



Република Северна Македонија
Универзитет „Св. Кирил и Методиј“
Градежен Факултет-Скопје



**ПАРАМЕТАРСКА АНАЛИЗА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ
НА РАЗЛИЧНИ ТИПОВИ АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПЛОЧИ**

(Докторска дисертација)

Ментор:

Проф. Др. Мери Цветковска

Кандидат:

Фидан Салиху

Јуни, 2020

Ментор:

Проф. д-р Мери Цветковска

Градежен Факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје

Членови на комисија:

Проф. д-р Петар Цветановски

Градежен Факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје

Вон. Проф. д-р Фатос Плана

Факултет за градежништво и архитектура, Универзитет „Хасан Приштина“ во Приштина

Вон. проф. д-р Коце Тодоров

Градежен Факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје

Проф. д-р Ана Тромбева Гаврилоска

Архитектонски факултет, Универзитет „Св. Кирил и Методиј“ во Скопје

БЛАГОДАРНОСТ

Првенствено, сакам да искажам искрена благодарност до мојот ментор, проф. д-р. Мери Цветковска, која убедливо ме водеше и ме охрабри да бидам професионалец и да ја направам вистинската работа, дури и кога патот стана тежок. Без нејзина упорна помош, целта на овој проект не би била реализирана.

Им благодарам на почитуваните членови на комисијата, кои ги прифатија предложените идеи за истражување и со своите корисни совети и предлози, влијаеа на конечната верзија на дисертацијата.

Исто така, со задоволство му искажам благодарност на проф. д-р. Миливоје Милановиќ, професор на Државниот Универзитет во Нови Пазар-Србија, за несебичната помош и совети во врска со примената на програмата SAFIR.

Сакам да ја истакнам и поддршката и големата љубов на моето семејство, мајка ми Џемиље и мојата сопруга Гезиме. Тие ме бодреа да продолжам и оваа работа немаше да биде можна без нивниот придонес.

Потврдувам дека оваа дисертација е моја работа и дека не барав или искористив недозволена помош на трети страни за изработка на овој труд и дека јасно ги цитирав сите извори користени во дисертацијата.

Оваа докторска дисертација се уште не е доставена до друг универзитет - ниту во Република Северна Македонија, ниту надвор од Република Северна Македонија, ниту на истиот, ниту на сличен начин и се уште не е објавена.

Фидан Салиху

РЕЗИМЕ

Армиранобетонските плочи се хоризонтални конструктивни елементи. Нивната примена како меѓукатни плочи овозможува директен прием на товари и од тука произлегува нивната важна улога во конструкциите, како при амбиентална температура, така и во услови на пожар. Плочите имаат многу важна улога во обезбедување на носивоста, употребливоста и стабилноста на објектот како целина. Со правилен избор на статичкиот систем и правилно проектирање за изложеност на различни товари (постојани, променливи и инцидентни), се обезбедува стабилна и безбедна конструкција во тек на целиот експлоатационен век на објектот.

Докажувањето на пожарната отпорност на конструктивните елементи е важен дел од фазата на проектирање на објектите, при докажување на нивната пожарна безбедност. Во услови на пожар плочите немаат само функција на носивост. Во повеќето случаи, тие се користат и како елементи за раздвојување на пожарниот сектор, што подразбира дека во пропишан временски период плочите треба да го сочуваат својот интегритетот, за да не се прошират топлиите гасови и пожарот низ објектот и да обезбедат соодветна изолација, за да не дојде до самозапалување на материјалите во соседен пожарен сектор.

Пожарната отпорност на АБ плочите главно зависи од: механичките и термички карактеристики на вградените материјали, статичкиот систем, условите на потпирање, дебелината на заштитниот бетонски слој, дебелината на плочата, процентот на армирање и пожарното сценарио.

Со цел да се добие пореална слика за однесувањето на армиранобетонските плочи во услови на пожар, низа параметри кои не се инкорпорирани во досегашните истражувања, се вклучени во пресметките спроведени во рамките на докторската дисертација. Ова истражување ги презентира нумерички добиените резултати за пожарната отпорност на АБ плочи носиви во еден и во два правца. Анализиранио е влијанието на: распонот, дебелината на заштитниот бетонски слој, шемата за армирање и пожарното сценарио врз нивната пожарна отпорност. Анализите се спроведени со примена на програмот SAFIR2016. За плочите носиви во еден правец се спроведени 2D-Анализи (со примена на гредни елементи) и 3D-Анализи (со примена на лушпести елементи). 3D-анализите се спроведени и за лента со ширина l_m и за реална ширина на плочите. За плочите носиви во два правца се спроведени 3D-анализи за реална ширина на плочите, при што се применети лушпести елементи. Паралелно анализите се спроведени и со поедноставена и приближна метода, дадена во Еврокод 2-1-2.

Врз база на спроведените параметарски анализи извлечени се заклучоци и дадени се препораки за правилно проектирање на армиранобетонските плочи со цел да се зголеми нивната пожарната отпорност.

Клучни зборови: АБ плочи; Пожарна отпорност; 2D и 3D анализа; SAFIR

ABSTRACT

Reinforced concrete slabs are widely used buildings elements. Floor slabs, as horizontal structural elements, have a very important role in providing bearing capacity, usability and stability of the building as a whole. Their proper selection and design, when they are exposed to different types of loads (permanent, variable and incidental), should provide stable and safe structure during the exploitation period.

The fire resistance of building members is an important part of any structural and fire safety design. In case of fire floor slabs do not have only load bearing function. In most cases they are used as elements for separating the fire compartment. Where compartmentation is required, the elements forming the boundaries of the fire compartment, including joints, shall be designed and constructed in such a way that they maintain their separating function during the relevant fire exposure. This shall ensure, where relevant, that integrity failure does not occur, insulation failure does not occur, thermal radiation from the unexposed side is limited.

Does the floor structure meet the required fire resistance criteria mainly depends on: mechanical and thermal characteristics of the materials used for the construction; support conditions; concrete cover thickness; slab thickness; steel ratio and fire scenario.

In order to obtain a more realistic picture of the behavior of reinforced concrete slabs in fire, a number of parameters that are not incorporated in previous research are included in the analyses conducted within the doctoral dissertation.

This research presents the numerically achieved results for the fire resistance of one way and two way reinforced concrete slabs with different spans, different concrete cover thickness, different reinforcement scheme and fire scenarios. For that purpose, the computer program SAFIR2016 is used. For the one way slabs, 2D and 3D Analyses are conducted. In case of 2D Analyses, the slabs are discretized with beam elements, and in case of 3D Analyses shell elements are used. The 3D analyses of one way slabs are performed for 1 m strips and for the real width of the slabs. For the two way slabs, 3D-Analyses are conducted for the real width of the slabs and for that purpose only shell elements are used. For comparison, the slabs are analyzed by using the simplified method given in EN 1992-1-2.

In order to increase the fire resistance of reinforced concrete slabs, based on the performed parametric analyzes, conclusions are drawn and recommendations for the proper design of the reinforced concrete slabs are given.

Keywords: *RC slab; Fire resistance; 2D and 3D analyses; SAFIR*

СОДРЖИНА

БЛАГОДАРНОСТ	II
РЕЗИМЕ	III
ABSTRACT	IV
СОДРЖИНА	V
СИМБОЛИ	XI
ЛИСТА НА СЛИКИ.....	XV
ЛИСТА НА ТАБЕЛИ.....	XXXI
1 ВОВЕД	1
1.1 ПРЕГЛЕД НА АКТУЕЛНАТА СОСТОЈБАТА ВО ОБЛАСТА.....	4
1.2 ПРЕДМЕТ НА ИСТРАЖУВАЊЕТО	6
1.3 ЦЕЛИ НА ИСТРАЖУВАЊЕТО	7
1.4 МЕТОДИ НА ИСТРАЖУВАЊЕ	7
1.5 ОБРАЗЛОЖЕНИЕ НА РАБОТНИТЕ ХИПОТЕЗИ И ТЕЗИ.....	8
1.6 ОПИС НА СОДРЖИНАТА	8
2 ИСТОРИСКИ ПРЕГЛЕД НА СЛУЧЕНИ ПОЖАРИ.....	10
2.1 ШТО Е ПОЖАРОТ?.....	10
2.2 СТАТИСТИЧКИ ПОДАТОЦИ ЗА СЛУЧЕНИ ПОЖАРИ.....	10
2.3 ПОЖАРИ ВО ПОВЕЌЕКАТНИ ОБЈЕКТИ	12
2.3.1 First Interstate Bank Building, USA	12
2.3.2 Faculty of Architecture Building, Delft University of Technology, Netherlands	13
2.3.3 Windsor Tower, Мадрид	15
2.3.4 GRENFELL TOWER	16
2.3.5 Пожар на објектот за колективно домување, Скопје.....	17

3	ДОСЕГАШНИ ИСТРАЖУВАЊА ВО ОБЛАСТА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПЛОЧИ	19
4	МАТЕРИЈАЛНИ СВОЈСТВА НА БЕТОНОТ И ЧЕЛИКОТ ПРИ ПОКАЧЕНИ ТЕМПЕРАТУРИ СПОРЕД ЕВРОКОД 2-1-2.....	26
4.1	ВОВЕД.....	26
4.2	МАТЕРИЈАЛНИ СВОЈСТВА НА БЕТОНОТ	26
4.2.1	Термички својства на бетонот.....	26
4.2.1.1	Термичко издолжување.....	26
4.2.1.2	Специфична топлина	27
4.2.1.3	Топлинска спроводливост.....	28
4.2.2	Механички својства на бетонот	29
4.2.2.1	Бетон изложен на притисок	29
4.2.2.2	Јакост на затегнување.....	32
4.3	МАТЕРИЈАЛНИ СВОЈСТВА НА ЧЕЛИКОТ	33
4.3.1	Термички својства на челикот за армирање	33
4.3.1.1	Термичко издолжување.....	33
4.3.2	Механички својства на челикот за армирање.....	34
5	ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ ПЛОЧИ СОГЛАСНО ЕВРОКОД 2-1-2	38
5.1	ВОВЕД.....	38
5.2	ПРИБЛИЖНА МЕТОДА ЗА ПРЕСМЕТКА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ....	38
5.2.1	Метод кој базира на изотерма од 500°C.....	39
5.2.2	Температурни профили	42
5.2.3	Слободно потпрени плочи.....	43
5.2.4	Континуирани плочи.....	45
6	ВЕРИФИКАЦИЈА НА ПРОГРАМОТ SAFIR2016 НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ И НУМЕРИЧКИ ПРИМЕРИ.....	47

