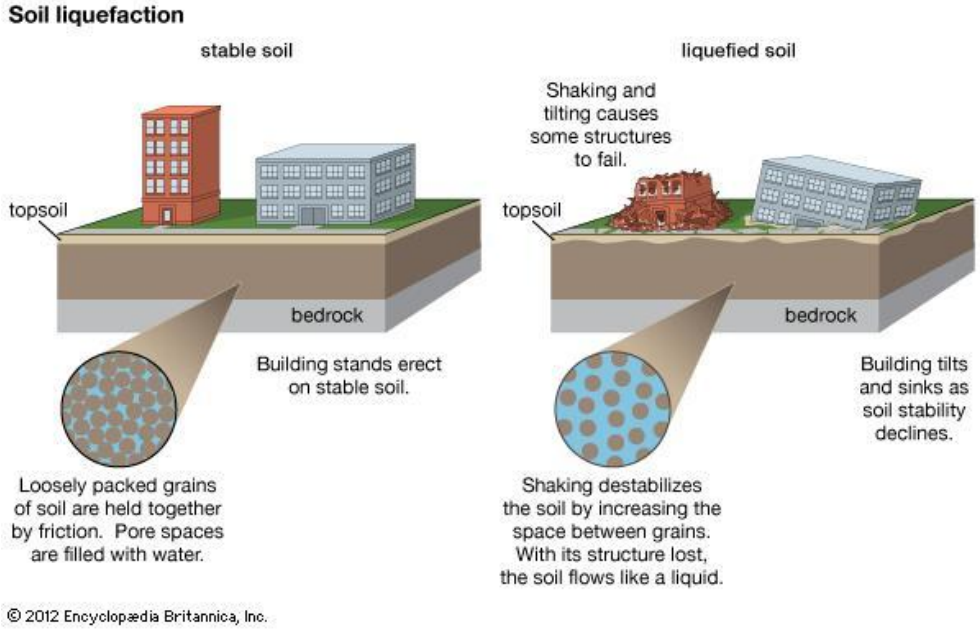


Figure 1.Soil liquefaction

3. MIXED IN PLACE (MIP) TECHNIQUE

With the technology development, significantly various ground improvement technologies have been improved in order to reduce the risk of liquefaction. Some of them are soil compaction, gravel piles, soil replacement, execution of drains, execution of MIP elements and MIP walls, etc. The main goal of ground improvement techniques is to avoid large increases of pore water pressure during earthquake.

Mixed in place (MIP) technique is one of the ground improvement techniques. The main purpose of this technique is to avoid liquefaction during an earthquake. This technique is quite simple for use, but at the same time very useful. This technique is usually used for ground improvement near rivers, sea, lakes, during reconstruction and building of dams, beneath roads and services, beneath and around buildings, etc. This technique relies on the formation of MIP elements that may, depending on the conditions at the site, form retaining walls or MIP mesh.

The length of the panels forming the perimeter wall is strictly related to expected liquefaction depth, therefore it is fixed as the maximum depth obtained close to the building. MIP elements will be stopped at the top of Flysch competent layer (bedrock) and highly weathered Flysch (HWF) will be passed through, if it is a “soil- like” material.

Mixed in place (MIP) ground improvement technique can be used to avoid liquefaction and preserve the structures from settlements, tilt and loss of bearing capacity, settlements of the main services and utilities, lateral spreading along the coastline, flow failure along the coastline etc.

3.1. Mixed in place technique

The MIP elements can be constructed by using three parallel continuous flight augers each with a diameter mounted to a heavy-duty drilling rig. To execute the panels, the triple counter-rotating auger unit will be drilled into the ground whilst binder slurry is simultaneously injected. Once final depth is reached, the soil-cement mixture will be homogenized by alternating rotation of the individual augers and concurrent upward and downward movement of the entire auger assembly, depending on soil-cement properties (Fig).

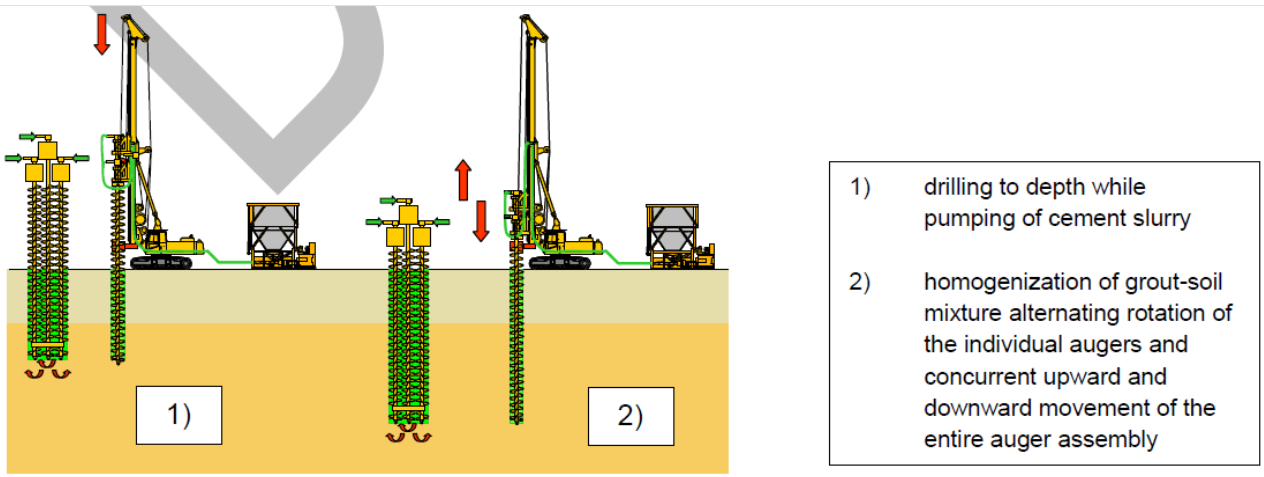


Figure 2. Production sequence for MIP

The result will be a continuous body of cemented soil, with dimensions defined by the geometry of the auger unit. Width of MIP element is corresponding to the auger's diameter.

When panels must form a continuous wall, the elements must be performed fresh to fresh.

Figure 3.Drilling and mixing soil with slurry

3.2. Materials and mixing of cement bentonite slurry

The materials used for MIP technique must have a proven effectiveness for both, injection and subsequent hardening of soil, in order to guarantee adequate characteristics of the elements.

First of all, cement shall be adequately protected from moisture and contamination while in transit to and in storage at the job site. Reclaimed cement or cement containing lumps or deleterious matter shall not be used.

The characteristics of cement-water slurry shall fulfill to avoid excessive segregation during transportation to MIP rig, easing drilling and soil-mixing, enabling agglomeration with the remolded soil, avoid excessive segregation of soil-cement grout after mixing, to achieve required material characteristics after hardening to finally provide a water-resistant and chemically stable material.

If the MIP elements are going to be executed near sea coastline, the cement type has to be selected in order to assure a proper resistance to sulphates because an high content of sulfates is expected into the groundwater.

Fresh water for mixing should be free of excessive amounts of deleterious substances that adversely affect the properties of the slurry shall be used to manufacturer slurry. Water can not have unfavorable agents, such as sulphates and chlorides, etc. Also, it is possible to use that water or sea water with special additives, but that possibility must be tested before staring mixing.

Bentonite used in preparing slurry shall be pulverized (powder or granular) premium grade sodium cationmontmorillonite and shall meet the most current environmental Standard.

The bentonite content has to be adapted in dependence on its compatibility with cement, and on its actual effect on viscosity.

Admixtures of softening agents, dispersions, retarders or plugging or bridging agents may be added to the water or the slurry to permit efficient use of materials and proper workability of the slurry.

The slurry should be premixed in batch plants which combine materials in predetermined proportions. The mix proportions of the cement (-bentonite) slurry will depend mainly on the soil, i.e. on the water demand for mixing and to the design properties. The mix design will be pre-defined theoretically and checked by suitability laboratory testing; finally it will be verified or adapted based on the result of quality control.

During production and in the likely case of changes in soil properties over panels length it might be required to adapt mix proportions in order to maintain constant properties of final soil-cement grout. For example, bentonite dosage must be reduced if soil is more clayey, otherwise viscosity of fresh mortar would become too high (too sticky for proper mixing). On the other hand, if soil is more granular, it might be reasonable to increase the bentonite content in order to avoid excessive filtration and maybe to decrease even the cement content within the fresh slurry.

To ensure that the required fresh and hardened properties of the Mixed-in-Place material will be fulfilled, trial mixes should be carried out at the construction site area.

As there will be variations of soil in the field during production from more granular to more cohesive soil, trial mixes will be carried out with different soil type compositions, varying slurry consumptions and varying binder contents. The final soil-cement product must be a stable, uniform mixture of cement grout and the in-situ soil. The mix design will be adjusted when necessary to achieve the required compressive strength and the young modulus.

Usually contractor for this works has devices that have continuous monitoring and control of water-cement ratios, cement-grout injection pressures and quantities, mixing rotational speeds, penetration and withdrawal rates of the mixing tools, and other operations required to install and mix the soil-cement elements.

3.1. MIP wall

Containment (MIP) wall is made by reinforced soil - cement cells along river, lake or sea coastline, around the building etc. MIP wall works as a retaining structure and its function is to allow dredging necessary in the sea, river or lake, but at the same time it is conceived also as liquefaction countermeasure against lateral spreading.

In fact, the cells of the containment wall isolate and enclose the potential liquefiable soil during an earthquake event in such a way that the soil contained within the grid cells will not liquefy. As a result, the wall constitutes a stable block capable of resisting the lateral forces due to the spreading of liquefied soil outside the structure itself.

The wall is conceived to be permeable to groundwater flow toward the sea, lake or river but avoiding at the same time the flow of liquefied soil between the panels. To this purpose, panels on the inland side should be placed at a certain distance from each other (**Error! Reference source not found.**) and panels on the coastline side are provided with perforated concrete drainage pipe to permit the ground water flow.

MIP wall elements will be stopped at the top of Flysch competent layer (bedrock) and highly weathered Flysch (HWF) will be passed through, if it is a “soil- like” material.If the MIP wall has to have greater vertical bearing capacity, reinforcement such as steel beams can be installed into fresh MIP concrete.

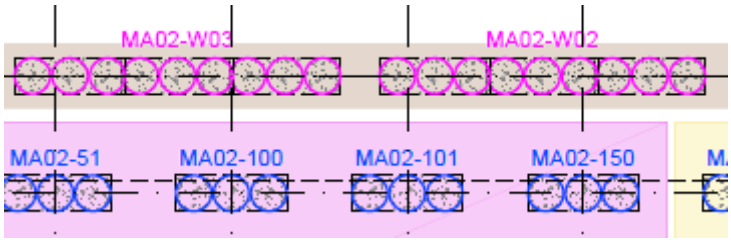


Figure4. Opening between panels to assure water flow

The containment wall around the building has the function of separating the treated inner zone from the outer one for which there are no specific measures against the liquefaction. It allows to isolate and enclose the treated soil beneath the building so that no lateral spreading will possible during an earthquake event. The length of the panels forming the perimeter wall is strictly related to expected liquefaction depth, therefore it should be fixed as the maximum depth obtained close to the building.

The MIP panels of wall around the building are placed at a certain distance from each other in such a way that the flow of liquefied soil in between them is avoided but at the same time the wall is permeable to groundwater flow toward the sea.

3.2. Mesh of MIP elements

Ground improvement using Mixed in Place (MIP) technique can be performed below main service and utilities, beneath the buildings and services in order to avoid liquefaction and reduce settlements.

The arrangement of isolated MIP elements below the building (Figure 3) is the result of a compromise between a regular configuration necessary for simplicity of construction and an irregular installation to reach better effectiveness of the treatment against liquefaction. The single panels are placed along a rectangular mesh but rotating them of 90° from row to row. MIP isolated elements will be stopped at the top of Flysch competent layer (bedrock) and highly weathered Flysch (HWF) will be passed through, if it is a “soil- like” material.

It will be good that well graded sand/gravel pad about 0.6-0.8 m thick is rolled in two or three layers over the M.I.P elements covering the whole area of the building. This gravel layer must be selected to have a permeability approximately two orders of permeability greater than that of the soil to relieve excess pore water and to avoid shear forces on the head of MIP elements.

The creation of improved soil cement isolated panels under the building, roads and services can significantly reduce liquefaction-related problems because of the partial soil-replacement by a much higher stiffness material compared to original soil. At the same time the panels transfer the loads to more competent ground, thus bypassing the potentially liquefiable soils.

The treated zone helps to limit the movements of the foundation in case of earthquake by containing and limiting the shear deformations that occurred in the liquefiable soils under the building because of their higher stiffness. The limitation of the deformations is dependent on the geometry, the strength and the stiffness of the treated zone and its ability to resist the increased overturning forces during shaking.

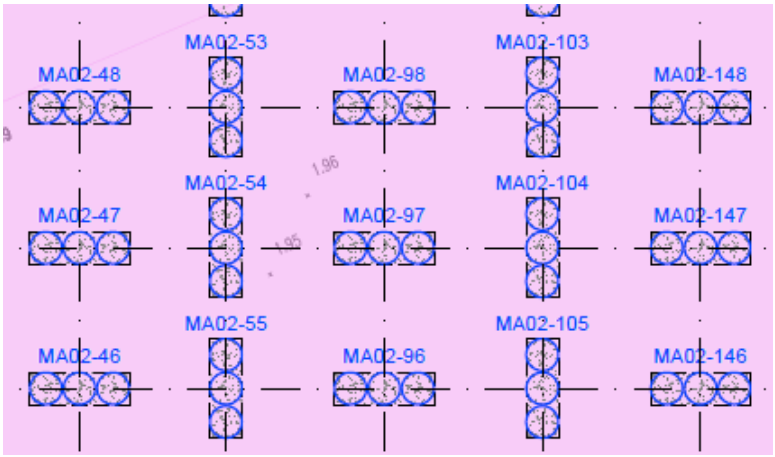


Figure5. MIP mesh (beneath roads, services and buildings)

4. CONCLUSION

Ground improvement Mixed in place (MIP) technique has many advantageswhen compares with other ground improvement techniques and different techniques of deep foundation. Mixed in Place (MIP) technique is very good solution to avoid liquefaction and its consequences during earthquake. Also, when compare with other possible solutions it is economical, does not contribute to environmental pollution and significantly reduces noise pollution during work execution.
This technology is very suitable for further scientific investigations, testing, software development etc.

REFERENCES

[1] Martinec, M. (2014).Methods of preventing liquefaction, Technical journal 8, 2(2014), 157-160

[2] Blecic.V., Cadenovic.N. (2014). Seismic deformation in Montenegrin terrain with fokus on potential of liquefaction, Proc. of the GNP, February, Zabljak, Montenegro, 2014

[3] Alpina Milano and Civil Engineering Institute Podgorica.(2015). Detailed design of ground improvement at the location of the Marina Apartments and West Quay in Marina in the complex "Portonovi"

[4] Alpina Milano and Civil Engineering Institute Podgorica.(2015). Detailed design of ground improvement at the location of Access roads in the complex "Portonovi"

[5] www.bauer.de

[6] www.bauerenviroment.com

[7] http://theconstructor.org/geotechnical/ground-improvement-techniques/199/

[8] www.ce.washington.edu

[9] www.gggb.de

[10] www.bauer.co.id

[11]www.britannica.com

[12] http://www.earthquakeengineering.com/

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 19

Strahinja TRPEVSKI[1], Dimitar PAPASTEREVSKI[2]

METHODOF CONSEQUENTLY DEVELOPMENT AND MANAGAMENT OF A DETAIL IN BUILDING THROUGH THE DESIGN

SUMMARY

In architecture the so called small parts are architectural details whose strategic position collectively determine the shape and form of the structure of the building. Details are determined by their place of origin and their meaning. It is a set of details that determine the structure and fabric of a building. They combine themselves to form the space and the envelope. Architectural details are everywhere, they are the connections, joints and nodes that make the whole building. It can be seen that detail is extremely important part, which has a strong influence on the whole.

Keywords: design process, schematic design phase, construction documents phase

Страхиња ТРПЕВСКИ [1], Димитар ПАПАСТЕРЕВСКИ[2]

МЕТОД НА КОНСЕКВЕНТНО РАЗВИВАЊЕ И УПРАВУВАЊЕ СО ДЕТАЛ ВО ВИСОКОГРАДБАТА НИЗ ПРОЕКТНИОТ ПРОЦЕС

РЕЗИМЕ

Во архитектурата тие таканаречени мали делови се архитектонските детали чие што стратешко место колективно го одредува главниот облик и форма на структурата на зградата. Деталите се определени со нивното место на потекло и значење. Тоа е збир на детали кои ја одредуваат структурата и ткивото на една зграда. Тие се комбинираат помеѓу нив задаго формираат просторот и обвивката. Архитектонските детали ги има насекаде, тие се врските, зглобовите и јазлите кои ја прават целината на зградата. Може да се види дека деталот е исклучително важен дел, кој има силно влијание на целината.

Клучни зборови: проектен процес, идејно архитектонско решение, основен проект

[1] Assist. Prof. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, strahinja_trpevski@yahoo.co.uk

[2] Assist. PhD, Faculty of Architecture, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, papasterevski@gmail.com

1. ВОВЕД

Трансформацијата и развивањето на концептуалната идеја (идејното архитектонско решение) во идеен и *основен архитектонски проект* со проектна документација за градење е сукцесивно движење од *нешто што е помалку дефинирано* (*релативно*) кон нешто што е *сеопфатно, прецизно и јасно дефинирано*, (*материјално*). Тоа се реализира низ формален процес од селектирани *консеквентни* и *инверзни* истражувања и донесување одлуки со кои се разрешуваат архитектонските и други проблеми при развивањето на тој процес.

Основната заложба на овој труд е да го истражи просторот на највисоките светски стандарди и методи за развивање на архитектонските проекти и проектната документација врз чија основа во нашиот професионален комплекс истите ќе се вградат или надградат со нови. Доследна примена на високите стандарди за управување (менаџирање) на процесните системи за развивање на архитектонските проекти - од идејно архитектонско решение до проект за изведување ќе значи значително подигање на нивото на квалитетот и ефикасноста во процесот на проектирање во високоградбата.