6.1	ОПИС НА ПРОГРАМОТ SAFIR	47
6.1.1	Општо	47
6.1.2	Примена на програмот SAFIR.....	47
6.1.3	Постапка за анализа	48
6.1.3.1	Прв чекор- Термичка анализа.....	48
6.1.3.2	Втор чекор- Конструктивна анализа.....	52
6.1.4	Конструктивни елементи.....	53
6.1.4.1	Греден елемент во SAFIR (Beam Element)	53
6.1.4.2	Лушпест елемент (Shell Element)	55
6.1.5	Материјални карактеристики.....	56
6.1.6	Конвенција за знаците	57
6.1.6.1	Глобални и локални оски	57
6.1.6.2	Напрегања.....	57
6.2	ВЕРИФИКАЦИЈА НА КОМПЈУТЕРСКИОТ ПРОГРАМ SAFIR2016 НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ПРИМЕРИ	58
6.2.1	Верификација на компјутерскиот програм SAFIR2016 за термичка анализа на плочи изложени на пожар.....	58
6.2.1.1	Споредба на температури за плоча со дебелина 200 mm	58
6.2.1.2	Споредба на температури за плоча со дебелина 150 mm	59
6.2.1.3	Споредба на температури за плоча со дебелина 100 mm	59
6.2.2	Верификација на компјутерскиот програм SAFIR2016 за статичка анализа на АБ плочи изложени на пожар	61
6.2.2.1	Прв случај: Верификација на програмот SAFIR2016 врз база на резултати од експериментални истражувања на АБ плочи носиви во два правца	61
6.2.2.2	Втор случај: Верификација на програмот SAFIR2016 врз база на резултати од експериментални истражувања на АБ плочи носиви во еден правец	73

7	ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ	75
7.1	ВОВЕД.....	75
7.1.1	Термичка анализа на армиранобетонски плочи носиви во еден правец.....	75
7.1.2	Статичка анализа на армиранобетонски плочи носиви во еден правец	77
7.2	СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ.....	78
7.2.1	Влезни податоци.....	78
7.2.2	Статички модел	80
7.2.3	Влијание на заштитниот бетонски слој.....	82
7.2.4	Влијанието на шемата на армирање	88
7.2.5	Влијание на распонот.....	90
7.2.6	Влијание на пожарното сценарио	92
7.3	СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СО СПРЕЧЕНА АКСИЈАЛНА ДИЛАТАЦИЈА	95
7.3.1	Плочи опожарени од долната страна	96
7.3.2	Плочи опожарени од горната страна.....	101
7.4	ДВОСТРАНО ВКЛЕШТЕНИ ПЛОЧИ СО ОСЛОБОДЕНО АКСИЈАЛНО ДИЛАТИРАЊЕ.....	102
7.4.1	Влезни податоци.....	102
7.4.2	Пресметка на пожарната отпорност согласно Еврокод 2-1-2	103
7.4.3	Влијание на шемата на армирање	107
7.4.4	Влијание на распонот.....	115
7.4.5	Влијание на пожарното сценарио	117
7.5	ДВОСТРАНО ВКЛЕШТЕНИ ПЛОЧИ СО СПРЕЧЕНО АКСИЈАЛНО ДИЛАТИРАЊЕ.....	119
7.6	КОНТИНУИРАНИ ПЛОЧИ СО ДВЕ ПОЛИЊА.....	122
7.6.1	Вовед.....	122

7.6.2	Плоча изложена на пожар во двете полиња и симетрично товарена	123
7.6.2.1	Статички модел	123
7.6.2.2	Пожарна отпорност согласно приближна метода дадена во EN 1992-1-2	124
7.6.2.3	Пожарна отпорност согласно 3D анализа со SAFIR2016	126
7.6.3	Несиметрично оптоварени плочи	131
7.6.4	Плоча изложена на пожар само во едно поле.....	133
7.7	КОНТИНУИРАНИ ПЛОЧИ СО ТРИ ПОЛИЊА	135
7.7.1	Вовед.....	135
7.7.2	Плоча изложени на пожар во сите полиња	135
7.7.3	Анализа на пожарни сценарија кај континуирани плочи со три полиња .	139
7.7.4	Плоча со однос на распони на полиња 1:1.5:1.....	142
7.8	КОНТИНУИРАНИ ПЛОЧИ СО ЧЕТИРИ И ПЕТ ПОЛИЊА	144
7.8.1	Вовед.....	144
8	ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА.....	148
8.1	ВОВЕД.....	148
8.2	СЛОБОДНО ПОТПРЕНА ПЛОЧА: ТИП 1	149
8.2.1	Плоча со распони $l_x = l_y = 4 m$	150
8.2.2	Плоча со распони $l_x = l_y = 5 m$	156
8.2.3	Плоча со распони $l_x = l_y = 6 m$	160
8.2.4	Влијание на распонот и заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно SAFIR2016.....	164
8.2.5	Влијание на распонот и заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно упростена YLT.....	166
8.3	ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА СО РАЗЛИЧНИ КОНТУРНИ УСЛОВИ.	168

8.3.1	Еднострано вклетена плоча: Тип 2.....	168
8.3.2	Плоча вклетена на две спротивни страни: Тип 3.....	170
8.3.3	Плоча со вклетени две соседни страни: Тип 4.....	172
8.3.4	Плоча вклетена на три страни: Тип 5.....	174
8.3.5	Плоча вклетена на четири страни: Тип 6.....	176
8.4	ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА ЗА РАЗЛИЧНИ КОНТУРНИ УСЛОВИ.....	178
9	СПОРЕДБА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ И ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА.....	180
9.1	ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СОГЛАСНО УПРОСТЕНА МЕТОДА.....	180
9.2	ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СОГЛАСНО 3D АНАЛИЗА СО SAFIR2016.....	181
9.3	ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СОГЛАСНО КРИТЕРИУМОТ ЗА ДОЗВОЛЕНИ ПОМЕСТУВАЊА.....	181
9.4	СПОРЕДБА НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ СО СЛОБОДНА И СО СПРЕЧЕНА АКСИЈАЛНА ДИЛАТАЦИЈА И ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА.....	182
10	ЗАКЛУЧОЦИ И ПРЕПОРАКИ ЗА ПОНАТАМОШНИ ИСТРАЖУВАЊА.....	185
10.1	СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ.....	186
10.2	ДВОСТРАНО ВКЛЕШТЕНИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ.....	187
10.3	КОНТИНУИРАНИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ.....	188
10.4	ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА.....	188
10.5	ПРЕПОРАКИ ЗА ПОНАТАМОШНИ ИСТРАЖУВАЊА.....	189
11	ЛИТЕРАТУРА.....	191

СИМБОЛИ

Големи букви латиница

A_s	површина на затегнатата арматура
A_{s1}	дел од затегнатата арматура која е во рамнотежа со бетонскиот притиснат блок
A_{s2}	дел од затегнатата арматура која е во рамнотежа со притиснатата арматура
A'_s	површина на притиснатата арматура
$A_{s,prov}$	е усвојена површина на затегнат челик
$A_{s,req}$	потребната површина на затегнат челик при проектирање за амбиентна температура
$A_{sl,x}$	главна арматура во x правец на плочата
$A_{sf,x}$	разделна арматура во x правец на плочата
$A_{sl,y}$	главна арматура во y правец на плочата
$A_{sf,y}$	разделна арматура во y правец на плочата
$E_{d,fi}$	е проектен ефект од дејства за пожарна состојба
E 30 or E 60,...	класа на пожарна отпорност според критериум за интегритет при 30, или 60...минути изложеност на стандарден пожар
$E_{s,\theta}$	тангентен модул на еластичност на арматурниот челик за температура θ
F_s	вкупната сила во притиснатата арматура при пожарна состојба, која е еднаква на дел од вкупната сила во затегнатата арматура.
G_k	карактеристична вредност на постојано дејство

I 30 or I 60,...	класа на пожарна отпорност според критериум за изолација при 30, или 60...минути изложеност на стандарден пожар
$M_{Ed,fi}$	проектен момент за пожарна состојба
$M_{Rd,fi}$	проектен момент носивости за пожарна состојба за дадено време t
Q_k	карактеристична вредност на променлив товар
$R_{d,t,fi}$	е соодветна проектна носивост за пожарна состојба за дадено време t
R 30 или R 60,...	класа на пожарна отпорност според критериум за носивост при 30, или 60...минути изложеност на стандарден пожар
X_k	карактеристична вредност на јакосно или деформационо својство при проектирање за нормална температура
$X_{d,fi}$	проектно јакосно или деформационо својство за пожарна состојба
<i>Мали букви латиница</i>	
a	осно растојание од арматурата до најблиската површина изложена на пожар
a_{500}	дебелината на оштетениот бетон
b_{fi}	ширина на ефективниот напречен пресек
c_p	специфична топлина на бетонот [J/kgK]
c_0	дебелина на заштитниот бетонски слој
d	ефективна височина на напречен пресек
d_{fi}	ефективна височина на ефективниот напречен пресек
f_{ck}	карактеристична вредност за јакоста на притисок на бетонот за 28 дена

$f_{ck}(\theta)$	карактеристична вредност за јакоста на притисок на бетонот за температура θ
$f_{ck,t}(\theta)$	карактеристична вредност за јакоста на затегање на бетонот за температура θ
$f_{cd,fi}(20)$	проектна вредност на јакоста на притисок на бетонот за пожарна состојба при нормална температура
f_i	вредност која одговара за пожарна состојба
f_{yk}	карактеристична вредност на граница развлекување на челикот за армирање
$f_{sk}(\theta)$	карактеристична вредност за јакоста на арматурниот челик за температура θ
$f_{sd,fi}(\theta_m)$	проектна вредност на јакоста на затегнување на арматура за пожарна состојба при средна температура θ_m во тој ред
$f_{scd,fi}(\theta_m)$	проектна вредност на јакоста на притисок на арматура за пожарна состојба при средна температура θ_m во тој ред
$f_{sp,\theta}$	границата на пропорционалност на челикот за армирање за температура θ
$f_{sy,\theta}$	границата на развлекување на челикот за армирање за температура θ
h	дебелина на плоча
$k(\theta) = X_k(\theta)/X_k$	фактор на редукција за јакосно или деформационо својство зависен од температурата на материјалот θ
$k_s(\theta)$	фактор за редукција на јакоста на челикот за дадена температура θ
l_{eff}	ефективната должина на плочата
t	време на изложеност на пожар (min)

t_{ult}	време на пожарна отпорност (min)
y	висина на притиснатиот блок на бетонот
w_{Ed}	е рамномерно распределениот товар (kN/m) при нормална температура
$w_{Ed,fi}$	е рамномерно распределениот товар (kN/m) во пожарни услови
y	висина на притиснатиот блок на бетонот
z	крак на сили помеѓу затегнатата арматура и бетонот
z^*	крак на сили помеѓу затегнатата и притиснатата арматура

Мали грчки букви

$\gamma_{M,fi}$	парцијален фактор на сигурност за материјал при проектирање за пожарна состојба
γ_s	парцијален материјален фактор за челик
$\gamma_{s,fi}$	парцијален материјален фактор за челик во пожарни услови
$\varepsilon_c(\theta)$	термичка дилатација на бетонот
$\varepsilon_s(\theta)$	термичка дилатација на арматурниот челик
$\varepsilon_{s,fi}$	дилатација на арматурта или на челикот за преднапрегање при температура θ
λ_c	топлинска спроводливост на бетонот [W/mK]
θ	температура [°C]
θ_{cr}	критична температура [°C]
$\rho(\theta)$	густина на бетонот за температура θ

ЛИСТА НА СЛИКИ

Слика 2.1.	Дистрибуција на проценети на смртни случаи од пожари, топлина и топли материји, на 100 илјади жители (World Health Organization, 2015) (25).....	11
Слика 2.2.	Процентуална застапеност на пожарите по место на случување (25)	11
Слика 2.3.	First Interstate Bank Building, USA, 1988	13
Слика 2.4.	Објект “Архитектонскиот факултет во Делфт, Холандија“ после дејство на пожар	14
Слика 2.5.	Основа на шестиот кат и локација на појавување на пожарот во објектот “Архитектонскиот факултет во Делфт, Холандија“	14
Слика 2.6.	Напречен пресек на меѓукатната конструкција (димензиите се во cm) на објектот “Архитектонскиот факултет во Делфт, Холандија“	14
Слика 2.7.	Нормализирана носивост на напречните пресеци на меѓукатната конструкција и столбовите на објектот “Архитектонскиот факултет во Делфт“	15
Слика 2.8.	Кулата Windsor после гаснење на пожар	16
Слика 2.9.	GRENFELL TOWER	17
Слика 2.10.	Рушење на АБ плоча во едно поле, како резултат на експлозивно прскање на бетонот и надмината носивост на плочата	17
Слика 2.11.	Прскање и отпаѓање на заштитниот бетонски слој на приземна плоча од долна страна и на АБ платно во подрумот	18
Слика 4.1.	Вкупно термичко издолжување на бетонот според Еврокод 2 дел 1.2.....	27
Слика 4.2.	Специфична топлина и волуменска специфична топлина согласно Еврокод 2.....	28
Слика 4.3.	Топлинска спроводливост на бетонот	29
Слика 4.4.	Математички модел на зависноста напрегање-дилатација за бетон изложен на притисок при покачени температури.	30
Слика 4.5.	Графички приказ на главните параметри за дефинирање на зависностите “напрегање-дилатација” за бетони со силициумови или варовнички агрегати, дадени во Табела 4.1	32

Слика 4.6.	Коефициент $k_{c,t}(\theta)$ кој овозможува редуција на јакоста на затегнување ($f_{ck,t}$) на бетонот при покачени температури	33
Слика 4.7.	Вкупно термичко издолжување на челикот	33
Слика 4.8.	Математички модел за зависноста напрегање-дилатација на челикот за армирање, при покачени температури	34
Слика 4.9.	Графички приказ на редуциони коефициенти дадени во Табела 4.2.....	36
Слика 4.10.	Графички приказ на редуциони коефициенти дадени во	37
Слика 5.1.	Редуциран напречен пресек на армиранобетонска плоча. i) Изложеност на пожар во затегната зона; ii) Изложеност на пожар во притисната зона	40
Слика 5.2.	Дистрибуција на напрегањата при граничната состојба на носивост кај правоаголен бетонски пресек со притисната арматура.....	42
Слика 5.3.	Температурни профили за плочи (висина $h = 200$) за R60 - R240.....	42
Слика 5.4.	Слободно потпрена плоча изложена на пожар од долната страна.....	44
Слика 5.5.	Позиционирање на дијаграмот на моментите на совивање $M_{Ed,fi}$ за да се постигне рамнотежа.....	46
Слика 6.1.	Армирано-бетонска плоча дискретизирана со мрежа од правоаголни лушпести елементи	49
Слика 6.2.	Армиранобетонска плоча дискретизирана со мрежа од четириаголни лушпести елементи	49
Слика 6.3.	Температурно поле во композитна челик-бетон греда изложена на пожар	50
Слика 6.4.	Шема на дискретизација за термичка анализа на плоча, прикажана со Diamond XP Post-processor	50
Слика 6.5.	Конвергенција на итерациите во SAFIR, во два последователни временски чекора	52
Слика 6.6.	Греден елемент: а) локални оски; б) степени на слобода во јазли; в) попречен пресек (47).....	53
Слика 6.7.	Гредни елементи со различна положба на јазлови точки	54
Слика 6.8.	Геометрија на лушпест елемент	55
Слика 6.9.	Лушпести елементи со различни позиции на јазловите точки.....	56

Слика 6.10. Конвенција за позитивни знаци во SAFIR.....	57
Слика 6.11. Споредба на температурите во плоча со дебелина 200 mm, добиени со SAFIR2016 и препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2	58
Слика 6.12. Споредба на температурите во плоча со дебелина 150 mm, добиени со SAFIR2016 и експериментално добиени податоци дадени во литература (50).....	59
Слика 6.13. Споредба на температурите пресметани со SAFIR2016 и SAFIR2001 со експериментално добиените температури по висина на плоча со дебелина 100 mm	60
Слика 6.14. Споредба на температури по дебелина на плоча, пресметани со SAFIR2016 и SAFIR2001	60
Слика 6.15. Дијаграм “напрегање-дилатација“ за арматурата во плочите	62
Слика 6.16. ISO 834 крива - стандарден пожар користен во тестот	63
Слика 6.17. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2016, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот	64
Слика 6.18. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2001, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот	64
Слика 6.19. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 0 Мра	65
Слика 6.20. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 1.5Мра	66
Слика 6.21. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 3Мра	66
Слика 6.22. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2016, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот	67
Слика 6.23. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2001 (45), за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот	68
Слика 6.24. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 0 Мра	68

- Слика 6.25. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 1.5 Мра 69
- Слика 6.26. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 3.0 Мра 69
- Слика 6.27. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2016, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот 70
- Слика 6.28. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2001, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот 71
- Слика 6.29. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 0Мра 71
- Слика 6.30. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 1.5Мра 72
- Слика 6.31. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 3.0 Мра 72
- Слика 6.32. Споредба на експериментално измерените поместувања на оптоварена плоча со нумерички пресметаните вредности со SAFIR2016 74
- Слика 6.33. Споредба на експериментално измерените поместувања на неоптоварена плоча со нумерички пресметаните вредности со SAFIR2016 74
- Слика 7.1. Дискретизација на напречен пресек на плоча за 2D термичка анализа..... 76
- Слика 7.2. Температурна распределба во плоча, добиена со 2D термичка анализа, за време од 1 час изложеност на ISO834 стандарден пожар..... 76
- Слика 7.3. Дискретизација на напречен пресек на плоча за 3D термичка анализа..... 77
- Слика 7.4. Температурна распределба во плоча изложена 1 час на ISO 834 стандарден пожар, добиена со 3D термичка анализа 77
- Слика 7.5. Временски пораст на температурите на: изложената страна на плочата, во средната рамнина и на неизложената страна, добиени со 3D термичка анализа 77
- Слика 7.6. Статичка шема на плоча и товари 78
- Слика 7.7. Шема на армирање на слободно потпрена плоча носива во еден правец ... 79
- Слика 7.8. Должина на арматура во горна зона, усвоена за анализите во SAFIR2016. 79

Слика 7.9. Напречен пресек и процент на армирање за 2D анализа	80
Слика 7.10. 2D-Модел и дискретизација на плоча со распон $l=5m$, за статичка анализа во SAFIR2016	80
Слика 7.11. 3D-Модел на плоча со распон $l=5m$ и ширина $b=1m$, за статичка анализа во SAFIR2016	81
Слика 7.12. Дискретизација на плоча со распон $l=5m$ и ширина $b=1m$, за статичка анализа во SAFIR2016	81
Слика 7.13. 3D-Модел на плоча со распон $l=5m$ и ширина $b=5m$, за статичка анализа во SAFIR2016	81
Слика 7.14. Температура во арматурата, зависно од дебелината на заштитниот бетонски слој	82
Слика 7.15. Вертикални поместувања на плоча носива во еден правец, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност на плочата согласно Еврокод 2, за заштитен бетонски слој 2 cm	83
Слика 7.16. Вертикални поместувања на плоча носива во еден правец, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност на плочата согласно Еврокод 2-1-2, за заштитен бетонски слој 2.5 cm	84
Слика 7.17. Вертикални поместувања на плоча носива во еден правец, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност на плочата согласно Еврокод 2-1-2, за заштитен бетонски слој 3 cm	84
Слика 7.18. Споредба на максималните вертикални поместувања на плочи со распон $l=5m$ опожарени од долната страна, во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој, согласно 2D и 3D анализа за реална ширина на плочите.....	85
Слика 7.19. Пожарна отпорност на плоча носива во еден правец, со распон $l=5m$ и заштитен бетонски слој 20 mm, согласно приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2.....	85
Слика 7.20. Пожарна отпорност на плоча носива во еден правец, со распон $l=5m$ и заштитен бетонски слој 25 mm, согласно приближна метода дадена во Ерокод 2-1-2.....	86
Слика 7.21. Пожарна отпорност на плоча носива во еден правец, со распон $l=5m$ и заштитен бетонски слој 30 mm, согласно приближна метода дадена во Ерокод 2-1-2.....	86