Заложбите на проектантите кон поместување на границите на нивните аспирации за креативно изразување и постигнување на *сопствен стил* во проектантскиот пристап, е предизвик што реално инсистира тие да имаат *професионален капацитет* и *знаење* од теоретски, естетски и технички карактер, со цел да можат да одговорат на барањата кои што произлегуваат од комплексноста на современото општество во контекст на културолошките, социјалните, економските, финансиски и бројни други феномени. Притоа, треба да се нагласи значењето на ***архитектонскиот детаљ*** како клучна алатка за истражување на архитектонските проблеми низ сите фази на развивање на архитектонскиот проект,со што се подига на ниво на *критичка антитеза*,денес општо прифатеното сфаќање, *да се оперира со т.н. готови архитектонски детали"* превземени од најразлични каталошки номенклатури (печатени или електронски) благодарение на мошне развиениот информатички простор и нивно едноставно "пресдликување" и транспонирање од еден во друг контекст.

Врз основа на претходното, неопходно е постигнување на три основни продуктивни цели преку нагласување на круцијалното значење на *проектираниот архитектонски детаљ*, неговата генеза, функција и креативен капацитет при истражувањето и разрешувањето на архитектонските проблеми низ т.н. *консеквентни* и *инверзни* постапки и методи што се применуваат во различните нивоа на постапноста на проектниот процес, од почеток до крај. Потоа, нагласување на *взаемноста*, *синергетската констелација* и *постапноста на апликативните перформанси* на сите чинители што ги одредуваат формата, структурата и капацитетот на проектираниот детал и транспозиција на неговите информации содржани во различните нивоа на употреба во останатите графички прилози. И на крајот, контрола на консеквентните и инверзните постапки при истражувањето, развивањето, изработката и управувањето со архитектонските проекти (процесен систем) со цел на балансирање на концептуалниот, материјално-обликовниот и техничкиот аспект на архитектонското дело на релација со другите општествени чинители (општи стандарди, стандарди за квалитет на животната средина во објектите и нивниот просторен контекст, енергетската ефикасност, одржливост и издржаност и сл.)

2. ОПШТА ФЕНОМЕНОЛОГИЈА НА ПРОЕКТИРАЊЕТО, РАЗВИВАЊЕТО И УПРАВУВАЊЕТО СО ПРОЕКТНИОТ ПРОЦЕС

2.1. Создавање архитектура и проектен процес

Создавањето архитектура е креативен процес кој ретко се повторува како што е тоа случај со некои други технолошки процеси. Истражувањето на сите аспекти произлезени од проектната програма неминовно водат кон рационалност на архитектонската идеја, што во прв ред подразбира сеопфатно и прецизно разрешување на сите значајни прашања и проблеми во текот на тој процес.

Не постои формула како “клуч“ за успешност на еден архитектонски проект. Неговата успешност, е всушност успешност на процесот што се менаџира и финансискиот аспект на реализацијата. Во ваков процес, нема простор за импровизации, погрешни одлуки, лутања, незнаења и некомпетентност на учесниците. Секој проектен процес е искуство сам за себе, што може да биде драгоцено за следниот процес.

Факт е дека архитектонските проекти, особено проектите од проектната документација се многу пообемни и посложени во споредба со оние од минатото. Постојат многу фактори кои придонесуваат кон ваквата ситуација, а тоа пред се сé должи на; новите технологии на градење, мноштво на современи материјали за градење, развиениот пазар на градежни материјали, разноличноста на цените на слични производи и во тој контекст општествено неверифициран квалитет на дел од нив. Големата конкуренција и за жал честите промени (скоро на дневна основа) на одредени решенија во Законот за градење на РМ, претставуваат исто така сериозен проблем за проектантите. Во морето на електронски информации постојано се генерираат “нови“ можности што создаваат конфузија и кај инвеститорите и кај проектантите.

Интересно е што во најразвиените земји во светот, носител на изработката на комплетната проектна документација со сите фази е проектантската организација која го води проектантскиот процес и инвестицискиот проект во целина. Проектантската фирма-носител на проектната документација, одлучува кои ќе бидат изготвувачите на фазните проекти, со нив склучува посебни договори и го координира и контролира (менаџира) процесот.

Понекогаш, за посериозни инвестициски проекти може да се формира времен правен субјект-конзорциум, составен од неколку проектантски фирми, кој функционира се додека не се заврши вкупната проектна документација. На ваков начин се овозможува со тек на време да се создадат сериозни професионални јадра и “уиграност“ на поединци и тимови што претставува добар начин тие да се стекнат со високи професионални искуства, особено при изработката на посложени архитектонски проекти.

Искуствата укажуваат кон најразлични пристапи во развивањето на архитектонската идеја низ проектниот процес што се должина потребата од фина избалансираност во приодот на индивидуалните проектанти, носители на проектниот процес со останатите поединци и тимови, до конечно целисходно разрешување на зададената проблемска ситуација.

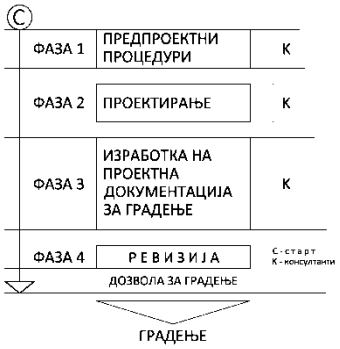
Најсериозната потешкотија во овој процес произлегува од фактот што во почетокот се наметнуваат повеќе од едно можно решение на еден ист архитектонски проблем, без оглед на неговата сложеност. Овде може да се нагласи фактот дека “проектирањето не е линеарен процес, со специфична задача која води кон едно и само едно можно решение, и покрај тоа што овој процес на крајот завршува соедно конечно решение.Овој проблем дефинитивно го отвара прашањето за оспособеноста на водечките проектанти релативно брзо да го канализираат процесот кон оптималното можно решение. Токму затоа, во оваа прилика може да се констатира дека проектниот процес за изработка на севкупната проектна документација се реализира низ фази со јасна систематизираност и номенклатура на консеквентна подреденост на истите, со цел да се дојде до единствено, целисходно конечно решение. Во овој контекст треба да се напомене дека од исклучителна важност е овие фази да бидат јасно дефинирани не само како технички решенија, туку и како документација усогласена со законската регулатива, што е взаемна обврска на сите учесници во проектниот процес.

2.1. Основни развојни фази на изработка на архитектонски проекти

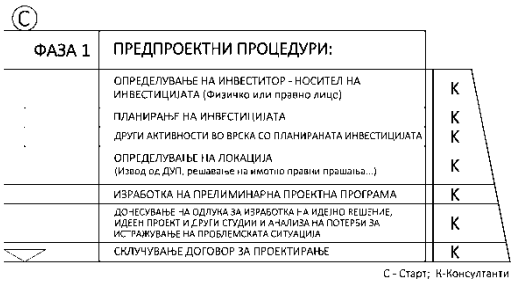
Глобално гледано, од иницијацијата на архитеконската идеја до развивањето на проектната документација, генерално постојат три нивоа на изработка на архитектонски проекти (дијаграм 1) и тоа:

-Идејно архитектонско решение кое што логично произлегува од предпроектните процедури (дијаграм 2) (дефинирана инвестиција, други формални документи и прелиминарна проектна програма со сите услови на локацијата и просторниот контекст). Препорачливо е за посложени архитектонски објекти инвеститорот да изработи *идејно архитектонско решение* или неколку можни идејни архитектонски решенија врз основа на кои што може да биде пошироко

проверена прелиминарната проектна програма и врз основа на реална (стручна) евалуација, да се избере едно решение. Со идејното архитектонско решение може да се провери *концептуалната идеја,* која значително може да влијае во донесувањето на подоцнежните одлуки при изработка на идејниот, основниот проект и проектната документација. Програмските ограничувања што произлгуваат од прелиминарната проектна програма не треба да се сфатат како хендикеп, туку како креативен предизвик за архитектите – проектанти. Затоа е многу важно, искусни проектанти да бидат вклучени како консултанти во изработка на прелиминарната програма.

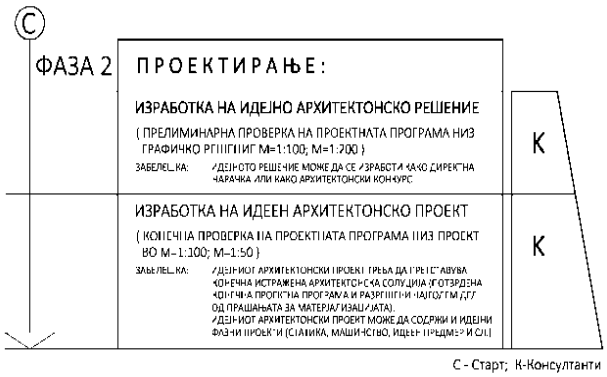


Слика 1: Основен дијаграм на развивање

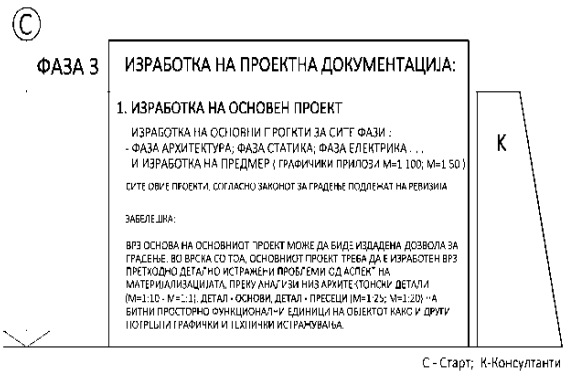


Слика 2. Архитектонски проекти и проектна документација

-Идеен архитектонски проект кој што едновремено е и авторски проектниз кого проектантот ги апсолвира и разрешува сите важни прашања од аспект на архитектурата, функцијата, конструктивниот систем, материјалите и другите специфични прашања (дијаграм 3). Светските искуства покажуваат дека ова е всушност најрелевантниот проект врз основа на кој може брзо и ефикасно да се пристапи кон третото ниво-изработка на основен проект со комплетна фазна проектна документација. За жал, во нашиот професионален простор, овие два претходно споменати нивоа на архитектонски проекти генерално се занемаруваат или само делумно се реализираат (донекаде само идеен архитектонски проект). Суштината на процесот на изработката на идејното архитектонско решение има интерактивен карактер, со што се овозможува истражувањето и разгледувањето на различните архитектонски идеи, да биде согласно претходно дефинираните ограничувања во однос на физибилноста на идејата, рационалноста на конструктивниот систем и неговите елементи, енергетската ефикасност, влијанието врз животната средина и секако изградбата. Низ овој проект можат да се понудат и просторни решенија, што не се составен дел од прелиминарната проектна програма (начелно сообраќајно решение, комуникации, санитарии, помошни простории, технички простории и сл.). Сепак, најважен сегмент од идејното архитектонско решение, е предлогот за архитектонско обликување на идниот објект. Исто така, важна информација што може да се добие од идејното архитектонско решение, е првичната анализа и компаративен преглед на површините, во однос на оние од претходно зададената прелиминарна проектна програма.



Скика 3.



Слика 4.

- Основен архитектонски проект со проектна документација (дијаграм 4) се нивоа на проекти кои бараат висок степен на оспособеност на учесниците за координација и проверка на најсуптилните прашања кои што реално се отвараат при конечната реализација на овој проект. Искуствата покажуваат дека во одредени развиени земји во светот, уште во фазата на идејниот архитектонски проект се лицитира (тендерира) со одредени производители на градежни материјали и технолошки системи со цел, уште во оваа фаза, по пат на консултации и објективизирани понуди да се воочат одредени аспекти од материјализацијата на објектот врз основа на реално согледани материјални параметри и се разбира финансиски импликации. Интересно е и тоа што најголемиот дел од овие производители и учесници-консултанти, согласно договорите за учество и консалтинг во изготвувањето на идејниот архитектонски проект, остануваат и во процесот на изготвувањето на основниот проект и фазната проектна документација. Со тоа, уште еднаш се потврдува значењето на идејниот архитектонски проект како клучна основа за изработка на основен проект и проектна документација.

Уште еден значаен аспект од корпусот прашања поврзани со квалитетна иницијација и уредување на системот на управувањето (менаџирање) со развивањето на основниот проект и проектната документација, е тој што врз основа на прелиминарниот предмер на идејниот архитектонски проект и извршени одредени финансиски анализи, се дефинираат т.н. *проектански "пакети",* врз основа на кои што се систематизира развивањето на овој процес. Бројот на проектантските пакети зависи од сложеноста на проектот и од различноста на одредени позиции при градењето. Така на пример, еден можен "пакет" е фасадата и фасадната обвивка, друг можен "пакет" се преградните ѕидови, трет подовите, четврт плафони итн. Интересно е што секој "пакет" е дефиниран и со цената на чинење, што ја одредуваат искусни професионалци и консултанти-експерти, по извршена детална анализа на висината на утврдената финансиска конструкција во идејниот архитектонски проект. Методот на проектантски "пакети" во развивањето на сегментот на проектната документација, овозможува лесна контрола и адекватна дистрибуција на инвестицијата во пооделни сегменти на градбата. Кај нас скоро и да не се применува овој метод.

За посложени објекти, пред отпочнувањето со изработката на основниот проект и проекнтата документација, проектантските пакети се поткрепуваат со специјално изготвени, посебни пишани сепарати (breefs) во кои детално се опишани нивните важни материјални и технички аспекти, и се даваат други бројни информации, со цел, проектантот пред да отпочне да отвара одреден пакет, детално да се запознае и со сите аспекти на проблемот што го третира пакетот (на пример; начинот на движење на корисниците во објектот во нормални ситуации, во "пикови" и сл., можни интервенции за потреби на одржување, некои чисто економски аспекти и сл.).Со воведување на една ваква практика, ќе може да се направи квалитетен исчекор кон подигање на нивото на изработка на проектната документација. Изработката на квалитетен основен проект, проектна документација и квалитетни архитектонски детали, значи и изработка на прецизен предмер со опис и пресметка на градежните работи. Во развиените земји во светот најзначаен фазен проект е всушност предмерот со описот и пресметката на градежните работи, врз основа на што, банките го одобруваат инвестициискиот проект. И на крајот како подфаза доаѓа ревизијата на проектната документација. Во развиените западни земји во светот (В. Британија, САД, Австралија ...) каде што се изградени и највисоките стандарди и процедури за реализација на инвестициските проекти формално е дефиниран еден пакет на консеквентни постапки и процедури за кои што се придржуваат и инвеститорите и проектантите (табела 1.).

Табела 1

1	Pre-Design Phase (PD)	Предпроектни процедури
2	Schematic Design Phase (SD)	Идејно архитектонско решение
3	Design Development Phase (DD)	Развивање на идеен арх. проект
4	Construction Documents Phase (CD)	Фазна проектна документација
5	Bidding & Negotiation Phase (BN)	Преговарање и преговарачки процедури
6	Construction supervision /Contract Administration Phase (CA)	Градежен надзор и водење на прецизна проектна администрација
7	Supplemental Services (SS)	Дополнителни услуги

2.2. Финансиски аспекти

Во овој процес, покрај сите формални и технички аспекти на проектирањето и реализацијата на инвестицискиот проект, контролата на финансискиот аспект е од многу важно значење, каде буџетот е фундаментален дел на механизмот со кој може да се постигне контрола. Тој обезбедува стандард за споредување, без кој не може да се направи контролата. Во таа смисла, во развиените пазарни економии инвеститорите, во консултација со експерти од разни области, полагаат сериозно внимание на дефинирањето на клучниот аспект на градењето–*реализацијата на финансиската програма* (висината на финансиската конструкција, нејзиното процентуално разграничување во поодделните фази и модалитетите на исплатата).

Со денешниот развој на науките, нивото на менаџерскиот капацитет и познавањето на градежните технологии, овој проблем е лесно решлив уште во старт, односно уште со изработката на идејното архитектонско решение. Притоа, важен услов е на проектантите да им биде предочена структурата на финансиската конструкција и реализацијата на инвестицијата со цел да можат да се утврдат евентуални дизбаланси што можат да произлезат од објективни причини. На таков начин, проблемот на контрола на инвестицијата низ процесот на изработка на проектната документација, може да биде сведен на минимум.

Теоретски чинењето на проектот се однесува во најголем дел на техниките на планирање на трошоците чија главна функција е да се развие повеќе економска форма на дадениот проект, додека пак во праксата сепак тоа не е случај.Како што погоре беше наведено чинењето на проектот во најголем дел е контрола на развивањето на трошоците за изградба на проектот во однос на претходно утврдените износи на буџетот.

Стремежот кон развиена пазарна економија каде што градењето е еден од носечките столбови, општество бара да се изгради релевантен професионален контекст од експерти и стручњаци кои ќе можат да создадат реални претпоставки за заокружување на инвестицискиот проект.

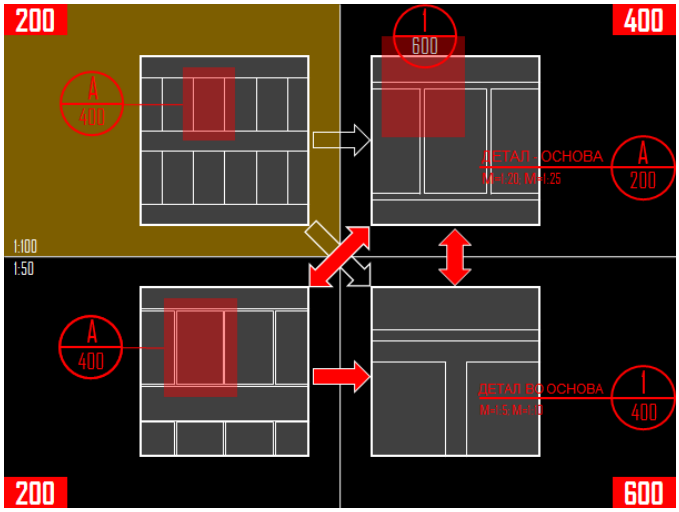
Добро простудирана и изготвена проектна програма, е многу податлив параметар при склучувањето на договорите за проектирање, како за инвеститорот така и за проектантите. Корисно е, во изготвувањето на прелиминарната проектна програма, покрај стручни консултанти од одредени области, да бидат вклучени и искусни архитекти. Тие можат со своето искуство да ги артикулираат одредените барања на инвеститорот, што се однесуваат на функционалната структура на поодделни просторни единици и групации или кон вообликување на начелната визија за архитектурата на објектот. Сите прогоре објаснети начелни аспекти, го подвлекуваат значењето на предпроектната процедура, како вистински патоказ кон склучување на договори за втората фаза (проектирање). Овде за првпат инвеститорот и проектантот влегуваат во облигациони односи. За да се избегнат одредени проблеми при склучување на вакви договори, неопходно е да бидат применети одредени сегменти од *FIDIC* документи-водич за договори.