- Слика 7.22. Пожарна отпорност на плочи носиви во еден правец во зависност од заштитниот бетонски слој, согласно 2D и 3D анализа и приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2 87
- Слика 7.23. Време на достигнување на максимално дозволеното вертикално поместувања $l/30$ на плоча со распон $l=5m$, во зависност од заштитниот бетонски слој, согласно 2D и 3D анализа 88
- Слика 7.24. Варијантни шеми на армирање на плоча носива во еден правец..... 88
- Слика 7.25. Споредба на вертикалните поместувања на плочи носиви во еден правец, за три различни варијанти на армирање на горната зона..... 89
- Слика 7.26. Вертикални поместување на плочи со распон: $l=4m$, $l=5m$, $l=6m$, со заштитен бетонски слој $s_0=2cm$, изложени на Стандарден пожар, согласно 2D и 3D анализи, и пожарна отпорност согласно приближна метода (Еврокод 2-1-2) 90
- Слика 7.27. Пожарна отпорност на плочи носиви во еден правец, за различни распони, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност согласно Еврокод 2-1-2. 92
- Слика 7.28. Време кога вертикалните поместувања на плочи со различни распони ја постигнуваат вредноста $l/30$, согласно 2D и 3D анализи 92
- Слика 7.29. Вертикални поместувања во средина на поле кај плочи опожарени од горната страна, при заштитен бетонски слој $s_0=2.0\text{ cm}$ 93
- Слика 7.30. Моменти на свиткување во средина на поле во тек на време, кај плочи опожарени од горната страна, при заштитен бетонски слој $s_0=2.0\text{ cm}$ 94
- Слика 7.31. Напрегања во главната арматура во средина на поле, во тек на време, кај плочи опожарени од горната страна, при заштитен бетонски слој $s_0=2.0\text{ cm}$ 94
- Слика 7.32. Мембрански сили во плоча со спречени хоризонтални поместувања..... 95
- Слика 7.33. 2D-Модел и контурни услови кај слободно потпрена плоча со спречено аксијално дилатирање, за статичка анализа во SAFIR2016 96
- Слика 7.34. 3D-Модел и контурни услови кај слободно потпрена плоча со реална ширина $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, за статичка анализа во SAFIR2016 96
- Слика 7.35. Временски развој на нападниот момент во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, добиен со 3D анализа 97

Слика 7.36. Временски развој на аксијалната сила во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5$ m, со спречено аксијално дилатирање, добиена со 3D анализа	97
Слика 7.37. Временски развој на напрегањата во арматурата во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5$ m, со спречено аксијално дилатирање, 3D анализа	98
Слика 7.38. Споредба на временскиот развој на вертикалните поместувања во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5$ m, со и без спречено аксијално дилатирање, добиени со 2D и 3D анализа	99
Слика 7.39. Временски развој на нападниот момент во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=6$ m, со спречено аксијално дилатирање, добиен со 3D анализа	99
Слика 7.40. Временски развој на напрегањата во арматурата во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=6$ m, со спречено аксијално дилатирање, 3D анализа	100
Слика 7.41. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај слободно потпрени плочи со различни распони, со и без спречена аксијална дилатација, добиени со 3D анализа	101
Слика 7.42. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај слободно потпрени плочи со распон $l=5$ m, со и без спречена аксијална дилатација, за различна положба на пожарот, добиени со 3D анализа	102
Слика 7.43. Статичка шема на двострано вклетена плоча	102
Слика 7.44. Внатрешни сили во пресекот во поле	104
Слика 7.45. Внатрешни сили во пресекот над потпора	104
Слика 7.46. Дијаграми на нападни моменти на вклетена плоча, редистрибуирани и ултимативни нападни моменти во време $t=155$ min	105
Слика 7.47. Пожарна отпорност на двострано вклетена плоча со ослободено аксијално дилатирање, за заштитен бетонски слој $s_0=20$ mm, согласно приближната метода дадена во Ерокод 2-1-2.....	107
Слика 7.48. Шема на армирање на двострано вклетена греда согласно Еврокод 2-1-1, при што арматура ја следи Z-линијата – Шема 1.....	108
Слика 7.49. Шема на армирање на двострано вклетена греда согласно Еврокод 2-1-1, со константен пресек по цела должина – Шема 2	109

- Слика 7.50. Шема на армирање на двострано вкештена греда согласно Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25% и следење на Z-линијата – Шема 3 109
- Слика 7.51. Шема на армирање на двострано вкештена греда согласно Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25% и константен пресек по цела должина – Шема 4 109
- Слика 7.52. Шема на армирање на двострано вкештена греда согласно Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25% и препуштање на 25% од арматурата во горна зона во поле – Шема 5 110
- Слика 7.53. Редистрибуција на нападниот момент M_x во подолжен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 1 111
- Слика 7.54. Редистрибуција на нападниот момент M_y во напречен правец во средината на распонот на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 1 111
- Слика 7.55. Вертикали поместувања долж распонот на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 1, добиени со 3D анализа (точка 1-положба на пластичниот зглоб)..... 112
- Слика 7.56. Вертикали поместувања во средина на распонот, во напречен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 1, добиени со 3D анализа 113
- Слика 7.57. Редистрибуција на нападниот момент M_x во подолжен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 5 113
- Слика 7.58. Редистрибуција на нападниот момент M_y во напречен правец во средината на распонот на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 5 114
- Слика 7.59. Вертикали поместувања долж распонот на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 5, добиени со 3D анализа..... 114
- Слика 7.60. Вертикали поместувања во средина на распонот, во напречен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 5, добиени со 3D анализа 115

Слика 7.61. Вертикални поместувања на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 4, кога пожарот е од долната страна	116
Слика 7.62. Вертикални поместувања на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 5, кога пожарот е од долната страна	117
Слика 7.63. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двостарно вклетени плочи со слободна аксијална дилатација, армирана согласно Шема 4, за различни распони и различна положба на пожарот, добиени со 3D анализа.....	118
Слика 7.64. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двостарно вклетени плочи со слободна аксијална дилатација, армирана согласно Шема 5, за различни распони и различна положба на пожарот, добиени со 3D анализа.....	119
Слика 7.65. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двостарно вклетени плочи со распон $l=5$ m и армирани согласно Шема 4, со слободна и спречена аксијална дилатација и различна положба на пожарот	120
Слика 7.66. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двостарно вклетени плочи со распон $l=5$ m и армирани согласно Шема 5, со слободна и спречена аксијална дилатација и различна положба на пожарот	121
Слика 7.67. Статичка шема на континуирана плоча со две полиња	122
Слика 7.68. Површина и должина на усвоена арматура во долна и горна зона на континуирана плоча со две полиња	122
Слика 7.69. 2D-Модел и дискретизација на континуирана плоча со две полиња за статичка анализа со SAFIR2016	123
Слика 7.70. 3D-Модел на континуирана плоча со две полиња за статичка анализа во SAFIR2016	123
Слика 7.71. Дискретизација и товари на континуирана плоча со две полиња за статичка 3D анализа во SAFIR2016	124
Слика 7.72. Внатрешни сили во пресек во поле	124
Слика 7.73. Внатрешни сили во пресек над потпора	126

Слика 7.74. Пожарната отпорност на континуирана плоча со две полиња, со заштитен бетонски слој 20 mm, согласно приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2	126
Слика 7.75. Дијаграми на нападни моменти кај континуирана грда со две полиња, во момент: 1 min, 10 min и 30 min, согласно 3D Анализа.....	127
Слика 7.76. Промена на нападните моменти во поле и над средната потпора, кај континуирана греда со две полиња, во тек на време.....	128
Слика 7.77. Напрегања во арматурата во напречен пресек во поле и над средната потпора, кај континуирана греда со две полиња, во тек на време, изразени во апсолутна вредност	128
Слика 7.78. Напрегања во арматурата во напречен пресек во поле и над средната потпора, кај континуирана греда со две полиња, во тек на време, изразени во % од моменталната вредност на границата на развлекување на челикот	129
Слика 7.79. Вертикални поместувања на континуирана плоча со две полиња во момент на лом, согласно 3D Анализа.....	129
Слика 7.80. Споредба на вертикални поместувања на континуирана плоча со две полиња, во момент на лом, добиени со 2D и 3D Анализа	129
Слика 7.81. Максимални вертикални поместувања во поле на континуирана плоча со две полиња, согласно 2D и 3D анализа, пожарна отпорност согласно критериумот за дозволени деформации L/30 и согласно упростената метода.....	130
Слика 7.82. Статичка шема на несиметрично товарена континуирана плоча со две полиња.....	131
Слика 7.83. Површина и должина на усвоената арматура	131
Слика 7.84. Вертикални поместувања на несиметрично товарена плоча, согласно 3D анализи за ширина на лента 1m, за време t=1min, t=60min и време на лом t=154min	132
Слика 7.85. Споредба на поместувањата во првото поле за симетрично и несиметрично товарени плочи, согласно 3D Анализи за ширина на лента 1m	132
Слика 7.86. Статичка шема на континуирана плоча со две полиња, при пожар само во едно поле.....	133
Слика 7.87. Вертикални поместувања на плоча опожарена само во едно поле, за време t=1min, t=60 min и во момент на лом t=151 min, согласно 3D анализа	133

Слика 7.88. Споредба на вертикалните поместувања на плоча со две полиња во време на лом, за две различни пожарни сценарија: пожар во едно и пожар во две полиња.....	134
Слика 7.89. Споредба на вертикалните поместувања на опожареното поле, при дејство на пожар само во едното и во двете полиња на плочата.....	134
Слика 7.90. Деформација на плоча опожарена само во едно поле, во момент на лом.	135
Слика 7.91. Површина и должина на усвоена арматура кај греда на три полиња	135
Слика 7.92. Статичка шема на континуирана плоча со три полиња	136
Слика 7.93. Моменти на свиткување во тек на време, во карактеристични напречни пресеци кај плоча со три полиња	136
Слика 7.94. Напрегања во арматурата во тек на време кај континуирана плоча опожарена од долна страна во сите три полиња.....	137
Слика 7.95. Дијаграми на моменти на свиткување кај континуирана плоча опожарена од долна страна во сите три полиња, во момент $t=1 \text{ min}$ и $t=10 \text{ min}$	137
Слика 7.96. Вертикални поместувања на континуирана плоча опожарена од долната страна во сите три полиња, во момент $t=1 \text{ min}$, $t=60 \text{ min}$ и при лом $t=131 \text{ min}$	138
Слика 7.97. Максимални вертикални поместувања на опожарена плоча со три полиња, согласно 2D и 3D анализи, и пожарна отпорност согласно упростената метода и критеријумот за дозволени деформации $L/30$	139
Слика 7.98. Пожарни сценарија кај плоча со три полиња, опожарена од долна страна	140
Слика 7.99. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио I, во момент на лом	140
Слика 7.100. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио II, во момент на лом	141
Слика 7.101. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио III, после 4 часа пожарно дејство	141
Слика 7.102. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио IV, во момент на лом.....	141
Слика 7.103. Површина и должина на усвоена арматура кај плоча со три полиња со различни распони.....	142

Слика 7.104	Дијаграми на моменти на свиткување на плоча со однос на распони 1:1.5:1, во момент $t=1 \text{ min}$	143
Слика 7.105.	Споредба на вертикалните поместувања во првото поле кај плочи со три полиња, со исти и со различни распони	143
Слика 7.106.	Површина и должина на усвоена арматура кај плоча со четири полиња	144
Слика 7.107.	Површина и должина на усвоена арматура кај плоча со пет полиња	144
Слика 7.108.	Статичка шема и товари на плоча со четири полиња	144
Слика 7.109.	Статичка шема и товари на плоча со пет полиња	145
Слика 7.110.	Вертикални поместувања на плоча со четири полиња, за време $t=1 \text{ min}$, $t=10 \text{ min}$ и во момент на лом $t=143 \text{ min}$	145
Слика 7.111.	Вертикални поместувања на плоча со пет полиња, за време $t=1 \text{ min}$, $t=60 \text{ min}$ и во момент на лом $t=129 \text{ min}$	145
Слика 7.112.	Максимални вертикални поместувања кај плоча со четири полиња опожарена од долната страна, согласно 2D и 3D анализи, и пожарна отпорност согласно упростена метода и критериумот за дозволени деформации $L/30$	146
Слика 7.113.	Максимални вертикални поместувања кај плоча со пет полиња, опожарена од долната страна, согласно 3D анализа, и пожарна отпорност согласно упростена метода и критериумот за дозволени деформации $L/30$	146
Слика 7.114.	Споредба на вертикални поместувања и пожарна отпорност кај плочи со различен број на полиња.....	147
Слика 8.1.	3D-Модел на слободно потпрена плоча, за статичка анализа во SAFIR2016.....	148
Слика 8.2.	Армиранобетонска плоча дискретизирана со правоаголни лушпести елементи со локални оски паралелни на глобалните оски	149
Слика 8.3.	Шема на армирање на слободно потпрена плоча носива во два правца. 150	
Слика 8.4.	Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4 \text{ m}$, согласно критериумот за носивост	151
Слика 8.5.	Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4 \text{ m}$, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$	152

- Слика 8.6. Деформации на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4$ m, после 10 часа дејство на пожар од долната страна, за различна дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm..... 153
- Слика 8.7. Главни правци на мембранските сили на слободно потпрени плочи носиви во два правца и изложени на дејство на пожар од долната страна, со распон $l=4$ m, после: а) 8.85 часа, за $c_0=2.0$ cm; б) и с) 10 часа, за $c_0=2.5$ cm и $c_0=3.0$ cm, соодветно 154
- Слика 8.8. Споредба на вертикалните поместувања во средина на распон на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4$ m, при различна дебелина на заштитен бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm, согласно упростена метода и SAFIR2016..... 155
- Слика 8.9. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4$ m, согласно упростена метода, за дебелина на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0$ cm, $c_0=2.5$ cm и $c_0=3.0$ cm 156
- Слика 8.10. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два прваца, со распон $l=5$ m, согласно критериумот за носивост..... 157
- Слика 8.11. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два прваца, со распон $l=5$ m, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$ 157
- Слика 8.12. Деформации на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5$ m, после 10 часа дејство на пожар од долната страна, за различна дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm..... 158
- Слика 8.13. Споредба на вертикалните поместувања во средина на распон на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5$ m, при различна дебелина на заштитен бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm, согласно упростена метода и SAFIR2016..... 159
- Слика 8.14. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5$ m, согласно упростена метода, за дебелина на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0$ cm, $c_0=2.5$ cm и $c_0=3.0$ cm 160
- Слика 8.15. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два прваца, со распон $l=6$ m, согласно критериумот за носивост..... 161

- Слика 8.16. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6$ m, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$ 161
- Слика 8.17. Деформации на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6$ m, после 10 часа дејство на пожар од долната страна, за различна дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm..... 162
- Слика 8.18. Споредба на вертикалните поместувања во средина на распон на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6$ m, при различна дебелина на заштитен бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm, согласно упростена метода и SAFIR2016..... 163
- Слика 8.19. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6$ m, согласно упростена метода, за дебелина на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0$ cm, $c_0=2.5$ cm и $c_0=3.0$ cm 164
- Слика 8.20. Влијание на распонот врз пожарната отпорност и вертикалните поместувања на слободно потпрени плочи носиви во два правца, за дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и с) $c_0=3.0$ cm, согласно SAFIR2016 165
- Слика 8.21. Влијание на распонот на слободно потпрени плочи носиви во два правца врз пожарната отпорност, согласно критеријумот за дозволени поместувања $l/30$ 166
- Слика 8.22. Влијание на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно критеријумот за дозволени поместувања $l/30$ 166
- Слика 8.23. Влијание на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно критеријумот за носивост, добиено со YLT 167
- Слика 8.24. Влијание на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно YLT 167
- Слика 8.25. Статичка шема на еднострано вклетена плоча 168
- Слика 8.26. Површина и должина на усвоена арматура на еднострано вклетена плоча 168
- Слика 8.27. 3D Модел на еднострано вклетена плоча со зададени гранични услови, за анализа во SAFIR2016 169

Слика 8.28. Максимални вертикални поместување на еднострано вкештена плоча, по 10 часа дејство на пожар	169
Слика 8.29. Деформација на на еднострано вкештена плоча, по 10 часа дејство на пожар од долната страна	169
Слика 8.30. Правци на мембранските сили во еднострано вкештена, по 10 часа дејство на пожар од долната страна	170
Слика 8.31. Статичка шема на плоча вкештена на две спротивни страни.....	170
Слика 8.32. Површина и должина на усвоена арматура на плоча вкештена на две спротивни страни	170
Слика 8.33. 3D Модел на плоча вкештена на две спротивни страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016	171
Слика 8.34. Максимални вертикални поместување на плоча вкештена на две спротивни страни, по 10 часа дејство на пожар.....	171
Слика 8.35. Деформација на плоча вкештена на две спротивни страни, по 10 часа дејство на пожар од долната страна	171
Слика 8.36. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на две спротивни страни, по 10 часа дејство на пожар.....	172
Слика 8.37. Статичка шема на плоча вкештена на две соседни страни.....	172
Слика 8.38. Површина и должина на усвоена арматура на плоча вкештена на две соседни страни	172
Слика 8.39. 3D Модел на плоча вкештена на две соседни страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016	173
Слика 8.40. Максимални вертикални поместување на плоча вкештена на две соседни страни, по 10 часа дејство на пожар.....	173
Слика 8.41. Деформација на плоча вкештена на две соседни страни, по 10 часа дејство на пожар	173
Слика 8.42. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на две соседни страни, по 10 часа дејство на пожар	174
Слика 8.43. Статичка шема на плоча вкештена на три страни	174
Слика 8.44. Површина и должина на арматура на плоча вкештена на три страни	174

Слика 8.45. 3D Модел на плоча вкештена на три страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016.....	175
Слика 8.46. Максимални вертикални поместување на плоча вкештена на три страни, по 10 часа дејство на пожар	175
Слика 8.47. Деформација на плоча вкештена на три страни, по 10 часа дејство на пожар	175
Слика 8.48. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на три страни, по 10 часа дејство на пожар	176
Слика 8.49. Статичка шема на плоча вкештена на четири страни	176
Слика 8.50. Површина и должина на арматура на плоча вкештена на четири страни.....	176
Слика 8.51. 3D Модел на плоча вкештена на четири страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016	177
Слика 8.52. Максимални вертикални поместување на плоча вкештена на четири страни, по 10 часа дејство на пожар.....	177
Слика 8.53. Деформација на плоча вкештена на четири страни, по 10 часа дејство на пожар	177
Слика 8.54. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на четири страни, по 10 часа дејство на пожар	178
Слика 8.55. Вертикална поместувања кај плочи носиви во два правца, за различни контурни услови и пожар од долната страна	178
Слика 9.1. Максимални вертикални поместувања на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, со распон $l=4$ m и заштитен бетонски слој $s_0=2$ cm	183
Слика 9.2. Максимални вертикални поместувања на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, со распон $l=5$ m и заштитен бетонски слој $s_0=2$ cm	183
Слика 9.3. Максимални вертикални поместувања на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, со распон $l=6$ m и заштитен бетонски слој $s_0=2$ cm	183