2.3. Модел на консеквентно развивање

Овде ќе се задржиме на поимот "*Серија на листови*" како исклучително практична алатка применета уште во идејниот архитектонски проект, за едноставно систематизирање и реферирање на графичките прилози консеквентно или инверзно. *Серијата на листови* со бројки 100, 200, 300 итн. класифицира одредени категории на графички прилози (на пример, листовите кои се однесуваат на самата локација и градежната парцела како; ситуација, сообраќајно решение, партерно и хортикултурно уредување и сл. можат да се поредат во *Серија 100*. Графички прилози што се однесуваат пак на карактеристичните основи можат да се поредат во *Серија 200*, карактеристичните пресеци во *Серија 300*, итн.). На овој начин, со користење на гореспоменатите можни серии на листови во кои се поместени соодветните графички прилози, се овозможува во било која фаза на изработка на *идејниот архитектонски проект,* по потреба да бидат лесно додавани и дополнителни листови со графички прилози без притоа да се наруши редоследот на веќе утврдените графички прилози. Вака систематизиран идеен архитектонски проект лесно се "чита" низ еден консеквентен и инверзен развоен систем,

кој што како таков може да биде применет и во систематизирање на графичките прилози во основниот проект, се разбира со една многу поширока номенклатура на сериите.

Според методот на консеквентно и инверзно развивање на основниот архитектонски проект, графичките прилози од идејниот архитектонски проект (се мисли на основите и вертикалните пресеци) не се развиваат директно во поголем размер (на пример во “М=1:50“) како што е тоа вообичаено во стандардните постапки.Наместо тоа, одредени функционални и просторни единици од идејниот архитектонски проект, најпрво се фрагментираат во вид на ***детал-основи*** или ***детал-пресеци*** во М=1:20 – М=1:25.



Слика 5. Метод на консеквентно и инверзно означување на графичките прилози од помал кон поголем размер со примена на накрсно референтни маркери

Претходно, за секој од нив се истражуваат и генерираат карактеристични архитектонски детали, врз основа на кои што прво се изработуваат детал-основи и детал-пресеци кои како такви, во една условно речено редуцирана форма, се “враќаат“ (транспонираат) во карактеристичните основи и пресеци. На ваков начин, консеквентно и инверзно, едновремено се развиваат архитектонските детали, детал-основите, детал-пресеците како и карактеристичните основи и пресеци, со што се поедноставува работата на развивањето на основниот архитектонски проект.

Кога станува збор за основниот проект, на сличен начин како што беше претходно поменато за идејниот проект, и во овој случај графичките прилози се поместуваат во соодветни серии на листови. (Серија 100, графички прилози кои се однесуваат на архитектонско – урбанистичките аспекти на градежната парцела (ситуација,сообраќајно решение, комуникации, партерно уредување и сл.); Серија 200, карактеристични основи; Серија 300, карактеристични вертикални пресеци; Серија 400, карактеристични детал-основи; Серија 500, карактерисични детал-пресеци;Серија 600, карактеристични архитектонски детали во основа; Серија 700, карактеристични вертикални архитектонск детали; Серија 800, изгледи; Серија 900, карактеристични фрагменти од обработка на фасадите (изгледите).

Во оваа фаза при развивањето на детал-основите и детал-прсеците, архитектонските детали треба да бидат означени во соодветната локација (местоположба) во цртежите преку методот на т.н. “накрсно-референтно маркирање“.

3. Генерирање на архитектонскиот детаљ низ проектниот процес

Развивањето на архитектонскиот проект е сложен процес. Овој процес поминува низ најразличен вид на истражувања и развој по метод на нагорна линија, и низ постојани консеквентни и инверзни проверки на најразличен вид проблеми(програмски, технички, антрополошки, обликовни и естетски), за сепак на крај да се заврши со реален материјален продукт-*архитектура, градба.*

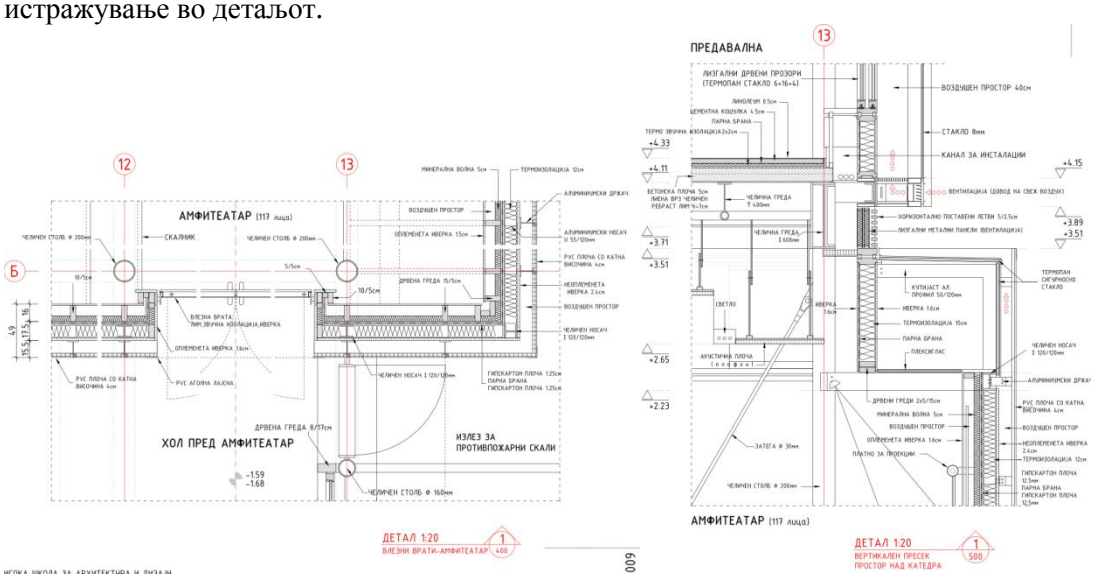
Во целата сложеност на овој процес, значењето на архитектонскиот детаљ, како врвна алатка за истражување на архитектонските проблеми во сите фази на развивање на архитектонскиот проект е примарно. Ова најдобро може да се илустрира преку мислата на еден од најголемите современи италијански теоретичари на архитектурата Марко Фраскари, објавена во една од неговите најпознати статии: "Внимателноста во однос на третирањето на детаљот е најважното средство за избегнување на недостатоци при изградбата, гледано низ двете димензии на архитектонската професија – етичката и естетската. Уметноста на деталот е во начинот на спојување на материјалите, елементите, компонентите и делови од градбата во еден функционален и естетски манир".

Заблудите дека благодарение на информатички технологии, и условно речено можностите што тие ги нудат, лесно може да се оперира со т.н. "готови архитектонски детали" преземени од најразлични каталошки (електронски или печатени) номенклатури, директно се спротивставуваат на заложбите за подигање на нивото на архитектонските проекти. Оваа т.н. "каталошка архитектура" во одредени случаи може да биде коректна, но не и креативна. Создавањето на коректна и добра архитектура, може да се постигне само ако во развивањето на проектниот процес се направат релевантни истражувања на сите аспекти на нејзината дисциплина, со посебен нагласок на користењето на проектиран архитектонски детаљ и отворање простор за одредена иновативност. Оттука, и успешноста во реализација на проектот во голема мера ќе зависи од содветниот пристап на изработка на деталите, кои се занемарени во последните неколку децении.

3.1. Генеза на формалната содржина на архитектонскиот детаљ

Архитектонскиот детаљ е мини-тоталитет на еден фрагмент од проектниот процес, кој графички во еден податлив покрупен размер, ја објаснува севкупноста и логиката на поредокот на одредени елементи и склопови во една фрагментирана целина.

Неговата генеза се заснова врз мисловен процес, кој е јасен и индуктивно се развива по метод на нагорна линија, со цел, конечно да се заврши одреден фрагмент-архитектонски детаљ од проектот во релација со други фрагменти во него (*детал-основи и детал-пресеци)* (графички прилог 1 и 2). Во принцип, проектираниот архитектонски детаљ содржи три клучни елементи и тоа: А. Јасен и прецизен цртеж во соодветен размер; Б. Мерки со кои што се дефинираат димензионални параметри на елементите и нивните релации во севкупноста на детаљот; В. Систематизиран опис на сите материјални елементи што се предмет на материјално истражување во детаљот.



Слика 6: Графички прилог 1 и 2

Се разбира, ова е само една генерална конслалација на структурата на еден архитектонски детаљ. Способноста и капацитетот на архитектот да ги владее вештините за негово генерирање се клучниот услов еден архитектонски детаљ да биде целосно истражен, соодветно графички презентиран и употребен во дообјаснување на другите графички прилози од проектот (карактеристични основи и пресеци, карактеристични **детал-основи** и **детал-пресеци**). Систематизираниот опис на сите материјални елементи и другите информации од архитектонскиот детаљ заедно со информациите од другите графички прилози, се клучен фактор за прецизна изработка на предмерот чие што значење претходно беше нагласено.

Во нашата проектантска практика најчесто се користиме со поимот карактеристични архитектонски детали (што вообичаено се означуваат како Детаљ 1, Детаљ 2 ... Детаљ n). Неретко, тие се изработуваат рутински, недоволно простудирани и проверени, а во проектите (во графичките прилози) се приложуваат (прикажуваат) несистематизирано. Во некои случаи дури се и неупотребливи. Тоа пред сé се должи на една "деловно" етаблирана несистематичност во развивањето на основниот архитектонски проект, кој како таков вообичаено тешко се "чита" и прати. Токму затоа претходно беше предложен еден можен метод на т.н. косеквентно и инверзноразвивање на основниот архитектонски проект, каде што покрај карактеристичните основи и вертикални пресеци, како меѓупростор што нив ги поврзува со архитектонските детали, е вметнат и сегментот на специфични графички прилози **детал-основи** и **детал-пресеци** (вообичаено во M=1:20 или M=1:25) врз основа на кои што, во една апсолутно прецизна форма, архитектонските детали, логично се "прелеваат" и реферираат во различните графички прилози со користење на накрсно-референтно маркирање. Ова претставува мошне податлива графичка локација која овозможува за првпат примена на принципот на *косеквентна* и *инверзна* релација на архитектонските детали со другите графички прилози. Тоа исто така овозможи лесна транспозиција на архитектонските детали во карактеристичните основи и вертикалните пресеци низ графичката локација *детал-основи* и *детал-пресеци* со цел да се постигне максимална прецизност и координација на сите делови од проектот. Само на таков начин, може да биде дефинирано кои и колкуархитектонски детали е неопходно да бидат истражени со цел основниот архитектонски проект да биде целосен (особено по прашањето на прецизноста на предмерот). Се разбира, во прилог кон оваа заложба уште еднаш ќе го споменеме значењето на сериите графички прилози(листови) кои што пак овозможуваат исто така лесно, последователно и инверзно пратење на употребата на архитектонските детали и нивната транспозиција во различните серии листови.

3.2. Место и значење на архитектонскиот детаљ

Ако погледнеме како материјата во природата е "изградена" ќе забележиме дека секогаш постојат "мали делови", уредени и структуирани на таков начин да го формираат "поголемиот дел" - целото. Во архитектурата тие т.н. мали делови се архитектонските детали чие што стратешко место колективно го одредува главниот облик и форма на структурата на зградата. Деталите се определени со нивното место на потекло и значење. Тоа е збир на детали кои ја одредуваат структурата и ткивото на една зграда. Тие се комбинираат помеѓу нив за да формираат простор и обвивка. Архитектонските детали ги има насекаде, тие се врските, зглобовите и јазлите кои ја прават целината на зградата. Местото и значењето на архитектонските детали може да се разбере и како одредена целина. Од една страна може да се види дека деталот е исклучително важен дел, кој има силно влијание на целината. Всушност, и двете се резултат на еден ист проектантски и производствен пристап.

Важно е да се разбере каде деталите се појавуваат и како се развиваат. Вообичаено кога се започнува со анализа и изготвување на архитектонски детали, се користиме со илустрации на стандардни решенија на релативно познати детали како проверен извор на референци. Ваквиот тип на информација го прикажува деталот веќе склопен, но не го објаснува начинот на донесување на одлуки кој следел пред тоа, нити пак редоследот на склопување. Како резултат на ова постои тенденција за копирање на готови детали, без потребното разбирање на тоа "како" и "зошто" е склопен таков каков што е, или како ќе биде составен на лице место. Тоа исто така прави потешкотија нап рашањата кои си ги поставуваме (критички поглед) за ваквите

готови решенија. Секако дека појдовна таточка во начинот на пристапување кон анализата и понатаму изработката на архитектонските детали е многу важна. Чинот на градење во суштина претставува процес на соединување (монтажа) на поединиите делови кои ја оформуваат зградата. Поврзувањето на деловите се опишуваат како "споеви - врски". Спојувањето е термин кој се користи да се опише просторот помеѓу компонентите; каде овие компоненти се поврзуваат структурално тоа е познато како"врска". Под овој трермин се подразбира форма на физичко спојување помеѓу два или повеќе делови. Ставањето на два или повеќе делови заедно, ќе креира *спој,* а начинот на кој тоа е направено претставува *архитектонски детаљ – решение на спојување.* Начинот на кој овие делови се поврзуваат ќе зависи од материјалите за поврзување, достапните ресурси (човековата рака, алатите и механичките постројки) и манирот на кој е решено спојувањето во деталот. Преку методот за генерирање на проектираниот архитектонски детаљ низ дводимензионална презентација во две рамнини (*детал во основа* и *детал во пресек*)во некоја вообичаена конкретена мерка (М=1:2, М=1:5, М=1:10), реално треба многу умешност да се разбере постапноста на неговата операционализација при градењето.

4. ЗАКЛУЧОК

Создавањето архитектура е креативен процес кој ретко се повторува, како што е тоа случај со некои други технолошки процеси. На почетокот тој започнува како апстрактен и како што идејата понатаму се развива низ проектниот процес, постепено станува рационална и реална (материјална). Ограничувањата од факторот времеи објективните проблеми што неминовно произлегуваат од неговата реализација, од проектантите бараат да поседуваат висок капацитет за донесување одлуки, консеквентна подреденост, систематичност и јасна графичка номенклатура на сите составни делови од тој процес поместени во три глобални фазни кластери: *а*) предпроектни процедури, б) проектирање (изработка на идејно архитектонско решение и идеен архитектонски проект) и в) изработка на проектна документација за градење (основен архитектонски проект со фазни проекти). Уредувањето на системот на управување (менаџирање) на основниот архитектонски проект и фазната проектната документација, треба да се базира и врз користење на методот на т.н. "проектантски пакети". Бројот на проектантските "пакети" зависи од сложеноста на проектот и од различноста на одредени позиции при градењето. Секој "пакет"е дефиниран со цена на чинење во рамките на делот од инвестицијата предвиден за градење на објектот.

Според методот на консеквентно и инверзно развивање на основниот проект графичките прилози од идејниот архитектонски проект не се развиваат директно во поголем размер како што е тоа вообичаено во стандардните постапки. Наместо тоа одредени функционални и просторни единици од идејниот архитектонски проект најпрво се фрагментираат во вид на ***детал-основи*** или ***детал-пресеци*** во М=1:20 – М=1:25. За секој од нив пак, претходно се истражени и генерирани карактеристични архитектонски детали на високо техничко ниво и како такви инверзно се "враќаат"(транспонираат) во карактеристичните *детал-основи* или *детал-пресеци*а оттука воосновите и вертикалните пресеци.

РЕФЕРЕНЦИ

[1] Папастеревски, Д.; "Модел на консеквентно развивање и управувањесо архитектонски проекти- Метода на генериеање на архитектонски детаљ низ проектен процес" Докторска дисертација, Арх. факултат Скопје, Универзитет "Св. Кирил и Методиј", Скопје, 2015

[2] De Plazes, Andrea.; " Constructing architecture – materials processes structures" ; 2005 birkhauserverlag ag, second edition 2008.

[3] Kara, Hanif and Kara Taylor, Adams; *Design Engineering AKT.* Actar, 2008.

[4] Evens, Robin; "Translations from Drawings to Building; Architectural Drawing-Visual perception-Architecture-Language", The MIT Press, Cambridge, Massachusetts & Architectural Association Publications, London, 1997

[5] Ballard, V.;Rand, p.; " Materials for architectural design" ; Princeton Architectural Press, 2006.

[6] Leupen, B.; Grafe, G.; Kornig, N.; Lampe, M.; de Zeeuw, P.; "Design and Analysis"; 010 Publishers, 1997.

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 20

Ilios VILOS[1], Ljupco TRAJCEVSKI[2]

OBTAINIG THE MAXIMUM LOAD OF THE BENDING LOAD ELEMENT CONSIDERING THE VARIATION OF THE GEOMETRIC CARACTERISTIC AND PROPERTY OF THE MATERIALS

SUMMARY

The geometric characteristics, the property of the materials which the elements are made of, have more or less, stochastic character. The issue of safety and reliability of simple bending load element depends on the characteristics of those parameters. In the first part of this paper the short outline of reliability concept is given. The second part of this paper gives one numerical example which explains the relation between the appropriate reliability and the force.

Keywords: reliability, bending loaded element

Илиос ВИЛОС[1], Љупчо ТРАЈЧЕВСКИ[2]

ВЛИЈАНИЕ НА ГЕОМЕТРИСКИТЕ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ПОПРЕЧНИОТ ПРЕСЕК ЗЕМЕНИ КАКО СЛУЧАЈНИ ГОЛЕМИНИ ВРЗ НОСИВОСТА НА ПРОСТА ГРЕДА ТОВАРЕНА СО КОНЦЕНТРИРАНА СИЛА

РЕЗИМЕ

Геометрискитекарактеристики напопречниот пресек на елементите како и карактеристиките на материјалот од кои тие се изработени повеке или помелку имаат стохастички карактер. Носивоста на овие елементи зависи и од влијанието на параметрите земени како случајна големини. Во првиот дел на трудот презентиран е краток вовед во концептот на доверливост, а во вториот дел од трудот на конкретен пример покажано е влијанието на димензиите на попречниот пресек земени како случајни големини врз носивоста на виткање на проста греда товарена со концентрирана сила.

Клучни зборови: доверливост, елементи на виткање

[1]Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "St. Kliment Ohridski", Bitola, Republic of Macedonia, viols.ilios@uklo.edu.mk
[2]Assoc. Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "St. Kliment Ohridski", Bitola, Republic of Macedonia, trajcevski.ljupco@uklo.edu.mk

1. INTRODUCTION

The maximum stress of the bending loaded element is given by the expression:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} < \sigma_{\circ} \tag{1}$$

Where: σ is the working stress; M is the maximum working moment; W is the moment of resistance of the cross section of the element

$\sigma_{\circ}$ is maximum allowed stress.

And if the working stress is smaller than allowed stress we consider that the element is well designed.

Thefollowingsimpleexampleshows amethodto determine themagnitude of the force ***P***depending on the geometry and material properties which are given whit it's stochastic characteristics.

In this example the magnitude ofthe force ***P*** of the simple single boltshear loadedconnectiontoensure the reliability of0.99, 0.999and0.9999assuming that the variation of the force γ_F =20%,

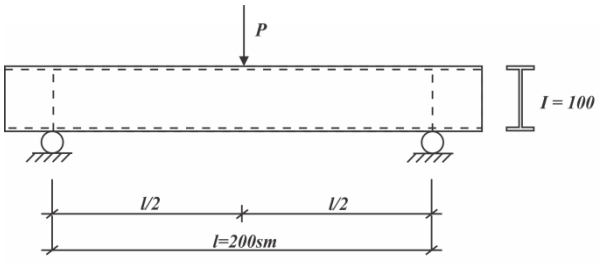


Figure 1. Simple beam loaded with force in the middle

2. BRIF REVIEW OF RELIABILITY THEORY

Reliability as the probability category is determined by the relation:

$$\mathrm{D} = \mathrm{p}(\mathrm{A} \geq \mathrm{B}) = \mathrm{p}(\mathrm{A} - \mathrm{B} \geq 0) \tag{2}$$

whereAand B arerandom variableswhere:A is the actionandB is the resistance . Functions f_a (A) and f_b(B) represent the functions of distribution of variables A and B. A and B represent mean of action and resistance, and σ_A and σ_B are standard deviation of the action and resistance.

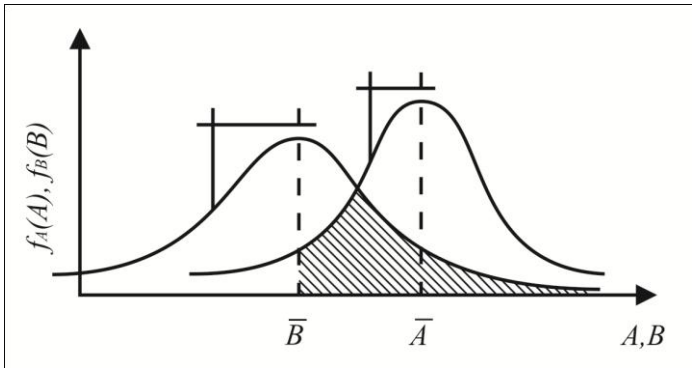


Figure 2. Standard deviationof the action A and resistance B

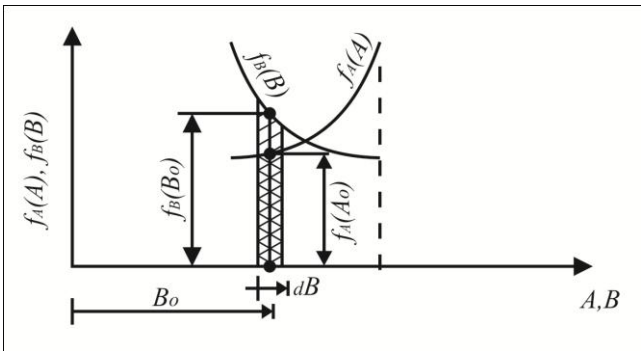


Figure 3.Highlighted area of standard deviationof the action A and resistance B

Highlighted area on the drawing (Fig.2) represent that the resistance is smaller than the action. That is the area which is characterized by areas of failure.

If we increase the area that overlaps, given by detail in (Fig. 3), and assume that the probability of size A is greater than a default argument B_0 then:

$$p(A > B_0) = \int_{B_0}^{\infty} f_a\,(A)\,dA \tag{3}$$

probability which resistance Bhas inthe intervaldB, ormore precisely, the probability thatbelongs tothe randomvariable BindBintervalis:

$$p\left(|B - B_0| \le \frac{dB}{2}\right) = f_a(B_0)dB \tag{4}$$

B_0 is in the middle of the interval dB. If weunitethe twoconditions (3) and (4) and if we assume that AandBare randomvariables, We candeterminethe probabilitythatthe variable Bisin the intervaldBwhile the probabilityof therandom variableAexceedsprobabilityB_0.

$$f_b(B_0)dB \int_{B_0}^{\infty} f_a\,(A)dA \tag{5}$$

From the previousexpression reliability D isdetermined bythe probability ofAsizeexceedsthe sizeBforallpossible valuesof B.

$$D = \int_{-\infty}^{+\infty} f_b\,(B)\left[\int_{B}^{+\infty} f_a\,(A)dA\right]dB \tag{6}$$

Geometricalexpression of the relation (6)is givenin the following figure:

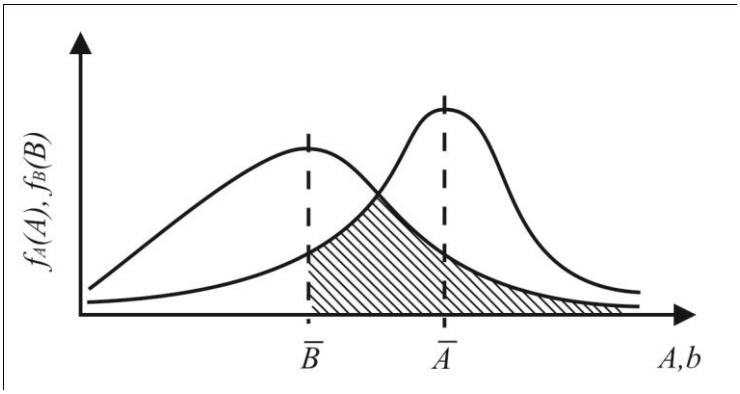


Figure 4. Geometricalexpression of the relation (6)

Similar tothe expression(6) we have:

$$D = \int_{-\infty}^{+\infty} f_a\,(A)\left[\int_{-\infty}^{A} f_b\,(B)dB\right]dA \tag{7}$$

Geometricalexpression of the relation (7)is givenin the following figure:

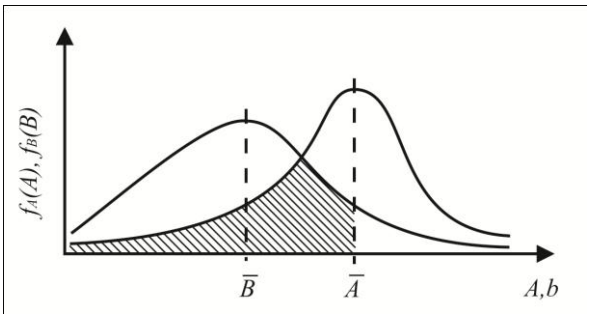


Figure 5. Geometricalexpression of the relation **(7)**

If the variablesAand B can be described by mathematical expression then reliability can be expressas:

$$D = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{B}^{+\infty} f(A,B)dAdB \tag{8}$$

Where $f(A,B)$ is density of the distribution of the random variablesAand B.

If the random variablesAand B have normal (Gaussian) distribution then the expression (8) is given by the expression:

$$D = \phi\left(\frac{\overline{A}-\overline{B}}{\sqrt{\sigma_A^2+\sigma_B^2}}\right) \tag{9}$$

Where:$\overline{A}$ and $\overline{B}$ are the mean valy of the actionand the resistance.$\sigma_A{}^2$and$\sigma_B{}^2$ are square of standard deviationof the action and resistance. ϕ is the function which for the argument $\frac{\overline{A}-\overline{B}}{\sqrt{\sigma_A^2+\sigma_B^2}}$ geaves the reliability. This function is known as Laplas function.

3. EXAMPLE

To determine the magnitude ofthe force *P* of the simple single bending loadedelement (Fig. 1) andtoensure the reliability for default value we startfrom the expression (9)

$$D = \phi\left(\frac{\overline{A}-\overline{B}}{\sqrt{\sigma_A^2+\sigma_B^2}}\right) \tag{10}$$

To determine the value ofthe force P = ? Which for the bending loaded element will provide reliability of: a) 0.99 b) 0.999 c) 0.9999 if the item is I 100 hot rolled steel beam with variation in force γ = 20 % (0.2).

Data on the mechanical characteristics of the material and geometric characteristics of the cross section are taken from the survey [3] and are:

Average value on resistance point of intersection W = 34.294 sm^3

Average square deviation of the resistance point σ_w = 0.991 sm^3

Average value of the critical stretch stress A = 38.09 KN/sm^2

Average square deviation of critical folding stress σ_w= 2.556 KN/sm^2

Distribution of all random values is normal. Adopted random values are: the force P, resistant moment of cross section and folding stress. We are starting from the relation (8):

$$\mathrm{D} = \phi\left(\frac{\overline{\mathrm{A}} - \overline{\mathrm{B}}}{\sqrt{\sigma_{\mathrm{A}}^2 + \sigma_{\mathrm{B}}^2}}\right) \tag{8}$$

Where: $\bar{A}$ is the average value of the resistance, in this case average value of critical stretch stress - $\bar{A} = 38.09MPa$; $\bar{B}$ is the average value of the action, in this case action is the working stress, i.e.

$$\bar{B} = \frac{M}{W} = \frac{Pl}{4W} = \frac{l}{4W}P \tag{10}$$

Where: σ_a is average square deviation of critical folding stress σ_a= 2.556 KN/sm^2 ; $\sigma_a$is average square deviation of the working stress.

Working stress for a simple beam loaded with concentrated force in the middle is:

$$\text{Working stress} = \frac{M}{W} = \frac{Pl}{4W}$$

and in this case represents function of two random variables, the force *P* and resistance moment of the cross section *W*. From [5] [4] we know that average square deviation of the function with two or more random variables is this:

$$\sigma_y = \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \mid x = \bar{x}\right)^2 \sigma_{x_i}^2 \tag{11}$$

From the expression (11) follows that the inference should be calculated from expression for the working stress (10) with first random variable i.e. with the force *P*and than the square of that inference should be multiplied with the square of the average square deviation of the force *P*.

Then, again calculation should be made with the inference of the expression for working stress (10) with second random variable and diameter *d*. Finally, the square from the last inference should be multiplied with the average square deviation of the diameter *d*.

$$\sigma_{\bar{B}}^2 = \frac{\partial}{\partial P}\left(\frac{Pl}{4W}\right)_{W=\bar{W}}^2 \cdot \sigma_P^2 + \frac{\partial}{\partial W}\left(\frac{Pl}{4W}\right)_{W=\bar{W}}^2 \cdot \sigma_W^2 \tag{12}$$

Than we have:

$$\frac{\partial}{\partial P}\left(\frac{Pl}{4W}\right)_{W=\bar{W}} = \frac{l}{4W}$$

$$\frac{\partial}{\partial W}\left(\frac{Pl}{4W}\right)_{W=\bar{W}} = \frac{Pl}{4\bar{W}^2}$$

If these expressions are substituted in the expression (12), we will have the following expression:

$$\sigma_{\bar{B}}^2 = \left(\frac{l}{4\bar{W}}\right)^2 \sigma_P^2 + \left(\frac{Pl}{4\bar{W}^2}\right)^2 \cdot \sigma_W^2 \tag{13}$$

We don't know the average square deviation of the force, so we use the variation of the force γ and we have the following expression:

$$\frac{\sigma_P}{P} = \gamma_P \Rightarrow \sigma_{P=} \gamma_P \; P$$

If we replace obtained expression in expression (13) we have the following expression:

$$\sigma_B^2 = \left(\frac{l\,\gamma_P}{4\bar{W}}\right)^2 P^2 + \left(\frac{l\,\sigma_W}{4\,\bar{W}^2}\right)^2 P^2 \tag{14}$$

With replacing all known variables and expressions (10) and (14) in the relation (8) we have:

$$\mathrm{D} = \phi\left(\frac{\bar{\mathrm{W}} - \frac{\mathrm{l\,P}}{4\,\bar{\mathrm{W}}}}{\sqrt{\sigma_A^2 \left(\frac{l\,\gamma_P}{4\bar{W}}\right)^2 P^2 + \left(\frac{l\,\sigma_W}{4\bar{W}}\right)^2 P^2}}\right) \tag{15}$$

Where the only unknown force is the force *P*.

For the reliability of D = 0.99 from the table (Table 1) for the values of the function of normal distribution the index of reliability has value 2.33. For D = 0.999 the index of reliability has value 3.1. For D = 0.9999 the index of reliability has value 3.75.

For D = 0.99 and γ = 0.2, we have:

$$2.33 = \frac{38.09 - \frac{200}{4\;34.294}\mathrm{P}}{\sqrt{2.556^2 + \left(\frac{200*0.2}{4*34.294}\right)^2 P^2 + \left(\frac{200*0.991}{4*34.294}\right)^2 P^2}}$$

After the calculations we have:

$$1.65452 * P^2 - 111.07044 * P + 1415.38110 = 0$$

$$P = 17.096\; KN$$

The Table 1 shows variation of the force, reliability, expression from which force is obtained, force for the wanted reliability and safety factor γ.

Variation of the force	Reliability	Expression from which force is obtained	Force for the wanted reliability	Safety factor γ
20% (0.2)	0.99	$1.654 * P^2 - 111.07 * \mathrm{P} + 1415.381 = 0$	17.096	1.528
	0.999	$1.291 * \mathrm{P}^2 - 111.07 * \mathrm{P} + 1388.066 = 0$	15.175	1.721
	0.9999	$0.924 * \mathrm{P}^2 - 111.07 * \mathrm{P} + 1360.442 = 0$	13.996	1.866

Table 1.

Safety factor γ it is obtained from the relationship between boundary force and the force given for the wanted reliability. The boundary force is obtained from the expression (10):

$$P = \frac{4W\sigma boundary}{l} = \frac{4 * 34.294 * 38.09}{200} = 26.125\ KN$$

(Where σ indicates the stretching)

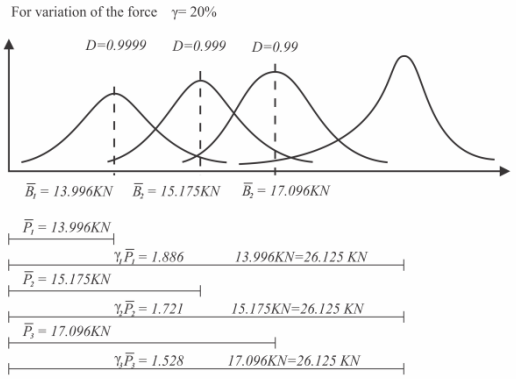


Figure 6. Geometric presentation of the obtained force for different reliabilities

4. CONCLUSION

This paper has shown mathematical model to take into account the impact of the reliability factors and how to design the bending loaded element with default reliability.

REFERENCES

[1] Газиев Э.Ф., Речицки В.И., Вероятностая оценка надежности скальных массивов, Строздат 1985

[2] Aničić D., Probablističkipristupproračunugraničnihstanjazazidanekonstrukcije, Građevinar 39, 1987 g, str.393-401

[3] Fred Moses, Design of reliability – Concepts and Aplication, Ch.13, Optimum Structural Design JOHN Wiley&So.1977

[4] Ivanović G., Pouzdanost tehnickih sistema, Zbirka rešenih zadataka, Mašinski fakultet Beograd, 1987

[5] Ronald R. Graham, Donald E. Knut, Oren Patashnik, Concrete Mathematics: A foundation for computer science 1994

[6] John A. Rise, Mathematical Statistics and Data Analysis, 2007

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 21

Mimoza FAJDIGA[1], Branka STANOJEVSKA[2]

CONSTRUCTION OF 400 KV OHLT SS STIP - MACEDONIAN / SERBIAN BORDER

SUMMARY

The biggest ongoing investment activity MEPSO is the construction of a new 400 kV interconnection with the power system of the Republic of Serbia through the construction of 400 kV OHLT SS Stip - Macedonian / Serbian border. With the construction of this line, it becomes the country are energy crossroads in this part of Europe. This project will provide permanent stability of the energy system of the Republic Macedonia and energy completing the Corridor 10. This transmission capacity on our territory will be 70 kilometers long. This project will significantly increase the stability, reliability of the power system of the Republic of Macedonia and the power systems in the region more broadly, will allow access to nodes with large production potential and provide significant corridor for the transmission of electricity to places ie . regions that are dependent on energy imports.

Keywords: infrastructureobject,400kV Transition line, environment, towers

Мимоза ФАЈДИГА[1], Бранка СТАНОЈЕВСКА[2]

ИЗГРАДБА НА 400 KV ДАЛЕКУВОД ТС ШТИП – МАКЕДОНСКО/СРПСКА ГРАНИЦА

РЕЗИМЕ

Најголема тековна инвестициска активност на АД МЕПСО е изградбата на нова 400 kV интерконективна врска со електроенергетскиот систем на Република Србија преку изградба на 400 kV далекувод ТС Штип – македонско/српска граница. Со изградба на овој далекувод, земјата станува енергетска крстосница во овој дел на Европа. Овој проект ќе овозможи трајна стабилност на енергетскиот систем на Р. Македонија и енергетско докомплетирање на коридор 10. Овој преносен капацитет на наша територија ќе биде во должина од 70 километри. Со овој проект значително ќе се зголеми стабилноста, доверливоста на електроенергетскиот систем како на Република Македонија така и на електроенергетските системи во регионов пошироко, ќе се овозможи пристап до јазли со голем производен потенцијал и обезбеди зголемен коридор за пренос на електричната енергија до места т.е. региони кои се енергетски увозно зависни.

Клучни зборови: инфраструктурен објект, 400kVдалекувод, животна средина, дв столбови

[1]MSc Civil Eng., AD "MEPSO", Skopje, Republic of Macedonia,mimozaf@mepso.com.mk
[2]BS of architecture, AD "MEPSO", Skopje, Republic of Macedonia, brankas@mepso.com.mk

1. ВОВЕД

АД МЕПСО е една од трите енергетски компании во Република Македонија, чија основна дејност е целосно и навремено остварување на јавниот интерес – пренос на електрична енергија со квалитетна и постојано проширувана преносна мрежа и управување со стабилен и доверлив електро-енергетски систем. Притоа, АД МЕПСО настојува, во својот домен на работа да ги подобрува условите за работа, да ја заштитува животната средина, како и безбедноста и здравјето при работа, со што дава безрезервен придонес за растот на македонската национална економија. Воедно настојува да ги намалува сите потенцијални ризици и дава придонес за постојано подобрување на бизнис климата во земјава. Во рамките на овие настојувања, АД МЕПСО, покрај тоа што редовно ги одржува веќе постојните енргетски објекти кои се во негова сопственост, инвестира во изградба на нови 110 kV и 400 kV далекуводи и 400/110 kV трафостаници. при што голем допринос и значење имаа и имплементираните управувачки системи според меѓународните ИСО стандарди во АД МЕПСО.