ЛИСТА НА ТАБЕЛИ

Табела 4.1.	Вредности за главните параметри на зависноста “напрегање-дилатација” за бетон со нормална тежина со силициумов или варовнички агрегат, при покачени температури.....	31
Табела 4.2:	Вредности за редуциони коефициенти за параметрите на зависноста “напрегање-дилатација“ на топовалан челик за армирање при покачени температури	35
Табела 4.3:	Вредности за редуциони коефициенти за параметрите на зависноста “напрегање-дилатација“ на ладно обликуван челик за армирање, при покачени температури	36
Табела 6.1.	Карактеристики на тестираните плочи	61
Табела 6.2.	Напречен пресек на плочите	61
Табела 6.3.	Податоци за армирањето на плочите	62
Табела 6.4.	Карактеристики на бетонот во плочите	62
Табела 6.5.	Ултимативен товар на амбиентна температура и применети товари врз плочите.....	63
Табела 7.1.	Површина на усвоена арматура во 1 m ширина на плочите.....	82
Табела 7.2.	Пожарна отпорност на плочи носиви во еден правец, согласно критериумот за носивост и критериумот за деформации 1/30.....	87
Табела 7.3.	Површина на усвоена арматура за анализирани распони на слободно потпрени плочи	90
Табела 7.4.	Влијание на распонот врз пожарната отпорност на плочи носиви во еден правец, согласно критериумот за носивост и критериумот на деформации 1/30	91
Табела 7.5.	Влијание на распонот и аксијалното дилатирање врз пожарната отпорност на плочи носиви во еден правец, согласно критериумот за носивост и критериумот на деформации 1/30.....	101
Табела 7.6.	Пожарна отпорност на двострано вклетени плочи носиви во еден правец со ослободено аксијано дилатирање, распон l=5 m, опожарени од долната страна, согласно критериумот за носивост	110

Табела 7.7.	Пожарната отпорност на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 4, кога пожарот е од долната страна на плочата.....	115
Табела 7.8.	Пожарната отпорност на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 5, кога пожарот е од долна страна.....	116
Табела 7.9.	Пожарна отпорност на двострано вклетени плочи носиви во еден правец со ослободено аксијано дилатирање, опожарени од горната страна, согласно критериумот за носивост	118
Табела 7.10.	Пожарна отпорност на плочи со три полиња, опожарени од долната страна, при различни пожарни сценарија.....	142
Табела 8.1.	Површина на усвоена арматура на слободно потпрена плоча носива во два правца, со распон $l=4$ m, во функција од дебелината на заштитниот бетонски слој	151
Табела 8.2.	Површина на усвоена арматура на слободно потпрена плоча носива во два правца, со распон $l=5$ m, во функција од дебелината на заштитниот бетонски слој	157
Табела 8.3.	Површина на усвоена арматура на слободно потпрена плоча носива во два правца, со распон $l=6$ m, во функција од дебелината на заштитниот бетонски слој	160
Табела 8.4.	Пожарна отпорност на плочи носиви во два правца и опожарени од долната страна согласно критериума за дозволени вертикални поместувања $l/30$	179
Табела 9.1.	Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, согласно упростена метода.....	180
Табела 9.2.	Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, согласно 3D анализи во SAFIR2016	181
Табела 9.3.	Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, согласно критериумот за дозволени вертикални поместувања $l/30$	182
Табела 9.4.	Пожарна отпорност на плочи носиви во еден и два правца, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$	184

1 ВОВЕД

Терминот „пожар“ опфаќа процес на неконтролирано согорување или на конструкција или на запалив материјал во нејзина непосредна близина, како резултат на што може да дојде до загрозување на човечки животи, на материјални добра и на околината.

Во таа смисла, основните цели на заштита во услови на пожар се ограничување на ризикот во однос на поединецот и општеството како целина и заштита на имотот и животната средина (1). За исполнување на овие барања и ограничување на ризикот од пожар, пропишани се голем број мерки што мора да бидат исполнети за време на изградбата на објектите (2) (3):

- Носивоста на конструкцијата треба да биде обезбедена во претходно дефиниран временски период;
- Развојот и ширењето на пожарот и чадот низ објектот треба да се ограничи;
- Ширењето на пожарот кон околните објекти треба да се спречи;
- Треба да се обезбеди навремена евакуација на луѓето;
- Треба да се обезбеди безбедност на спасувачките екипи.

Во последниве години, проектирањето на армиранобетонските конструкции во услови на пожар беше од голем интерес и за експертите и за јавноста. Причина за ова е недоволното познавање на однесувањето на армиранобетонските конструкции во услови на големи термички напрегања, кои во услови на пожар се предизвикани од високите температури и од однесувањето на материјалите (бетонот и челикот), но и од однесувањето на конструкцијата во целост.

Истражувањето на ефектите од пожар врз бетонот и бетонските конструкции започна пред околу 100 години. Методите користени при проектирањето на конструкциите од аспект на подобрување на нивната пожарна отпорност главно беа од описна природа, пропишани со прописи, со цел да се обезбеди стабилност на конструкцијата во одреден временски период на дејство на пожар, доволен за евакуација на луѓето и за интервенција на противпожарните служби. Во последно време, се повеќе се прифаќаат методите за пресметување на конструкциите базирани на нивното однесување во услови на пожар.

Бетонот како материјал, поради неговата негорливост и нискиот коефициент на топлопроводност, се смета за многу поволен во услови на пожар. Главните проблеми што се јавуваат во услови на пожар се деградација на механичките карактеристики, оштетувања како резултат на термичките деформации и прскање на бетонот, што може да се надмине со внимателно проектирање на бетонската мешавина и посебни анализи во фаза на проектирање на конструкциите.

На конструктивно ниво, поттик за развој на методи за проценка на однесувањето на конструкциите во услови на пожар произлезе од ограничувањата што ги поседуваат постојните методи за проектирање. Во некои земји, регулативите базирани на однесување на конструкциите (Велика Британија, Шведска, Норвешка, Нов Зеланд и Австралија) веќе се користат, а во многу земји постапката за донесување на вакви регулативи е во тек. Ова доведува до развој на нови идеи за подобрување на безбедноста во услови на пожари, поттикнувајќи ги инженерите да развијат нови креативни решенија, додека во традиционална смисла, безбедноста од пожар е серија на конвенционални мерки што треба да се исполнат, без да се навлегува во рационализација со употреба на инженерски методи.

Пожарот, согласно EN 1990 (4), спаѓа во инциденти дејства. При анализирање на конструкциите во услови на пожар, потребно е:

- да се избере релевантно и најнеповолно проектно пожарно сценарио,
- да се утврди соодветниот проектен пожар,
- да се пресмета развојот на температурата во пресеците на конструктивните елементи,
- да се пресмета механичкото однесување на конструкцијата изложена на пожар.

Проектното пожарно сценарио е квалитативен опис на развојот на пожарот во тек на време. Тоа ги идентификува клучните настани што го опишуваат пожарот и го разликуваат од другите можни пожари. Обично се дефинира процесот на палење и развој на пожарот, состојбата на целосно развиен пожар, фазата на ладење, карактеристиките на средината во објектот и системите што можат да влијаат на текот на пожарот.

Пожарната отпорност, според EN1992-1-2 (1), е дефинирана како способност на конструкцијата или на издвоен елемент да ги исполни бараните функции (функција на носивост и / или функција на раздвојување) за одредена изложеност на пожар и за одреден временски период. Според Европските стандарди за проектирање на конструкции (Еврокодovите), отпорноста на пожар на елемент е дефинирана со три критериуми (во зависност од функцијата и топологијата на елементот):

- R – функција на носивост (капацитет на конструкцијата или на елементот да ја одржи потребната механичка отпорност во случај на пожар)
- E – функција на одвојување (капацитет на конструкцијата или на елементот да ја задржи бараната функција за физичко раздвојување на врелите гасови со цел да се спречи ширењето на пожарот)
- I – функција на топлинска изолација (капацитет на конструкцијата или на елементот за одржување на бараната функција за топлинска изолација во случај на пожар).

Анализата на пожарната отпорност, во зависност од нивото на сложеност, вклучува:

- анализа на конструктивен елемент,
- анализа на дел од конструкцијата,
- анализа на целата конструкција.

Во зависност од методот на проценка на пожарната отпорност, може да се користат експериментални и / или нумерички методи, кои можат да бидат:

- стандардни тестови за пожар
- табеларни податоци (дефинирани со прописи и базирани на поедноставени пресметки)
- Поедноставени пресметки, игнорирање на комплексни влијанија, како што се термички предизвиканите напрегања
- напредни пресметки (базирани на однесување)
- тестирање за реална големина.

Напредните методи за пресметување базираат на однесувањето на конструкциите при дејство на пожар и, во зависност од софистицираноста и комплексноста, може да се класифицираат во три категории:

- Поедноставени пресметки базирани на анализа на гранична состојба;
- Термо-механичка анализа со примена на Метод на конечни елементи (МКЕ)
- Сеопфатна термо-механичка анализа надополнета со механика на флуиди (МКЕ).

Термичката и механичката анализа обично се поврзани, но не се интегрирани, што значи дека во тек на вкупното времетраење на пожарот, за соодветни временски интервали, прво се врши термичка анализа, а потоа за соодветно дефинирани термички напрегања, се врши механичка анализа за да се утврдат напрегањата и дилатациите на елементот /конструкцијата. Занемарувањето на процесот на движење на влагата во рамките на елементите прави невозможно со анализата да се предвиди промената на влажноста во пресекот и да се утврдат предизвиканите напрегања на притисок, како и експлозивното прскање на бетон, феномен што има големо влијание посебно кај бетоните со голема јакост (што не е предмет на истражување).