2. ИНФРАСТРУКТУРНИ ОБЈЕКТИ ВО АД МЕПСО

Во сопсвеност на АД МЕПСО спаѓаат далекуводите ,кои се од редот на инфраструктурните објекти. Далекуводите од 110 kV,220 kV и 400 kV напонско ниво се сопственост на АД МЕПСО.Во моментот АД МЕПСО располага со 82 далекуводи од 110 kV ниво, 3 далекуводи од и 220 kV и 12 далекуводи од 400 kV ниво.

АД МЕПСО во изминатите години инвестираше во изградба на 3 нови далекуводи и тоа:

- Двосистемски 110 kV далекувод: „2 x 110kV ТС Битола 3-ТС Битола 4“ со должина од 10,5 km
- 400 kV далекувод „ТС Штип – македонско/српска граница“ со должина од 70 km
- 110 kV далекувод: „ТС Скопје1 -ТС Југохром-ТС Тетово1“ со должина од 48 km

3. 400 kV ДАЛЕКУВОД „ТС ШТИП МАКЕДОНСКО-СРПСКА ГРАНИЦА“

После долги и темелни подготовки АД МЕПСО пристапи кон изградба на инфраструктурен објект - 400 kv далекувод **„**ТС Штип – македонско/српска граница**“.** Во моментов ова енајголема тековна инвестициска активност на АД МЕПСО.Со изградба на овој далекувод, земјата станува енергетска крстосница во овој дел на Европа. Овој проект ќе овозможи трајна стабилност на енергетскиот систем на Р. Македонија и енергетско докомплетирање на коридор 10. Овој преносен капацитет на наша територија ќе биде во должина од 70 километри. Со овој проект значително ќе се зголеми стабилноста, доверливоста на електроенергетскиот систем како на Република Македонија така и на електроенергетските системи во регионов пошироко, ќе се овозможи пристап до јазли со голем производен потенцијал и обезбеди зголемен коридор за пренос на електричната енергија до места т.е. региони кои се енергетски увозно зависни.АД МЕПСО изградбата на нова 400 kV интерконективна врска со електроенергетскиот систем на Република Србија преку изградба на 400 kV далекувод ТС Штип – македонско/српска граница, ја започна во 2014 година.

3.1. Основни податоци за водот

Име на водот: 400 kV вод "ТС Штип - македонско/српска граница"

Номинален напон: 400 kV

Проводници: 3 x (2 x Ал/Ч 460/95)

Заштитни јажиња: Заштитно јаже со интегрирани оптички влакна (OPGW) ASLH-D(S)bb 2x24 SMF (AL4/A20SA 106/59-13,6), AWG 19/9 126.1 mm²

Изолатори: Стаклени изолатори

Овесна опрема: Топло поцинкувана овесна опрема

Столбови: Челично-решеткасти топлопоцинкувани

Темели: Армирано-бетонски расчленети, типско решение

Вкупен број на столбови: 168 парчиња

3.3.1 Почетна и крајна точка на водот

Почетна точка на предметниот вод е идниот 400 kV портал во 400 kV-ната постројка во ТС Штип, предвидено е идниот портал да се изгради од западната страна непосредно до постоечкиот 400 kV портал за 400 kV вод „ТС Штип – македонско/бугарска граница“. Крајна точка на предметниот вод која е усогласена меѓу Р. Македонија и Р. Србија е столбот бр. 168. Овој столб е лоциран до пристапен пат непосредно до граничната линија со Р. Србија, а во близина на месноста „Еленска глава“.

3.3.2 Споен распон меѓу Р. Македонија и Р. Србија

Локацијата на првиот столб на српска теритотрија е исто така усогласена меѓу Р. Македонија и Р. Србија. Овој столб е лоциран северо-источно од последниот столб бр. 168 на оддалеченост од 413 м во близина на месноста „Модра глава“.

3.2. Активности кои се превземени пред градбата на далекуводот

Како и за секој голем инфраструктурен објект, така и за овој далекувод предземени се сите потреби активности пред склучување на договорот за изградба. Прво е изработена студија за градба и избрана е најповолната траса за самиот далекувод.После изборот на трасата изработени се:

- Инфраструктурен проект
- Основен проект градежен и електро дел
- Главни проекти за типски столбови и темели
- Студија за оценка на влијанието на градбата врз животната средина
- Елаборат за нумерички податоци
- Геомеханички елаборат за секое столбно место
- Тендерска документација
- Различни елаборати (ппз,хтз, елаборати за вкрстување со други инфраструктурни објекти)

Врз база на овие проекти и елаборати и тендерската документација распишан е меѓународен тендер за избор на најповолен понудувач.Со оглед на фактот дека проектот е финансиски подржан од Светска Банка,согласно процедурите на Светска Банка, АД МЕПСО на ден 07.02.2013 склучи Договор за негова изградба со најповолниот понудувач Конзорциумот ЕЛТЕЛ/Енергомонтажа – Шведска/Србија . Изградба на далекуводот е започната во третиот квартал од 2014 година и се очекува истиот да биде пуштен во работа во трет квартал од 2015 година.Во текстот што следи ќе биде даден краток опис на овој проект од градежен аспект и од аспект на заштита на животната средина.

3.3. Типови на столбови кои се употребуваат во градбата

Пред се мора да се напомене дека далекуводот како инфраструктурен објект се разликува од другите во тоа што овде главни носиви елементи се столбовите.Проектот за предметниот вод е изработен според Правилникот за техничките нормативи за изградба на надземни електро-енергетски водови со номинален напон од 1 kVдо 400 kV (Сл. листбр. 65/88).

Овој далелувод има 168 челично решеткасти столбови. За овој далекувод изработени се комплетни проекти за носивите и аголно затезните столбови.Проектант на столбовите е фирмата Енергомонтажа-Белград, а проектите се ревидирани од Градедежниот факултет Нови Сад. Употребени се 2 типа на носиви и 4 типа на затезни столбови.Ова се типски столбови и карактеристично за нив е што секој тип на столб е проектиран за различни висини.Најнискиот столб е 17 м.Највисокиот столб е 36,5м. Сите потребни димензии и растојанија се во директна зависност од висината на столбот .За секој тип на столб, било да е аголно затезен или носив се изработени проекти за типски темели.Типските темели се изработено за 4 различни носивости на тлото 100,150,200,300-500KN/m2,за средини без подземна вода и 3 различни носивости за

средини каде се очекува присуство на подземна вода. Користејки ги податоците добиени од Геомеханичкиот елаборат кој е изработен за секое столбно место Проектантот од табелата избира тип на темел. Да појасниме дека секој далекуводен столб се темели на 4 поединечни темелни стопи. Во зависност од носивоста димензиите на една темелна стопа се од 160/200см до 600/600см.

3.3.1 Опис на конструкцијата и материјалите

За предметниот далекувод употребени се челично-решеткасти столбови со „Y“ облик на главата на столбот.Столбовите се составени од топло-поцинкувани челични профили споени со лимови и завртки. Столбовите се проектирани за три снопа на фазни проводници *3 x (2 x Ал/Ч 460/95)* во хоризонтална рамнина и две заштитни јажиња. Сите применети столбови за предметниот вод се проектирани за основен притисок на ветер p = 75 и 90 daN/m² и дополнително оптоварување од мраз .

Според функцијата што ја извршуваат, столбовите се поделени на носиви и затезни столбови, односно:

Вкупен број на столбови .....168 парчиња

Број на аголно-затезни столбови:.....24 парчиња

Број на носиви столбови: .....144 парчиња

Должина на водот: .....69,833 km

Просечен распон: .....418,17 m

Челична конструкција: .....20,983 t/km

Просечна висина на столбови: .....29,65 m

За изработка на конструкцијата на столбовите употребени се топло валани профили и лимови кои меѓусебно се споени со завртки. Столбовите се изработени од L профили. Материјалот за конструкцијата е општ конструкциски челик со квалитет *S235JO/*S355J0,(EH10025-2), односно на челик С.0362 и С.0562 согласно МКС.

Елементите на конструкцијата споени се со необработени завртки со цврстина 8.8. За спојување на конструкцијата предвидени се завртки за метална конструкција со нормален навој (класа на изработка Б), една навртка и една подлошка.

Заштитата од одвртување остварена е со еластични подлошки (DIN 126, DIN 127A). За долниот дел од столбот до висина од 5 м над тлото предвидени со антивандал завртки и навртки.

Заштитата на челичната конструкција од корозија се врши со топло поцинкување според EN ISO 1461. Квалитетот на цинкот е нормиран во EN 1179. Минималната дебелина на наносот на цинкот врз конструкцијата изнесува 85 μm, а наносот врз навртките и завртките изнесува 55 μm.

3.3.2 Тестирање на столбовите

Како и за сите досега изградени далекуводи така и за овој извршеное испитување на матерјалот за изработка на елементите на столбот.Извршена е проверка на механичките карактеристики на материјалот , а истотака и на неговите хемиски карактеристики.Со оглед на фактот што Изведувачот столбовите ги изработуваше во фабрика во Р.Кина, употребене е челик со квалитет Q235B I Q345B (ознаки според кинеските стандарди), а овие челици се еквивалентни на челиците S235-JO и S355-JO. Проверката е извршена во самата фабрика и во Војниот институт на Р.Кина.

Покрај ова два столба еден затезен и еден носив се испитани во Кинеката испитна станица, која работи во состав на Електростопансвото на Р.Кина и е вооедно и најголема и најмодерна испитна станица во светот каде се испитуваат столбови од целиот свет со кои се користат за напонско ниво до 1000kV. На слика1 е даден столбот спремен за испитување на испитната

станица. Столбовите се испитани на 5 случаи на оптоварување носивите, а затезните на 6 случаи на оптоварување.

Потоа при фабричкиот прием на столбовите извршена е пробна монтажа на сите 6 различни типови на столбови и проверка на дебелината на цинковата превлака.(слика2).

3.4. Градба на далекуводот

Карактеристично за градбата на далекуводите што од градежен аспект, секое столбно место моќе да се третира како посебен објект.Тоа многу доприносува да со добра организација за релативно краток рок се успее да се изработат темелите заедно со анкерскиот дел а потоа да се помине кон монтажа на столбовите.При градбата се почитувани сите законски обврски, односно од страна на стручни фирми и институции е вршена контрола на ископ/прием на градежни јами, контрола на арматура, вграден бетон,контрола на челикот,визуелни контроли и слично.Да напоменеме дека покрај овие работи за кои веќе пишувавме при градбата се направени и пристапни патишта кој служат за достава на материјали,механизација и работници до секое столбно место, на одредени места се поставени цевки и канали за одводнување.

Слика1. Столбот на испитна станица

Слика 2. Фабричка проверка

Слика 3. Единечна стопа

Слика 4. Монтирани столбови

Слика 5. Монтажа на столб

Слика 6. Монтиран долен дел на столб

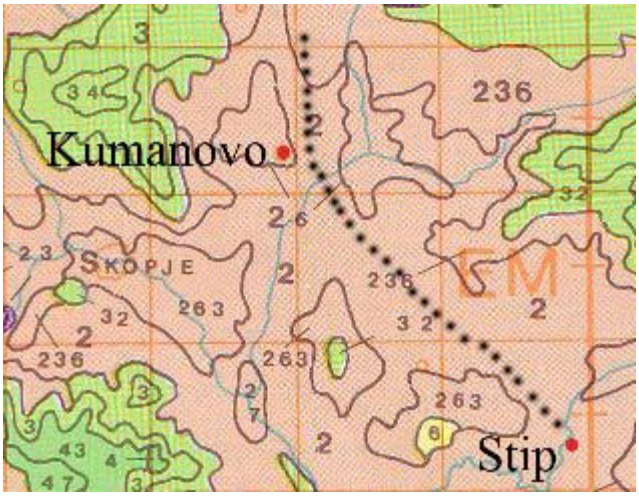
3.5. Студија за оцена на влијанието на градбата врз животната (СОВЖС)

Студијата за оцена на влијанието на градбата врз животната средина претставува базичен документ за подршка на процесот на планирање и спроведување на проектот за воспоставување на интерконективен 400 kV далекувод помеѓу Република Македонија и Република Србија.

Студијата е документ со кој се утврдува оправданоста на проектот и се задоволуваат принципите на одржливиот развој и тоа:

- Начелото напретпазливост;
- Меѓугенерациската правичност;
- Конзервацијата на биолошката разновидност и еколошкиот интегритет;

Опфатот на Студијата го вклучува делот од планираниот далекувод кој се протега на територијата на Република Македонија, од 400 kV далекуводно поле во постојна ТС 400/110 kV Штип, до приклучна точка на македонско-српската граница.



Слика 7. Траса на далекуводот

Оцената на влијанието врз животната средина (ОВЖС), вклучително и процесот на консултации со јавноста, се дел од процедурите за планирање и издавање решение за спроведување на проект, утврдени во македонскиот Закон за животната средина. Надлежен орган за процедурата за ОВЖС е Министерството за животна средина и просторно планирање (МЖСПП).

Студијата за ОВЖС за 400 kV далекувод ТС Штип – македонско/српска граница е изготвена од страна на консултантски тим на WYG International, во рамките на Проектот за инфраструктурни капацитети за Западен Балкан (Infrastucture Projects Facility for Western Balkans), финансиран од страна на Европската Комисија.

Студијата за ОВЖС е комплексен документ кој, анализирајќи повеќе алтернативи, го дефинира коридорот на идниот далекувод.

Избраниот коридор за 400 kV далекувод ТС Штип – македонско/српска граница е со ширина до 500 метри. За истиот се изработени описи на животната и социјалната средина, анализирани се влијанијата врз животната средина од спроведување на проектот - фазата на градба и оперативната фаза.

Една од најбитните задачи на Студијата е определување на мерките(Mitigation Measures) за намалување на негативните влијанија на предметната градба врз животната срединаи планот за мониторинг во текот на градбата, како и во оперативната фаза на објектот.

Истите се применуваат во целост, во текот на градбата, опфаќајќи постапување согласно планот за управување со отпад, планот за управување со сообраќајна инфраструктура, планот за управување со безбедност и здравје при работа, мониторинг на загадување на воздухот (употреба на апарат за постапување со SF_6 гасот), мониторинг за бучава, задолжителен мониторинг на коридорот на движење на птиците во оперативната фаза, задолжителни мерења на нејонизирачко електромагнетното зрачење во оперативната фаза.

Една од бараните мерки за намалување на негативното влијание на градбата врз животната средина е поставувањето на одбојници (дивертери) за птици во функција на намалување на опасности од судир со птици, како и усмртување на птици од струен удар.

На предметниот далекувод се поставуваат одбојници, (согласно Студијата), на потезите од столбно место (с.м.) 64 до с.м.66 – област околу селото Орел,од с.м.66 до с.м.76 – област околу селото Долно Ѓуѓанце и од с.м.108 до с.м.119 – област околу селото Зубовце.

Одбојниците кои се поставуваат, (на заштитното јаже), се RIBE - B181/5 Bird flight diverter flags, single marking straps – изработени од нерѓосувачки челик, во црно – бела боја.Се поставуваат на 60% од делницата меѓу два столба и тоа на 40м`меѓусебно растојание.

Ваков вид зафат – поставување на одбојници за птици - за прв пат се реализира во РМ и во регионот на западен Балкан.

Во оперативната фаза на објектот ќе се спроведе мониторинг на коридорот на движењето на птиците и ќе се анализираат ефектите од овој вид зафат.

Во секој случај, АД МЕПСО ги спроведува предложените мерки за намалување на влијанијата врз животната средина, со цел да обезбеди дека истите ќе се одржуваат на прифатливо ниво, во текот на целиот животен циклус на интерконективниот 400 kV далекувод.

4. ЗАКЛУЧОК

Овој инфраструктурен објект е многу значаен за работата на АД МЕПСО, а воедно и за цела Р.македонија, затоа што со градбата на предметниот 400 kV вод меѓу двата система ќе се овозможи размена на електрична енергија до 600 MW, односно трансакција на електрична енергија од пошироко регионално значење.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Основен проект за дв 400Кв ТС Штип-мак.срп.граница,(ЕНМ,2013)

[2] Правилник за за техничките норма¬тиви за изградба на надземни електроенергетски водови со номинален напон од 1 kV до 400 kV (Сл. лист бр. 65/88)

[3] Геомеханички елаборат, (Геотехника нова,2013)

[4] Основен проект за столбови, (ЕНМ Белград,2013)

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanskiodredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST - 22

Bozo SOLDO[1]

PROTECTION OF THE CONSTRUCTION PIT OF THE KT PUBLIC GARAGE IN VARAŽDIN

SYMMARY

Protection of construction pit for public garage on Kapucinski Square (KT) in Varaždin was performed in cohesionless soil under high level of underground water. Original design was to seal off pit bottom by jet grouting. That design solution was the result of local experience and practice. In accordance with the proposal made by geotechnical monitoring, new design solution was done. New design consisted of deepening the diaphragm and continuous pumping of groundwater. There have been additional investigations which have confirmed the design assumptions. The price analyzes showed that the new solution is more economically. Construction of pit and underground garage construction was carried out successfully and in accordance with the new project solution under the constant geotechnical supervision.

Keywords: construction pit, permeability, supervising geotechnical engineer, monitoring.

Божо СОЛДО[1]

ЗАШТИТА НА ГРАДЕЖНА ЈАМА НА КТ ЈАВНА ГАРАЖА ВО ВАРАЖДИН

РЕЗИМЕ

Заштитата на градежната јама за јавната гаража на плоштадот Капуцин (КТ) во Вараждин беше изведена во некохезиона почвата под високо ниво на подземна вода. Оригиналниот проект беше да се запечати дното на градежната јама со торкретирање. Ова проектно решение е резултат на локалните искуства и пракса. Во согласност со предлогот на геотехничкиот мониторинг, беше направен нов проект. Новиот проект се состои од продлабочување на дијафрагмата и континуиран транспорт на подземните води. Извршени се и дополнителни испитувања кои ги потврдија претпоставките на проектот. Анализите покажаа дека цената на новото решение е повеќе економска. Изградбата на јамата и на подземната гаража беше спроведена успешно и во согласност со новото проектанско решение, под постојан геотехнички надзор.

Клучни зборови: градежна јама, водопропустливост, надзорен геотехнички инженер, надзор

[1] BSc, Varazdin, Croatia, bsoldo@gmail.com

1. INTRODUCTION

The paper describes the course of work on the execution of the construction pit protection structure for the public garage project at the Kapucinski Square (KT) in Varaždin. Previous works on the protection of construction pits at Varaždin, which have been going on for more than four decades, have been very difficult owing to the presence of high ground water levels (on average about 4m under the ground surface), while structures in question were considerably smaller in size and had lesser ground depth than the KT Garage. Taking into account the mentioned factors and having in mind additional findings about ground conditions in Varaždin [1] (that primarily consist of cohesionless materials) from the very beginning of works all participants in the construction were aware that they were faced with a great challenge. The first design solution [2] for the protection of works in dry conditions was sealing (of) the construction pit bottom using jet grouting i.e. establishing lesser permeability ("bottom clogging"). A problem, however, consisted in a difficult execution of a test field of jet grouting due to the unexpected compactness of cohesionless material in the area of the designed sealing [3], [4]. Following the recommendation of the supervising geotechnical engineer additional investigations that included field and laboratory testing were undertaken [5], [6]. Based on the collected data, established facts and after considering all the aspects the supervising geotechnical engineer was contemplating all the issues, studying them and suggesting alternative options to other participants in the construction and most of all to the design team. After quickly implemented procedures the expert team thought about possibilities to come up with a better design solution which consisted of a considerably simpler approach to the problem. A new solution [7] implied a deeper standard waterproof lateral diaphragm and constant pumping of ground water on several positions within the construction pit. The implementation of this solution was not accompanied by any adverse events as it was the case with earlier projects.

2. INITIAL PROJECT SOLUTION

Initial solution concept of protection [2] to work in dry environment was “sealing” the bottom of the construction pit by using a jet grouting method ie by establishing a reduced permeability ("bottom clogging ").

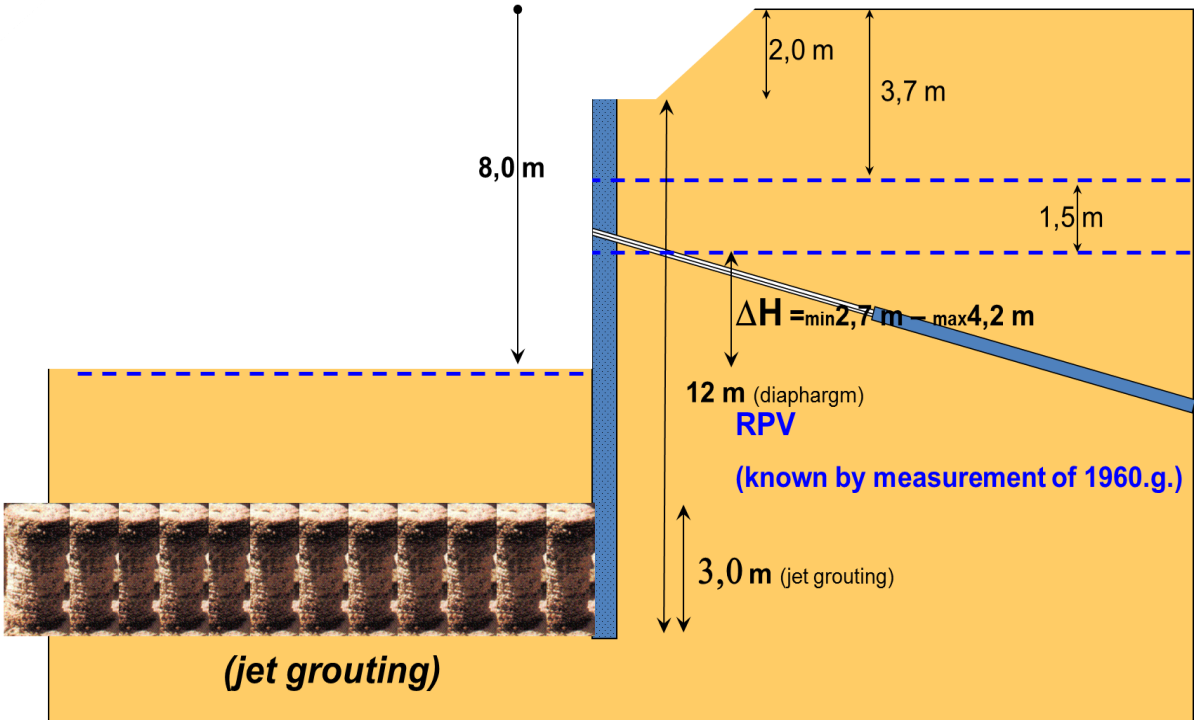


Figure 1. The initial solution for protection of construction pit

This project solution was created with the knowledge of initial geotechnical report [1] which shows that the project location is composed of noncohesional material, ie mixture of gravel and sand and it is

known that such material is theoretically highly permeable (glacial till) [8], [9], [10] which means that the procedure is impossible to perform without “sealing” the bottom of the construction pit. It's also been known that in the last four decades on to the neighboring locations there have also been major problems even on the simpler structures.

Calculating the percolation using known theoretical interval of limits of water permeability coefficient for the noncohesionless materials the result showed huge quantities of water in specific period of time, ie more than 500 liters per second for subject construction pit considering the situation without bottom improvement ("bottom clogging ").

Due to problem arising at the only beginning of the performance ie difficulty performing experimental jet grouting field because of the unexpected compactness of noncohesionless material in the area of the designed sealing, supervising geotechnical engineer decided for fast additional investigations.

3. OBSERVATIONS - RESEARCH DURING CONSTRUCTION

When predicting the behavior of geotechnical interventions is difficult then it is appropriate to apply the approach known as “Observation methods” (methods of scientific observation or monitoring) in which project designs/amends during the process of construction on field [11].

Course of research was agreed and concluded among other things, must be:

- Monitoring reveals whether there is justification for observation, ie supervising geotechnical engineer decides whether the outcome will be within acceptable limits,
- Feedback and testing results must arrive fast enough in relation to the possible development of events in the system performance, and it is necessary to meet the deadlines
- Additional tests during construction ie observation results confirms supervising geotechnical engineer.

Additional research consisted of:

- additional investigations of noncohesionless material from project location that included field and laboratory testing
- gathering information about the construction pit protection from water on similar sites, and examining the preserved records, photos, articles, interviews and more.

Field testing of permeability was examined by depth in boreholes [5]. Based on the more in depth test results were obtained with slightly lower permeability coefficients but not yet promising because after the calculation with this lower coefficients the result was still a considerable amount of water. Hope for further study were those that these field test permeability coefficients were horizontal and not vertical. The assumption was that the vertical permeability coefficient is much smaller than the horizontal one.

Laboratory tests [6] of particle size distribution (granulometric tests) were quite promising for permeability of the specific soil layer just below the depth of the construction pit but it was still rated as layer of insufficient thickness and position.

4. SECOND PROJECT SOLUTION

After this information and during the next research supervision proposed a new solution with 3 m deeper standard waterproof lateral diaphragmcompared to the initial solution. Expert team accepted new project solution which consisted of deeper standard waterproof lateral diaphragm and 2,5 m layer of jet grouting or less if justification for that is noticed during the performance.

5. THIRD (FINAL) PROJECT SOLUTION

Supervision still proposed a new research method. Additional studies after the field and laboratory testing took place. It was only field test which included smaller excavation pit in the middle of the

construction pit same depth as the final construction pit and pumping the underground water with option for reducing ground water level to the required one.

With this possible lowering of groundwater level, piezometers were installed in and out of the construction pit to measure the water depth (for observing the water pressure at a depth below the bottom of the construction pit). The water level was lowered to the required level with decreasing >3,5 m with pumping 70 liters of water per second.

After these results, which were contented because water level dropped to the project designed level only with water pumping and at the same time taking into account the water pressure in the piezometers at a depth below the bottom of the pit.

After these results, a new project solution III [8] is suggested(and the final one) which consisted of deeper standard waterproof lateral diaphragm long with bottom pit drainage with drains and groundwater pumping in the middle of the construction pit. Along with this solution [8], in addition to the stability of the construction pit, supervision proposed pumping water from drilled wells depth of 7 m below the bottom of the construction pit.

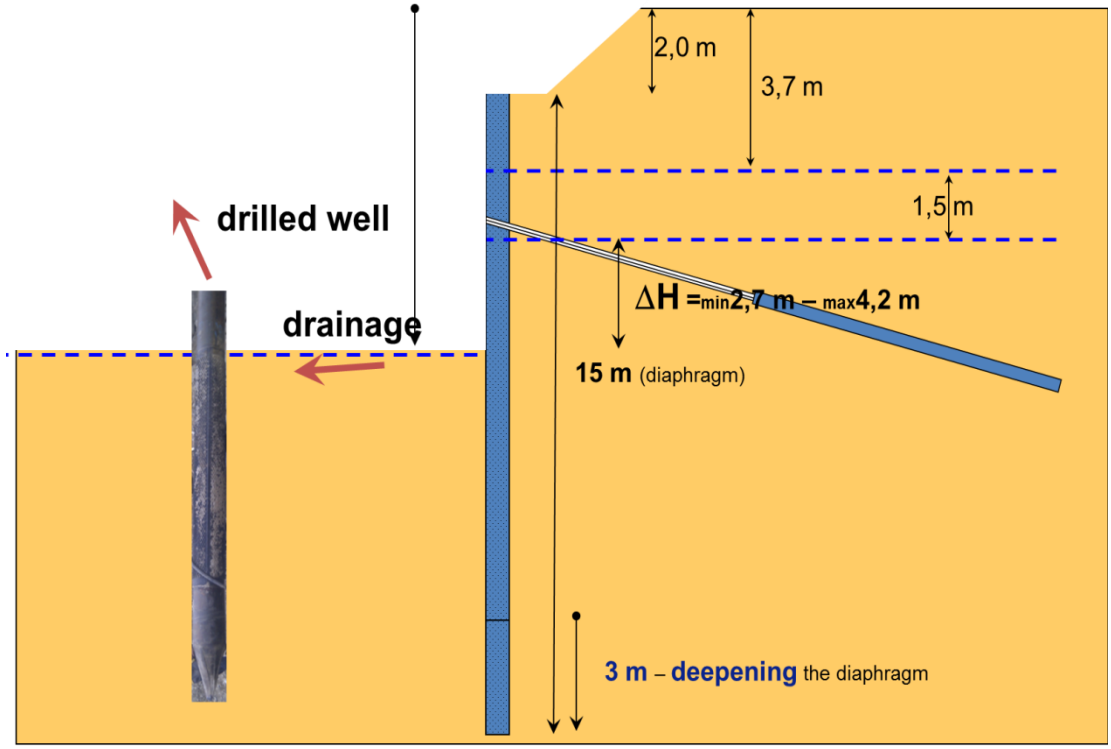


Figure 2. Final project design solution

This solution with additional pumping from drilled wells consisted of the total pumping capacity of 100 liters of water per second until establishing the equilibrium pressure of the weight from the building and water pressure (buoyancy).

6. CONCLUSION

Observing the whole process performance, in addition to proposing additional research during construction supervision has proposed and designed solutions during the construction progress [12]. Gathering information about the construction pit protection from water on similar sitesplayed a major role in this. Final project solution was successfully performed, without any adverse events, with achieving economically, easier and simpler solutions compared to the previous project solutions on the same object and in relation to projects in the past on the nearby buildings with the same problems and the same goal.

REFERENCES

[1] Geolab, (2008): Geotehnički elaborat za potrebe temeljenja podzemne garaže na Kapucinskom trgu, Varaždin

[2] Conex-Zg, (2010): Projektna dokumentacija zaštite građevinske jame za garaže na Kapucinskom trgu, Zagreb

[3] R.H.Morin, (2005): Negative correlation between porosity and hydraulic conductivity in sand-and-gravel aquifers, Journal of Hydrology 316, 43–52

[4] Soldo, B. &Štuhec, D., (2006): D. Contribution to Research on Rock-fill Dam Modelling Material, Conference on Water Observation and Information System for DecisionSupport, Ohrid, http://www.balwois.org/, A-390

[5] Geoservis-As, (2011): Izvješće o ispitivanju vodopropusnosti u jami za garažu na Kapucinskom trgu u Varaždinu, Varaždin/Zagreb

[6] Geotehnički fakultet, (2011): Izvješće o ispitivanju propusnosti nekoheretnih iz građevinske jame za garažu na Kapucinskom trgu, Varaždin

[7] Geokod-Zg, (2011): Glavni i izvedbeni projekt zaštite građevinske jame za garaže na Kapucinskom trgu, Zagreb

[8] N. Sivakugan (2005): Permeability and Seepage, Chapter 7, http://www.geoengineer.org/files/siva-seepage.pdf

[9] Freeze AR, JA Cherry, (1979): Publishedvalues for hydraulicconductivitybased on sediment type, Groundwater. PrenticeHall: UpperSaddleRiver, NJ., EVR 4211L – WaterresourcesLab

[10] Terzaghi, K., Peck, R.B., andMesri, G (1996): Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd dition, JohnWiley&Sons, New York

[11] BS EN 1997, (2004): Eurocode 7: Concise Eurocodes: Geotechnical design: Eurocodes 7, General rules, Part 1

[12] BS EN 1997, (2007): Eurocode 7: Concise Eurocodes: Geotechnical design: Eurocodes 7, Ground investigation and testing, Part 2

ДГКМ
ДРУШТВО НА ГРАДЕЖНИТЕ КОНСТРУКТОРИ НА МАКЕДОНИЈА

Партизански одреди 24,
П.Фах 560, 1001 Скопје
Македонија

MASE
MACEDONIAN ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Partizanski odredi 24,
P. Box 560, 1001 Skopje
Macedonia

mase@gf.ukim.edu.mk
http://mase.gf.ukim.edu.mk

ST-23

Damjan DENKOVSKI[1], Goran TODOROSKI[2]

STRENGTHENING OF STEEL STRUCTURE IN THE AREA OF OLD TURKISH BAZAR IN SKOPJE

SUMMARY

Today we are witnesses of strengthening many old steel structures that have been build many years ago, but no technical documentation or maintenance program exist. Strengthening of these buildings should be accompanied with the intensive and wide site investigation works, which should be done prior starting the design for strengthening the building, thus to find a structural solution which is in accomplishment with the real state of the structure and the building as well. For the building in Turkish Bazaar in Skopje two different solutions have been proposed for strengthening the longitudinal frames. The first one with vertical bracings on ground level proposed, and the second one was a strengthening of the ground floor beams and columns thus activating their "frame behavior".

Keywords: old structures, site investigation, structural damages, corrosion, redesign, strengthening

Дамјан ДЕНКОВСКИ[1], Горан ТОДОРОСКИ[2]

ЗАЈАКНУВАЊЕ НА ЧЕЛИЧНА КОНСТРУКЦИЈА ВО ЗОНАТА ОД СТАРА ТУРСКА ЧАРШИЈА ВО СКОПЈЕ

РЕЗИМЕ

Денеска сме сведоци на зафати за зајакнување на старите и дотраени челични конструкции кои се изградени пред многу години, но за истите не постои никаква техничка документација или програма за одржување. Зајакнувањето на ваквите конструкции треба да е проследено со обемни и сериозни истражни работи на лице место, кои треба да претходат на изработката на проектот за зајакнување, со што би се изнашло соодветно конструктивно решение кое одговара на реалната состојба на објектот. За објект лоциран во Старата Турска чаршија во Скопје предложени се две решенија за зајакнување на носивата конструкција. Едно со додавање на вертикални спрегови и друго со зајакнување на столбовите и гредите од приземјето.

Клучни зборови: стара конструкција, истражни работи, оштетувања, корозија, зајакнување,

[1] BSc Civil Engineer, Virendel, Skopje, Republic of Macedonia, denkovskidamjan@yahoo.com
[2] MSc Civil Engineer, Virendel, Skopje, Republic of Macedonia, goran@agem.com.mk

1. ПРОБЛЕМИ И РЕШЕНИЈА

Објектот кој е предмет на овој труд е изведен во централниот дел на Старата Турска Чаршија пред 40 години како челична носива конструкција, дрвена подконструкција и дрвени кровни греди. Заради тоа што објектот се наоѓа во дел со историско наследство како и комплицирана сопственост, не е дозволено истиот повторно да се изгради од темели. Димензиите на објектот во основа се 28.8м x 10.15м и висина од 5.5м. Составен е од 9 попречно поставени рамки на меѓусебно растојание од 3600 мм. За фасадна подолжна рамка се смета рамката во оска 1 (слика 5), за задна рамка, рамката во оска 4 (слика 5). Столбовите од подолжната фасадна и задна рамка се изработени како кутија од два U8 профили заварени од место на место, додека столбовите од средните рамки се изработени како кутија од два U10. Меѓукатната конструкција е изведена со дрвени талпи 5/30 и патос од ламинат.

Проектот за глобална реконструкција и зајакнувањето на носивата конструкција е изработен без никакви претходни истражувања, без оригинална документација и технички податоци за објектот. Почнувајќи со откривање на кровот, фасадата и преградните ѕидови се согледува во навистина каква состојба е носивата конструкција, како и дека голем дел од податоците предвидени за зајакнување на конструкцијата не кореспондираат со реалната состојба на градилиштето. Разликите се јавуваат во два основни конструктивни елементи. Првата разлика е кај вертикалниот спрег (Слика 1) за кој веќе има предвидено зајакнување но истиот на објект не постои и втората разлика е во хоризонталните греди за кои во техничката документација стои дека се UPN160 наместо UPN100 која е вградена во конструкцијата. Врските во конструкцијата се зглобни наместо вклештени (Слика 2). Поклопување со проектната документација се јавува во столбовите кои се изведени од 2U80. На лице место забележани се и дополнителни оштетувања на челичната конструкција, лошо анкерување (Слика.3), корозија на столбовите и спреговите како и недостаток на елементи од вертикални спрегови во подолжен и попречен правец на што укажуваат трагите на челичните плочки од спрегот.