Сложената нелинеарна термо-механичка анализа има за цел да го утврди временскиот развој на напрегањата и дилатациите, како во бетонот, така и во арматурата, потоа да го дефинира формирањето на пластичните зглобови во конструктивните елементи, појавата на критична деформација и конечно колапсот на конструкцијата. Притоа, анализата го зема во предвид: временскиот развој на температурата што делува на конструкцијата (проектниот пожар), одговорот на конструкцијата преку термичките напрегања, механичките оптоварувања и нелинеарните термички (топлинската спроводливост, густината, специфичниот топлински капацитет) и механички карактеристики на материјалите (јакоста на притисок и на затегнување, модулот на еластичност, зависноста напрегање-дилатација за челикот и бетонот) во зависност од температура (според EN 1992-1-2 и EN 1993-1-2).

1.1 ПРЕГЛЕД НА АКТУЕЛНАТА СОСТОЈБАТА ВО ОБЛАСТА

Досега проблемот на пожарната отпорност на конструкциите беше третиран само преку пропишани мерки во правилниците, односно законодавството не бараше детална анализа на однесувањето на конструкциите во случај на пожар. Ваквите мерки се конзервативни, но сепак обезбедуваа задоволителна пожарна отпорност на објектите. Во зависност од сложеноста на конструктивниот систем, материјалите што ја сочинуваат носивата конструкција, како и формата и димензиите на елементите / конструкцијата, мерките за обезбедување на бараната пожарна отпорност не се подеднакво ефикасни. Со новите знаење во областа на градежништвото и со развојот на материјалите што се користат во градежништвото, како и со развојот на современите методи за проценка на однесувањето на конструкциите при дејство на различните оптоварувања, современите конструктори се соочуваат со зголемени предизвици во изградбата на иновативни и многу сложени објекти. Во таа смисла, неопходно е да се продлабочат знаењата за однесувањето на конструкциите во услови на пожар и да се промени начинот на размислување за ова прашање.

Современите методи за проектирање на конструкции сè повеќе се ориентирани кон определување на однесувањето на конструкциите при екстремни, односно инцидентни оптоварувања, за кои се претпоставува дека предизвикуваат оштетувања и нелинеарни деформации (проектирање базирано на перформанси). Во споредба со моментално важечките пропишани мерки за обезбедување на одредено ниво на пожарна безбедност, проектирањето на конструкциите базирано на однесување е посеопфатен и рационален пристап, но од друга страна и покомплексен и сложен за примена во секојдневната инженерска практика.

Термичката и механичката анализа се поврзани, но не се интегрирани, што значи дека во секој временски чекор прво се врши термичка анализа, а потоа, за дефинирани температурно предизвикани напрегања, се врши механичка анализа за да се утврди состојбата на напрегања во конструктивните елементи. Целта на анализата е да се утврди временскиот развој на силите во пресеците на елементите, како и напрегањата и дилатациите во бетонот и во арматурата, врз база на кои се дефинираат и критичните зони од кои зависи носивоста и стабилноста на конструкцијата во целост.

Одговорот на конструкцијата на дејство на пожар зависи од карактеристиките на пожарот, кои се различни за секој реален пожар. Покрај тоа, температурата во пожарниот сектор варира и е функција од просторните координати. Основната карактеристика на пожарот, битна за анализата, е кривата „температура-време“ на која се изложени површините на елементите. За да се моделира пожарот, со реално или конзервативно сценарио за пожар, најчесто се користат следниве модели:

- Номинални пожарни криви: ISO 845 (1975), ASTM E 119-08a (2008), јагленоводородна крива (5), тунелски пожарни криви ZTV (D) и RWS (NL);
- Параметарска пожарна крива (крива на пожар која е дефинирана зависно од пожарното оптоварување и количината на запалив материјал, од термичките

карактеристики на материјалите кои го ограничуваат пожарниот сектор и од карактеристиките на отворите, односно условите на вентилација, итн.);

- Повеќе-зонски модели на пожар, дво-зонски или CFD модели (модели кои базираат на динамика на флуиди), односно модели кои зависат од просторните координати.

Врз основа на моделот на пожар, се дефинира термичкото оптоварување на елементите. Температурата на елементите се зголемува, што предизвикува термичко дилатирање на конструктивните компоненти, испарување на влагата, акумулација на порни притисоци и деградација на механичките својства на материјалот. За да се спроведе што поточна термичка анализа, неопходно е да се знаат термичките својства на користените материјали и нивната температурна зависност. Потребно е да се дефинира:

- Топлинската спроводливост (λ)
- Волуменската маса (ρ)
- Специфичната топлина при константен притисок (c_p).

Наведените својства се утврдуваат со експериментални методи или се усвојуваат врз база на постојни стандарди дадени во литературата (EN 1992-1-2 и EN 1993-1-2)

Преносот на топлина се реализира преку механизмите на кондукција, конвекција и радијација. Кондукција е процес на пренесување на топлинска енергија преку движење на молекулите или неутроните од зона со повисока температура кон зона со пониска температура. Конвекцијата ја пренесува топлинската енергија преку движење на флуидот (течности или гасови) покрај цврста површина. Радијацијата ја пренесува топлинската енергија преку електромагнетни бранови (зрачење) меѓу предметите дури и кога меѓу нив нема медиум.

Механичките својства на материјалите што го сочинуваат армираниот бетон зависат од температурата на која се изложени елементите. Определувањето на механичките својства на бетонот и челикот на покачени температури било предмет на истражување на повеќе истражувачи: (6), (7), (8) и други.

Познавање на термичките и механичките својства на материјалите е неопходно за да се дефинираат пресметковните модели што се користат при термо-механичката нумеричка анализа, која базира на Методот на конечни елементи (МКЕ).

Анализата на конструкција изложена на пожар подразбира примарно да се спроведе нелинеарна и нестационарна термичка анализа (земајќи ги предвид кондукцијата, конвекцијата и радијацијата), а потоа да се спроведе нелинеарна механичка анализа. Нумеричкото моделирање за однесувањето на армиранобетонските конструкции во услови на пожар било предмет на истражување на повеќе автори (9), (10), (11), (12) и други.

За нумеричка анализа најчесто се применуваат специјализирани софтвери базирани на МКЕ, развиени од универзитети и други истражувачки институции, како што се: SAFIR (13), (14), VULCAN (15) и OPENSEES (16), (17). Исто така во примена се и комерцијални софтвери, како: ANSYS (18), (19), (9), (20), (10), (21) и ABAQUS (22), (23), (11), (24), кои се потврдени со резултати од експериментални истражувања. Сите споменати софтвери имаат можност да вршат нелинеарни термички и механички пресметки.

Согласно Еврокодovите, конструкцијата може да се анализира за дејство на пожар на три нивоа: анализа на елемент, анализа на склоп или глобална анализа за цела конструкција. Додека елементите и одделните склопови можат да се тестираат експериментално, тестовите за големи модели се многу ретки, поради што глобалната анализа на конструкциите изложени на пожар најчесто се изведува со користење на напредни компјутерски методи.

1.2 ПРЕДМЕТ НА ИСТРАЖУВАЊЕТО

Деструктивниот ефект што пожарите го предизвикуваат врз конструкциите ја наметна потребата од експериментални и аналитички истражувања во оваа област. Однесувањето на конструкцијата или на нејзин елемент во услови на пожар зависи од повеќе фактори, но пред се од моделот на пожарното дејство и од карактеристиките на конструкцијата, односно од геометријата на елементите, применетите материјали и товарите кои дејствуваат при амбиентална температура. Барањата што еден елемент треба да ги исполни од аспект на пожарната безбедност зависат од неговата намена.

Плочите, како меѓукатни конструктивни елементи, имаат важна улога и од аспект на носивост, но и од аспект на раздвојување на пожарниот сектор. Согласно Еврокодovите за проектирање на конструкции за пожарно дејство, од нив се очекува освен критериумот за носивост, да ги задоволат и критериумите за изолација и за интегритет.

Предмет на истражување во докторската тема е однесувањето на различни типови армиранобетонски плочи во услови на пожар и влијанието на одделни параметри врз нивната пожарната отпорност од аспект на задоволување на критериумот за носивост. Анализиранио е влијанието на: статичкиот систем, распонот на плочите, дебелината на заштитниот бетонски слој, шемата на армирање и пожарното сценарио врз нивната пожарна отпорност. Сите плочи се изложени на стандарден пожар ISO 834.

Во рамките на темата, а со цел да се потврди веродостојноста на спроведените анализи, направени се и споредувања на добиените нумерички резултати со веќе извршени експериментални истражувања од научници со големо искуство во областа на пожарното инженерство.

1.3 ЦЕЛИ НА ИСТРАЖУВАЊЕТО

Современите регулативи на проектирање на градежните објекти, односно Еврокодските, налагаат меѓукатните армиранобетонски плочи, покрај основните барања за носивост и употребливост, да задоволат и одредени барања од аспект на обезбедување на пожарна безбедност на објектите, односно носивост на плочата во определено време на пожарно дејство и ограничување на ширењето на пожарот и чадот низ објектот.

Првите анализи за влијанието на пожарот врз конструкциите се спроведени врз база на податоци од голем број експериментални истражувања во кои најчесто е користен стандардниот пожарен тест. Со тек на време се покажа дека резултатите од овие истражувања многу често се далеку од вистинското однесување на елементите, кога истите се дел од реална конструкција. Од друга страна, експерименталните истражувања на реални конструкции се покажаа како многу скапи и непрacticalни. Појавата на соодветни нумерички алатки, поддржани со резултати од експериментални истражувања, отвори ново поглавие во оваа област. Математичките модели, користејќи ги знаењата од термодинамиката, овозможува да се спроведат нумерички истражувања за однесувањето на конструкциите во услови на пожар.

Цел на нумерички спроведените анализи за влијанието на одделни параметри врз пожарната отпорност на армиранобетонските плочи е да се дадат препораки за правилно проектирање на овие конструктивни елементи од аспект на подобрување на нивното однесување во услови на пожар. Во анализите се вклучени повеќе параметри, а посебно внимание е посветено на параметрите кои досега не биле предмет на разгледување во постојните истражувања.