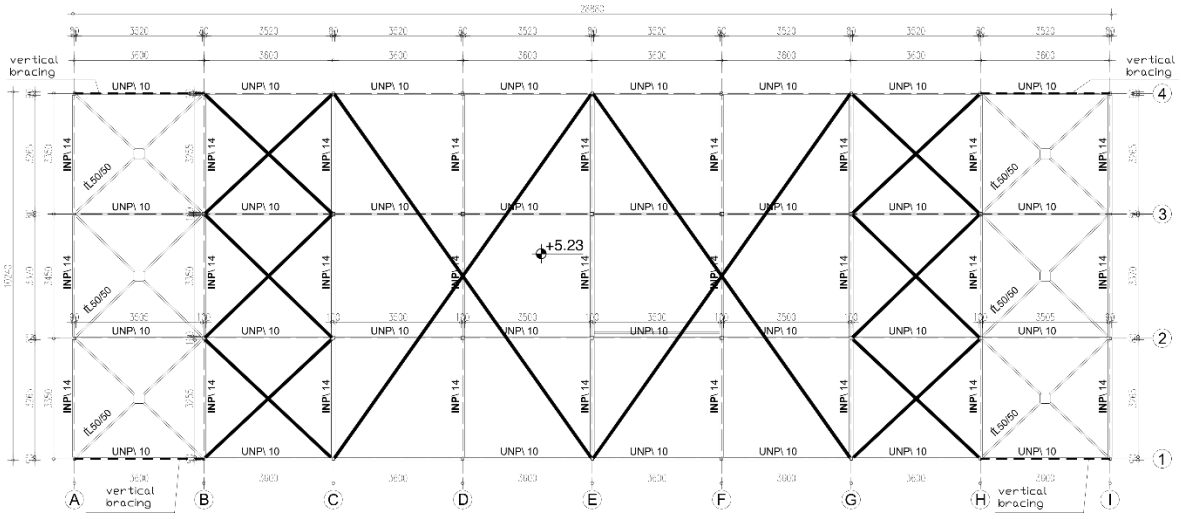
Слика 1. Вертикален спрег без дијагонала

Слика 2. Зглобна врска , греда - столб

Слика 3. Несоодветно анкеруван на столб

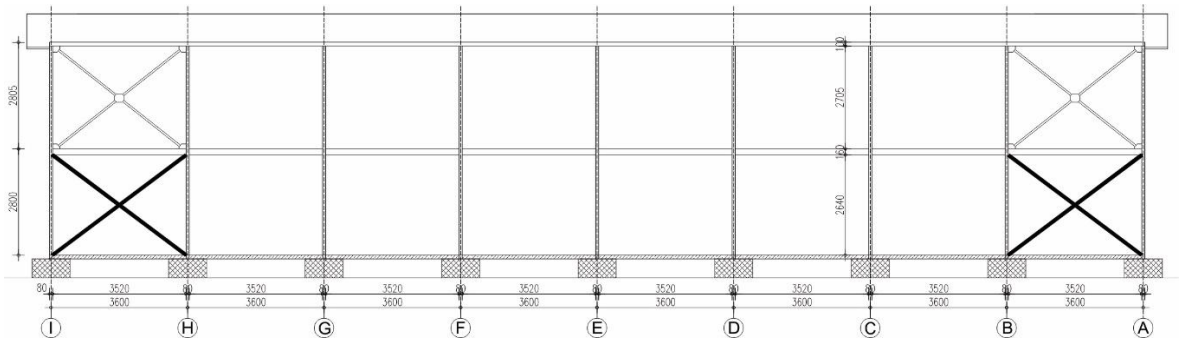
Слика 4. Столб излезен од рамнина за 40mm

По извршењето мерење на столбовите добиени се резултати според кои деформацијата на врвот на столбот изнесува околу 40мм (Слика 4). Откако се направени сите овие мерења и увид во конструкцијата предложени се две решенија за зајакнување на носивата конструкција. За да се спречи нормално поместување на рамките додадени се џамбо спрегови во кровната рамнина со што се овозможува заедничка работа на сите рамки (Слика 5).



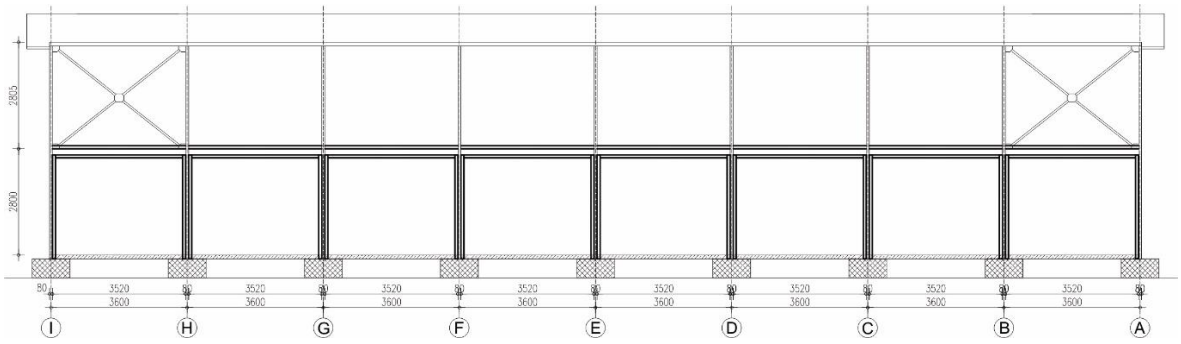
Слика 5. Дополнителни спрегови во кровна рамнина

За зајакнување на подолжната фасадна рамка предвидено е различно техничко решение, наједноставно и економично, со додавање на вертикални спрегови на приземје во предната и задната подолжна рамка (Слика 6). Меѓутоа ваквото решение не е прифатено од страна на сопствениците на објектот кои приземните простории ги пренамениле во мали продавници и оттука излогот им е од најголема важност, дури и пред безбедноста на објектот. Ова се нагласува од причина што со подетално снимање на постоечката состојба со сигурност е утврдено дека на фасадната подолжна рамка, во крајните полиња постоеле вертикални спрегови и во приземјето, изведени со по една вкрстена винкла, но истите се неконтролирано отстранети, со претпоставка дека на сопствениците им сметале на излогот. Ваквиот бесмислен чин всушност и го довел објектот пред колапс, и е една од главните причини за трајната измерена деформација на фасадната подолжна рамка која изнесува околу 20 мм. Кај задната подолжна фасадна рамка кај која спреговите останале во функција, такви аномалии нема.

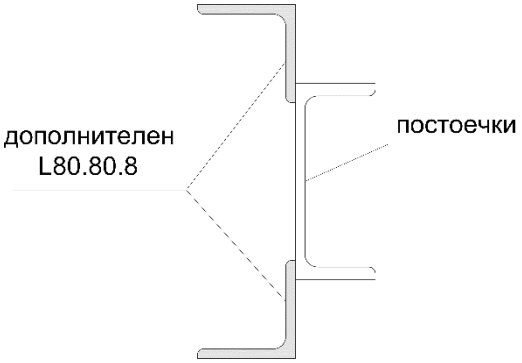


Слика 6. Решение 1, зајакнување со вертикални спрегови

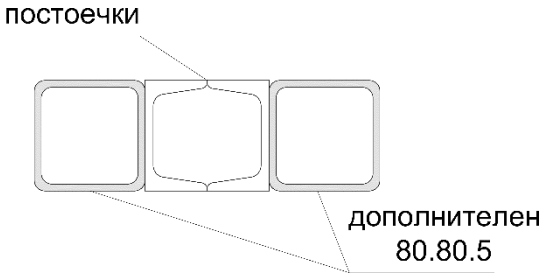
Со второто решение е предвидено да се обезбеди систем на рамка со зајакнување на столбовите со два дополнителни профили K80.80.5 до висина од 3.0 м (Слика 7, Слика 9 и Слика 10), зајакнување на гредите на приземје со заварување на дополнителни аголни профили на горната и долната фланша на постоечката греда и обезбедување на вклештена врска со заварување (Слика 7, Слика 8 и Слика 10).



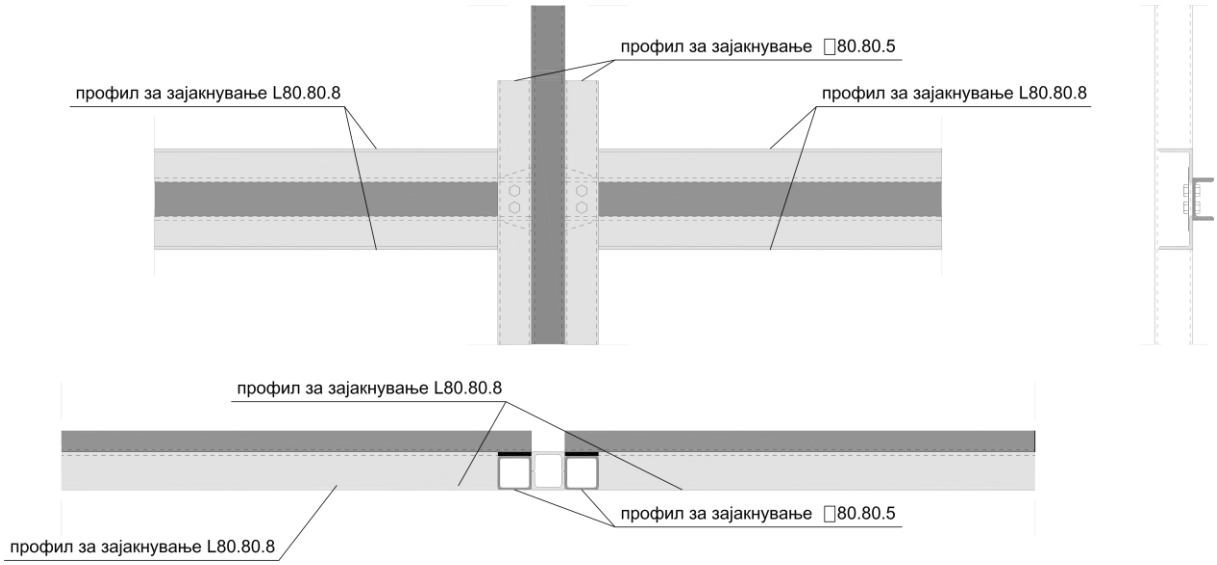
Слика 7. Решение 2, зајакнување на столбови и греди



Слика 8. Детал на зајакнување на греда



Слика 9. Детал на зајакнување на столб



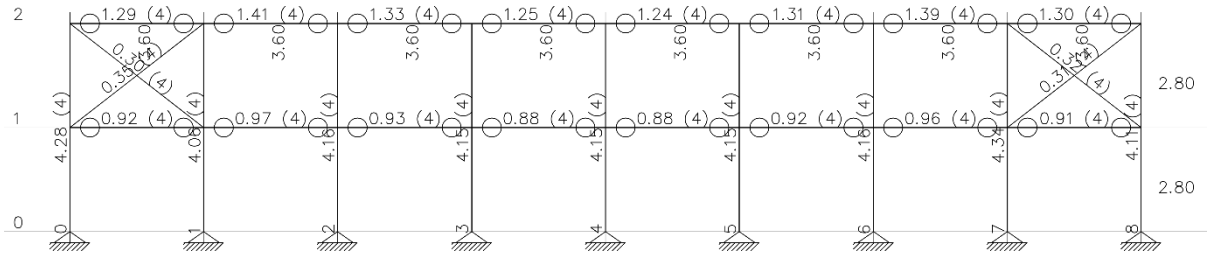
Слика 10. Решение 2, изглед на деталот во јазел

2. АНАЛИЗА НА МАТЕМАТИЧКИ МОДЕЛИ

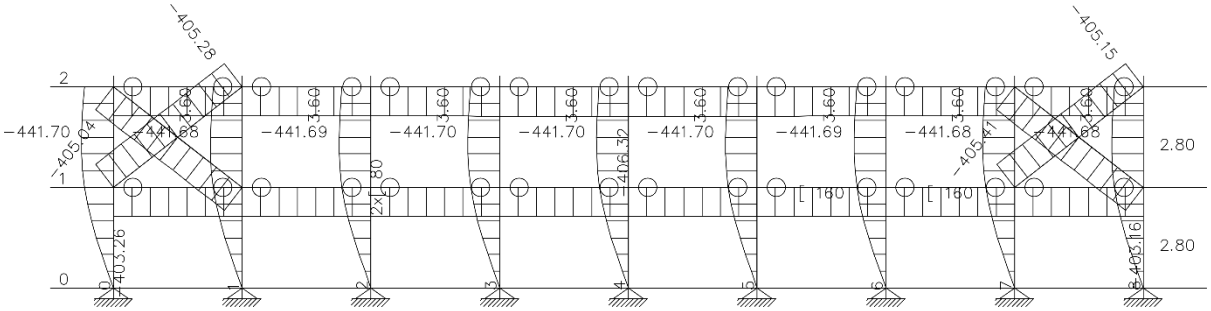
За трите случаи изработени се математички модели за анализа на конструкцијата, за да се даде приказ како таа се однесува под дејство на хоризонтални и вертикални товари (влијанија). Во моделот број 1 врските помеѓу носивите елементи како и врската столб - темел се земени како зглобни, како што е и реалноста, додека во останатите два модели врската помеѓу носивите елементи е вклештена, додека врската со анкерната плоча останува зглобна.

Првиот модел ја прикажува состојбата пред да се изведе зајакнувањето на подолжната рамка и како таа се однесува под дејство на хоризонтални и вертикални товари (Слика 11 и Слика 12). Добиени се резултати кои покажуваат четири пати поголеми напрегања над граница на

дозволените како и поместувања од 440 мм на врвот на столбот кои се недозволиви и од каде што јасно се гледа потребата од посериозна интервенција на конструкцијата.

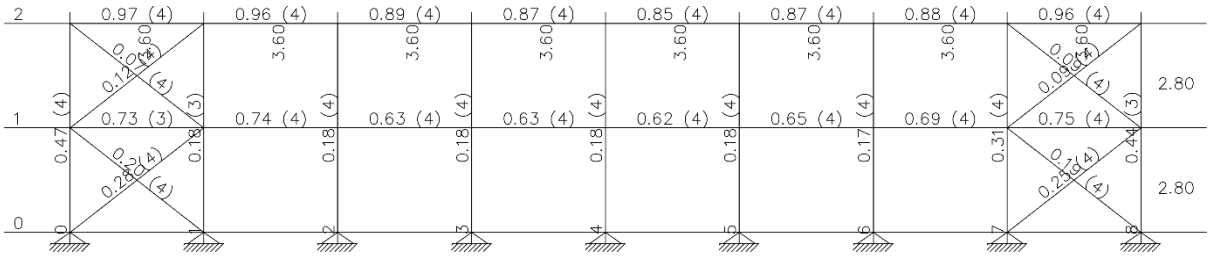


Слика 11. Состојба пред зајакнување, искористеност на пресеците

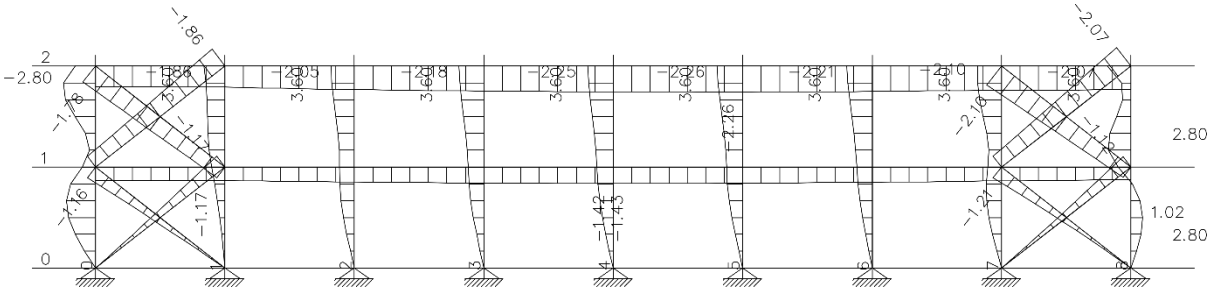


Слика 12. Состојба пред зајакнување, поместувања

Вториот модел е изработен врз база на првото решение, односно со додавање на два вертикални спрега на приземјето изработени од L50.50.5. По ваквата интервенција може да се забележи дека целата конструкција се "смирува" и се добиваат напрегања и поместувања на конструкцијата во дозволените граници (Слика 13 и Слика 14). Резултатите кои се добиваат се само потврда за ефективноста на ваквото едноставно решение.

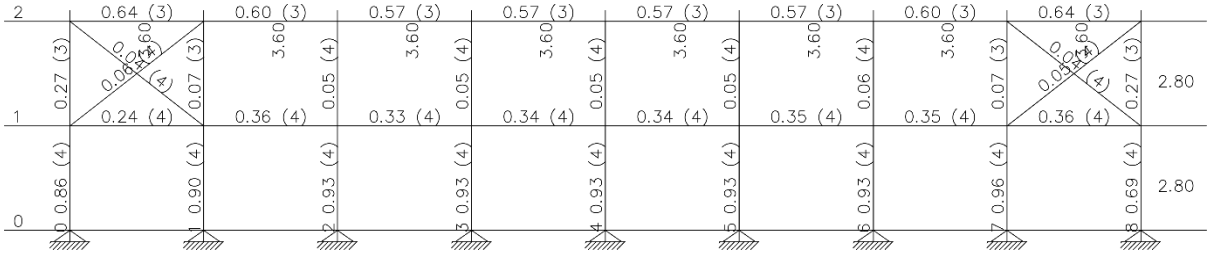


Слика 13. Решение 1, искористеност на пресеците

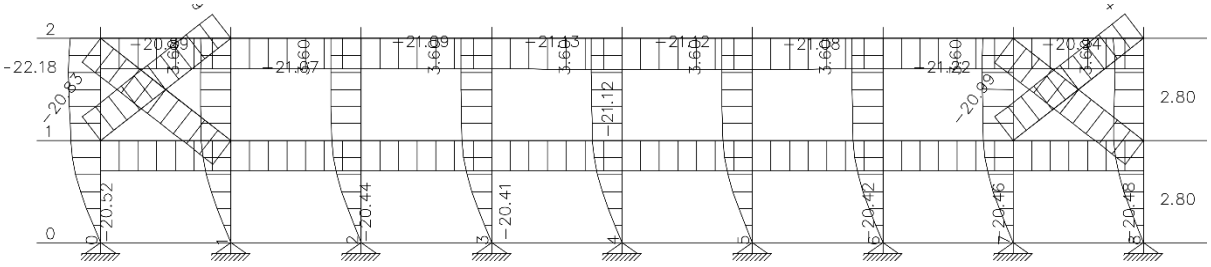


Слика 14. Решение 1, поместувања

Третиот модел е оној каде што се врши зајакнување на столбовите и гредите (Слика 15 и Слика 16). Резултатите од третиот математички модел покажуваат дека и на овој начин успешно може да се изврши за зајакнувањето, но во споредба со првото решение разликата во тежините не е занемарлива.



Слика 15. Решение 2, искористеност на пресеците



Слика 16. Решение 2, поместувања

На истиот модел направена е и проба од која што се гледа дека зајакнувањето на столбовите повисоко од 3м не дава некои значителни промени во поместувањето и напрегањата, поради што истите се зајакнувани до одредена висина која излегува над врската со спратната греда.

Зајакнувањето на конструкција опфати и целосна замена на долниот дел од три столба од задната подолжна фасада кои беа зафатени од прогресивна корозија, од причини што со партерното решение, нестручно наместо бетонски парапет се изведени некакви бетонски корита кои требало да имаат функција на жардинери. Истите со тек на време се наполнети со земја која е во директен контакт со челичните столбови и вертикалниот спрег чија дијагонала недостига (Слика 1), па оттука континуираната влага, лошата заштита и несреќно избраниот "дводелен" пресек на столбовите допринеле до несватлив степен на корозија на металот од преку 80%. За овие уништени стобови (терминот оштетен воопшто не е адекватен на затекнатата состојба) е применет истиот детаљ од зајакнување на столбовите од фасадната рамка, која интервенција во случајот всушност преставува замена за кородираните столбови.

3. ЗАКЛУЧОК

Зајакнувањето на старите објекти во случај на недостаток на техничка документација или податоци треба да се придружени со интензивни истражни работи на лице место, за да се изнајде конструктивно решение кое е во согласност со вистинската состојба на конструкцијата на објектот. За целиот процес на зајакнување многу важни се и податоците со кои се влегува во математичкиот модел се со цел да се добие поточно однесување на конструкцијата, односно податоците прибрани од лице место како такви да се внесат во софтверот за анализа. Во конкретниот случај при изведување на градежните работи се забележани многу недостатоци. Споредбата на двете различни санациони решенија укажува дека проблемот на подолжната фасадна рамка едноставно може да се реши со додавање на само два вертикални спрега во приземето, за разлика од скапото и комплицирано решение со активирање на "рамовски ефект" преку зајакнување на столбовите и гредите

Истажните работи кај овој објект уште еднаш не потсетија на лошото искуство со столбовите формирани од 2У профили, без целосен провар на врзните шавови, кои допуштаат вода и влага да навлезе во внатрешноста на столбови, и во услови на непостоење на можност да се изврши увид во состојбата внатре во столбот, можно е да дојде до неочекувани и несакани последици по столбовите и целата конструкција. Денес во услови на широк избор на цевасти профили по цена дури и пониска од топловаланите профили, изборот на формирање на кутијаст профил од 2 У топловалани профили е непотребен, дури на одреден начин и ризичен.

ДРУШТВО ЗА ГРАДЕЖНИШТВО А.Д. СКОПЈЕ

БЕТОН

CONSTRUCTION COMPANY J.S.C. SKOPJE

Construction company BETON J.S.C.
Mile Pop Jordanov 32a 1000 Skopje,
Republic of Macedonia
phone:+ 389 2 5513 700; + 389 2 3080 888
email:beton@beton.com.mk
www.beton.com.mk

BETON, Construction as inspiration!

GRANIT

BUILDING & CONSTRUCTION

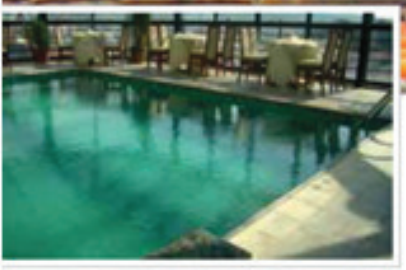
Veljko Vlahovik 8, 1000 Skopje, Macedonia; tel. + 389 2 3218 703; email: kabinet@granit.com.mk; **www.granit.com.mk**

ADING

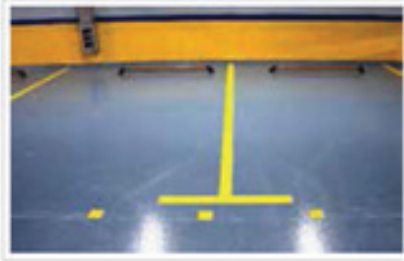
ingredient of each construction

Business system for production, application and sale of chemical materials for construction industry

since 1969...



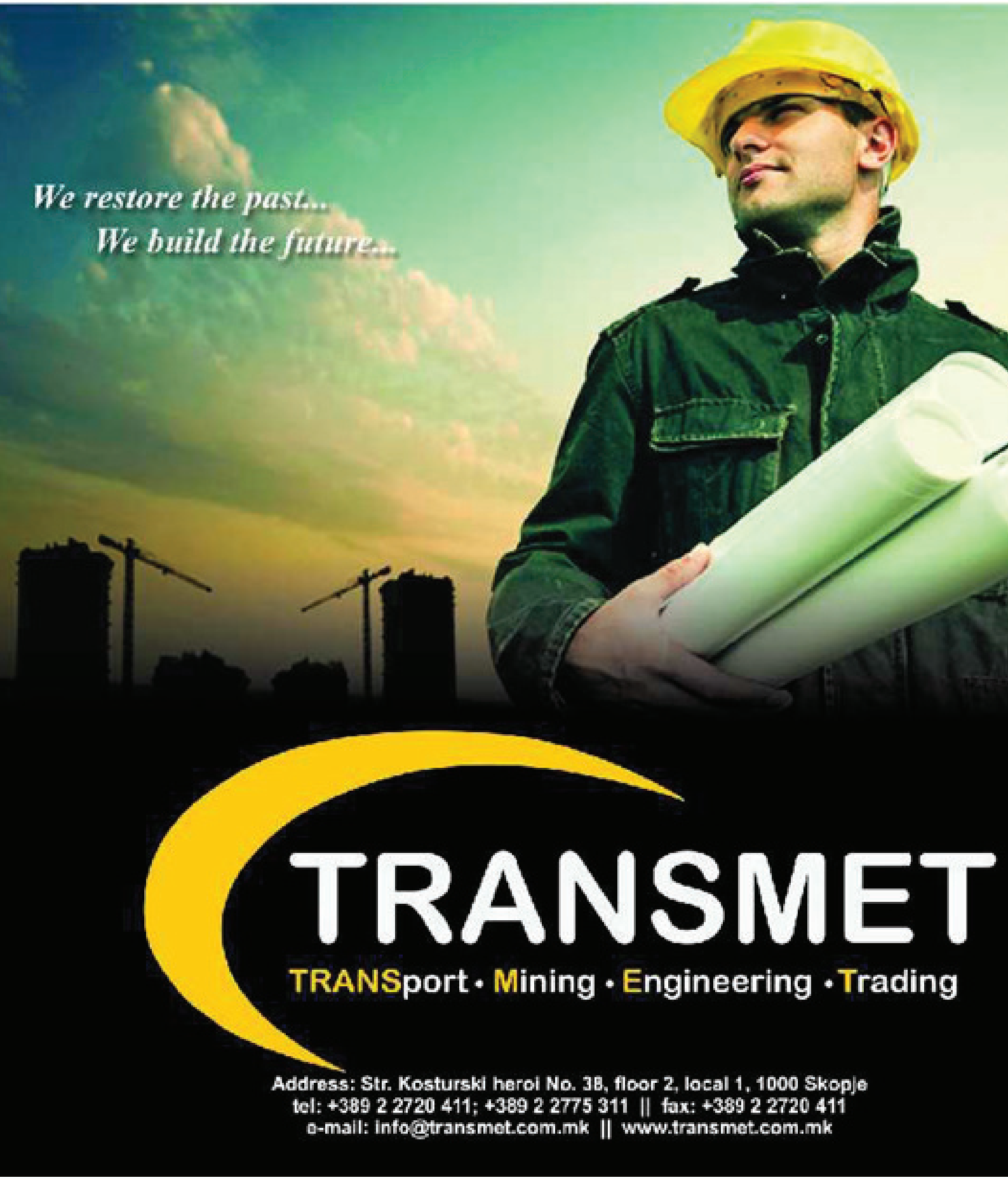
www.ading.com.mk



- Admixtures for concrete and mortar
- Grouting and sealing
- Concrete repair
- Industrial and sports flooring
- Joint sealants
- Waterproofing
- Protective coating
- Fire protection materials
- Building adhesives
- Leveling compounds
- Decorative coatings and mortars
- Building products

Russia
Croatia
Bulgaria
Iran
BiH
Macedonia
Serbia
Montenegro
Kazakhstan
Kosovo
Romania
Ukraina
Albania
Greece
Hungary

ADING AD - Skopje, ul. Novoselski Pat b.b., 1060 Skopje, R.Macedonia;
tel: +389 2 2034 820; +389 2 2034 840; fax: ++389 2 2034 821; ading@ading.com.mk



СИНТЕК
ИНЖЕНЕРИНГ

БИРОПРОЕКТ

БИРОПРОЕКТ доо-Скопје
(членка на групацијата **ADING**)
Васил Ѓоргов 21
вл.2, лок.8, 1000 Скопје
Тел: +389 2 3243 790
Факс: +389 2 3243 796
biroproekt@biroproekt.com.mk

- изработка на рекламен материјал
- изработка на веб решенија
- графички дизајн

- проектирање
- ревизија
- надзор
- ентериери
- хортикултура

МАРКЕТИНГ
ПРОЕКТИРАЊЕ
biroproekt.com.mk

А и Б лиценци за проектирање
А и Б овластувања за проектирање, ревизија, надзор

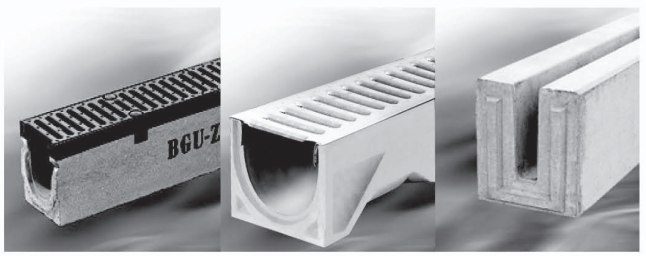
Biznis Centar **ADING**
ул. Кузман Шапкарев 5, нас. ѓ. Петров, тел.: 02/20 31 424,
факс: 02/21 35 170, info@bc-a.com.mk, www.bc-a.com.mk

Profile VOX
ПВЦ внатрешни панели
ПВЦ подкровна ламперија
ПВЦ подови
ПВЦ надворешна фасада
ПВЦ подпрозорски даски

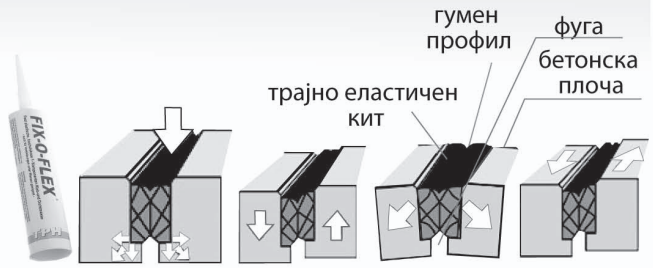
Graspointner BG

БЕТОНСКИ ОДВОДНИ КАНАЛИ И ШАХТИ

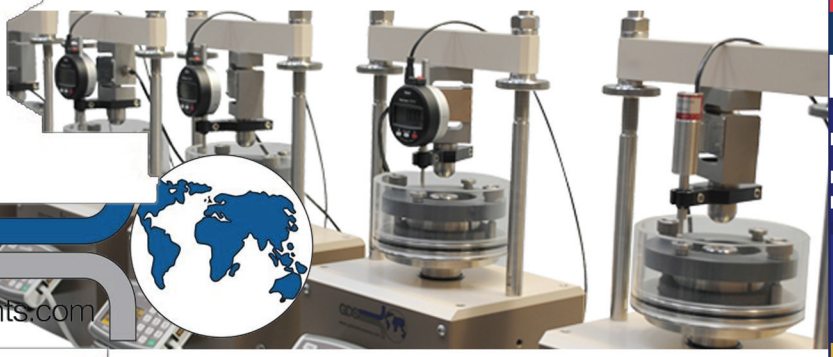
- универзални канали
- рамни канали
- стандардни канали
- централен одвод
- метални фасадни канали



TPH HAMBURG ХИДРОИЗОЛАЦИОНИ СИСТЕМИ



ACP hellas ltd
Дилатациони профили од алуминиум и нерѓосувачки челик за затварање на фуги, од грчкиот производител ACP HELLAS



GDS
www.gdsinstruments.com

INELAS ERECO d.o.o

NDT
JAMES INSTRUMENTS
Non Destructive Test Equipment

25 YEARS OF EXPERIENCE
IS SOMETHING THAT YOU CAN'T BUY

Piraeus Banka tekući račun
125-0000001793238-05
MB 20802723
PIB 107437625

Tel: +381112284574
www.inelasereco.rs
info@inelasereco.rs

Zgrada „Hellenic Petroleum
Tošin Bunar 274a
Novi Beograd 11070
Republika Srbija

INELAS ERECO d.o.o
INNOVATED EDUCATIONAL AND
RESEARCH LABORATORY SYSTEMS
ENGINEERING REPRESENTATIVES &CO

KNAUF

Добредојдовте во иднината на градежништвото

Сува градба - Малтери - Глет маси - Фасадни системи - Подни системи - Поплочување - Градежна хемија

Knauf Macedonia

Knauf Macedonia

Knauf_MK

АДОРА инженеринг

2013/14 Superbrands Macedonia's Choice

КУПЕНАТА НЕДВИЖНОСТ Е НАЈЦВРСТА ВАЛУТА ЗА СИГУРНА И СРЕЌНА ИДНИНА

ДОЖИВЕЈ ГО ДУХОТ НА ЊУЈОРК ВО СКОПЈЕ

INTERNATIONAL EUROPE AWARD FOR QUALITY
Paris 2014 France

Елитен станбено-деловен комплекс

АДОРА FLATIRON СКОПЈЕ

ДРАСТИЧНО **ПОМАЛИ ТРОШОЦИ** ЗАЛАДЕЊЕ И ГРЕЕЊЕ

Енергетски пасош А-класа

НАЈПОВОЛНО СТАНБЕНО КРЕДИТИРАЊЕ
15 % УЧЕСТО - 2,9 % КАМАТА

ДОКАЖАНО СТАБИЛНИ, КВАЛИТЕТНИ И ЕКОНОМИЧНИ ДОМОВИ

КОМПЛЕКС АДОРА СКОПЈЕ-ОПШТИНА АЕРОДРОМ

СПЕЦИЈАЛНА ПРОМОЦИЈА

ОХРИД - БИЉАНИНИ ИЗВОРИ

02 5 215 215
075 240 200
072 204 024
078 240 467
078 240 354
075 244 244-Охрид
prodazba@adora.com.mk

www.adora.com.mk
facebook.com/adora.inzenering
instagram.com/adora_inzenering

ЗИМ „СКОПЈЕ“ АД СКОПЈЕ
ЗАВОД ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА МАТЕРИЈАЛИ И РАЗВОЈ НА НОВИ ТЕХНОЛОГИИ „СКОПЈЕ“ АД СКОПЈЕ

ЗАВОД ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА МАТЕРИЈАЛИ И РАЗВОЈ НА НОВИ ТЕХНОЛОГИИ “ СКОПЈЕ “ СКОПЈЕ

Тел: 02/3116 610;3213 718;
3222 308;3221 363
Телефакс: 02/3211 996
Ул. Раде Кончар бр. 16,
1000 Скопје, Македонија
http://zim.com.mk

- ***ДИРЕКТОР***
- ***ТЕХНИЧКИ РАКОВОДИТЕЛ***
- ***ЗАЕДНИЧКИ СЛУЖБИ***
- ***ИНСТИТУТИ***

- ***МАТЕРИЈАЛИ***
- ***ТРАНСПОРТ И ЕКОЛОГИЈА***
- ***РАЗВОЈ НА НОВИ ТЕХНОЛОГИИ***

- ***ЛАБОРАТОРИИ***
- ***СЕКТОРИ***

Инженеринг при конструкција на премин

Инжинеринг при конструкција на регионален пат

Инженеринг при конструкција на автопат

ПРОСТОР доо

ДРУШТВО ЗА ПЛАНИРАЊЕ, ПРОЕКТИРАЊЕ И ИНЖЕНЕРИНГ - КУМАНОВО

Адреса: "Моша Пијаде" бр. 2, 1300 Куманово — Република Македонија

Телефони: Управител +389/31/427-117
Централа +389/31/475-510
Факс +389/31/438-501

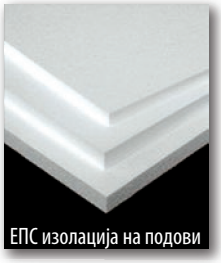
e-mail: contact@prostor.mk ; prostor@t-home.mk — www.prostor.mk

ФРАГМАТ-МАК д.о.о.

нас. Карпош бб, 1300 Куманово
тел.: + 389 31 431 100
факс: + 389 31 437 744
info@fragmatmak.com.mk

Термоизолации

ЕПС фасадна изолација


ЕПС изолација на подови

ЕПС плочи

Стиропорни плочи
за подно греење

Хидроизолација

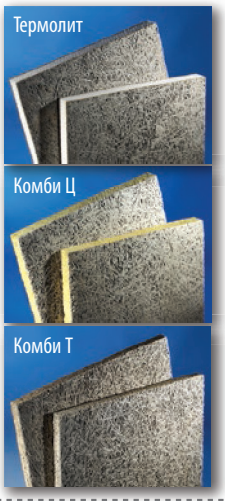
Изотект
П5 ФЛЛ+

Изоеласт
рефлекс

Ибитол Ков

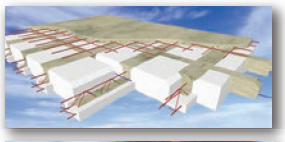
Пергамин

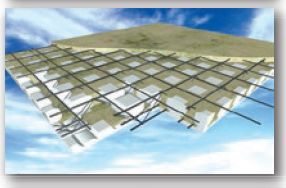
Комби Плочи



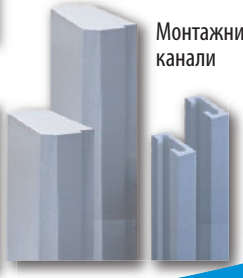
Декоративни фасади

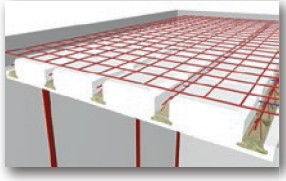
Системи за градење


ЕПС олеснети меѓукатни конструкции - МК1


ЕПС олеснети меѓукатни конструкции - МК2

ЕПС изолациони надворешни ѕидови


Монтажни канали



Материјал за фасади

Фасадна плоча

Завршни малтери