1.4 МЕТОДИ НА ИСТРАЖУВАЊЕ

Откако ќе се соберат релевантните податоци и ќе се обработуваат со цел да се дефинираат факторите кои имаат влијание на поставениот проблем за истражување, податоците се подготвуваат и се претвораат во форма погодна за толкување од страна на софтверот за анализа. Извршено е моделирање на процесите кои се составен дел на анализата, а потоа е извршена компаративна анализа во рамките на обработката на податоците.

За спроведување на нелинеарната и нестационарна термичка анализа и нелинеарната статичка анализи, во трудот е применет Методот на конечни елементи-МКЕ. Компјутерскиот програм SAFIR2016, кој базира токму на МКЕ, овозможува во анализите да се вклучи материјална нелинеарност, на ниво на секој поединечен конечен елемент, и геометриската нелинеарност, на ниво на конструкција.

Истражувањето спроведено во рамките на докторската дисертација користи методи на компаративна анализа и синтеза, методи на моделирање, индукција и одземање, методи

на параметарско моделирање, методи на нумеричка симулација и методи на апстракција и конкретизација.

1.5 ОБРАЗЛОЖЕНИЕ НА РАБОТНИТЕ ХИПОТЕЗИ И ТЕЗИ

Армиранобетонските плочи се едни од најчестите елементи во градежните објекти. Тие се користат како меѓукатни конструкции кои ги примаат вертикалните оптоварувања во објектите како што се зградите и мостовите. Во нашиот регион, досега, не се извршени значајни истражувања за однесувањето на армиранобетонските плочи во услови на пожар, а особено не експериментално. Техничките прописи во оваа област се исто така оскудни. Токму затоа, истражувањето во рамките на докторската дисертација е од посебно значење за збогатување на знаењето и за обезбедување на подлога за донесување на нови прописи за проектирање на пожарно безбедни објекти.

Во рамките на дисертацијата, како дел од работните тези, е предвидено вршење на серија нумерички симулации, со цел да се прикаже влијанието на одредени параметри врз пожарната отпорност на различни типови меѓукатни плочи.

Врз основа на добиени податоци од спроведена нелинеарна и нестационарна термо-механичка анализа проценет е одговорот на анализираните елементи во одреден временски период и проценета е нивната пожарната отпорност. Со менување на статичкиот систем, распонот, дебелината на заштитниот бетонски слој, начинот на армирање и положбата на пожарот (пожарното сценарио), поодделно е определено влијанието на секој од наведените параметри врз пожарната отпорност на АБ плочите.

1.6 ОПИС НА СОДРЖИНАТА

Трудот е разработен во десет глави. Во рамките на **Воведот**, презентирани е опис на предметот на истражување, даден е преглед на состојбата во светот, во истражуваната област, објаснети се целите на истражувањето, како и применетите методи и поставените хипотези.

Во **Глава 2** даден е историски преглед на случени пожари кои предизвикале големи оштетувања на армиранобетонските плочи, дури и колапс на армиранобетонските конструкции, и дефинирана е оправданоста на спроведеното истражување.

Глава 3 дава преглед на досегашните истражувања во областа на пожарната отпорност на армиранобетонските плочи. Прикажани се и коментирани заклучоците од повеќе експериментални и нумерички истражувања, врз база на кои е извршена верификација на дел од резултатите добиени со спроведеното истражување во рамките на докторската дисертација.

Во **Глава 4** се дадени термичките својства на бетонот и челикот при покачени температури. Опишана е зависноста на параметрите потребни за пресметување на

термичкиот одговор на конструкцијата, како што се топлинската спроводливост, густината и специфичната топлина на материјалот на покачени температури. Температурната зависност на материјалните својства дадена е во емпириска форма и преку дијаграми, согласно препораките дадени во Еврокодните.

Во **Глава 5** дефиниран е поимот пожарна отпорност согласно критериумот за носивост на елементот, дефинирана е Стандардната пожарна крива ISO 834, која најчесто се применува за аналитичко дефинирање на однесувањето на конструкциите во услови на пожар, и опишани се приближните, односно упростените методите за аналитичко дефинирање на пожарната отпорност на слободно потпрени и континуирани АБ плочи, согласно Еврокод 2-1-2.

Во **Глава 6** е извршена верификација на програмот SAFIR2016 врз база на резултати од спроведени експериментални истражувања во реномирани лаборатории во светот. Дел од заклучоците донесени при верификацијата на програмот SAFIR2016, применети се во параметарската анализа која следи.

Резултатите од спроведени 2D и 3D анализи за влијанието на: статичкиот систем, распонот на плочата, дебелината на заштитниот бетонски слој, шемата на армирање и пожарното сценарио врз пожарната отпорност на плочи носиви во еден правец, се презентирани во **Глава 7**. Плочите се анализирани со примена на компјутерскиот програм SAFIR 2016. Паралелно анализата е спроведена и со поедноставена и приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2, која подетално е опишана во Глава 5.

Во **Глава 8** се презентирани резултатите од спроведени 3D анализи со кои се дефинира влијанието на: распонот на плочата, дебелината на заштитниот бетонски слој и начинот на потпирање, односно контурните услови кај плочи носиви во два правца. Во **Глава 9** извршена е споредба на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, при ослободено и спречено аксијално дилатирање.

Во **Глава 10** се презентирани заклучоците од ова истражување, врз база на кои се донесени препораки за подобрување на пожарната отпорност на плочите носиви во еден и во два правца и дадени се препораки за понатамошни истражувања во оваа област.

Во **Глава 11** е даден список на користена литература.

2 ИСТОРИСКИ ПРЕГЛЕД НА СЛУЧЕНИ ПОЖАРИ

2.1 ШТО Е ПОЖАРОТ?

Пожарот, како појава, постои одкога постои и човештвото. Низ историјата се случиле голем број пожари со катастрофални последици. Токму затоа пожарот бил предмет на истражување уште многу одамна.

Во научна смисла, горење е хемиска реакција што вклучува гориво и оксидатор-кислородот (O_2) од воздухот. Но, горењето не секогаш може да се контролира. Токму затоа, контролираното горење се нарекува согорување, додека синоним за неконтролирано горење е пожар.

Контролираното горење човекот го користи за свои потреби, односно како извор на енергија и топлина во индустријата и во домовите. Неконтролираното горење, односно пожарот, може да предизвика голема материјална штета, повреди на луѓе и животни, па дури и жртви.

2.2 СТАТИСТИЧКИ ПОДАТОЦИ ЗА СЛУЧЕНИ ПОЖАРИ

Светските статистички податоци покажуваат дека:

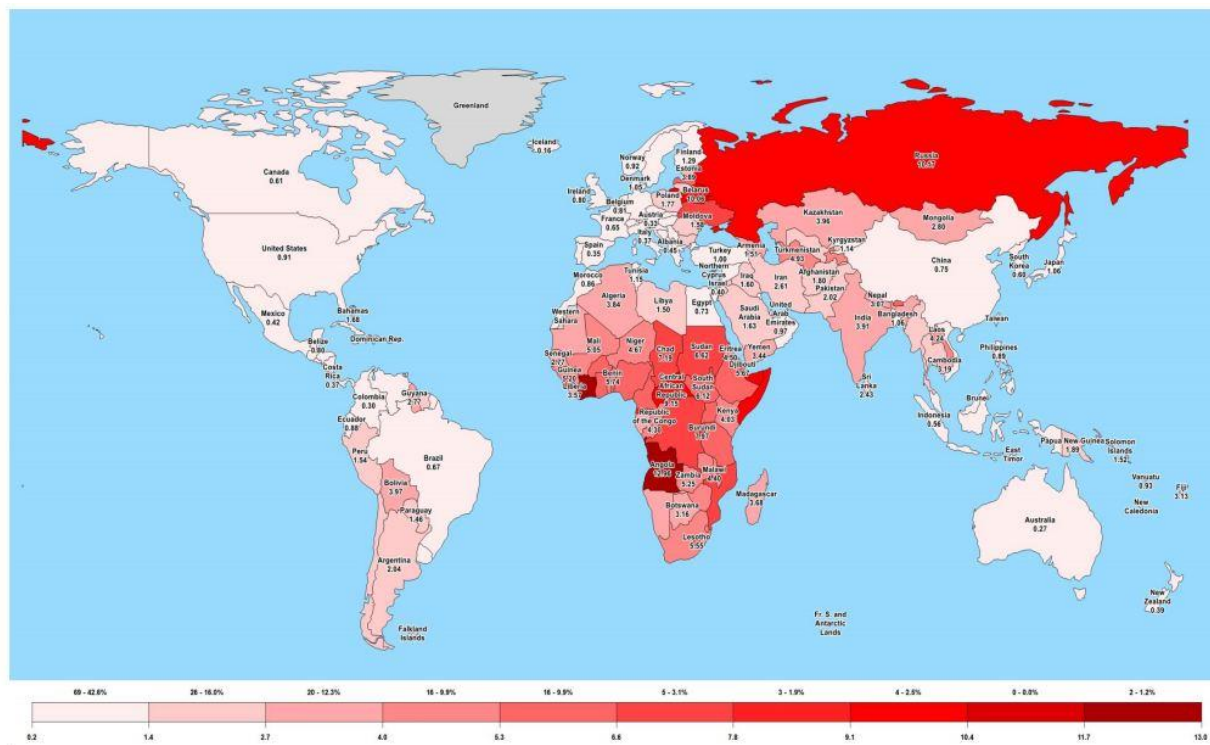
- 6 милиони пожари се случуваат годишно;
- 1–2 пожара се случуваат во просек на секои 5-6 секунди;
- 500-600 пожари со траење до 1 час, се случуваат истовремено;
- 50.000 луѓе годишно загинуваат во пожар;
- 6 милиони луѓе се здобиваат со изгореници и повреди;
- 100 милијарди долари изнесуваат материјалните загуби.

Кумулативните штети предизвикани од пожарите се поголеми дури и од штетите предизвикани од земјотресите. Токму затоа проблемот на пожарната безбедност на објектите се актуелизира во последните години и е предмет на истражување на се поголем број научници.

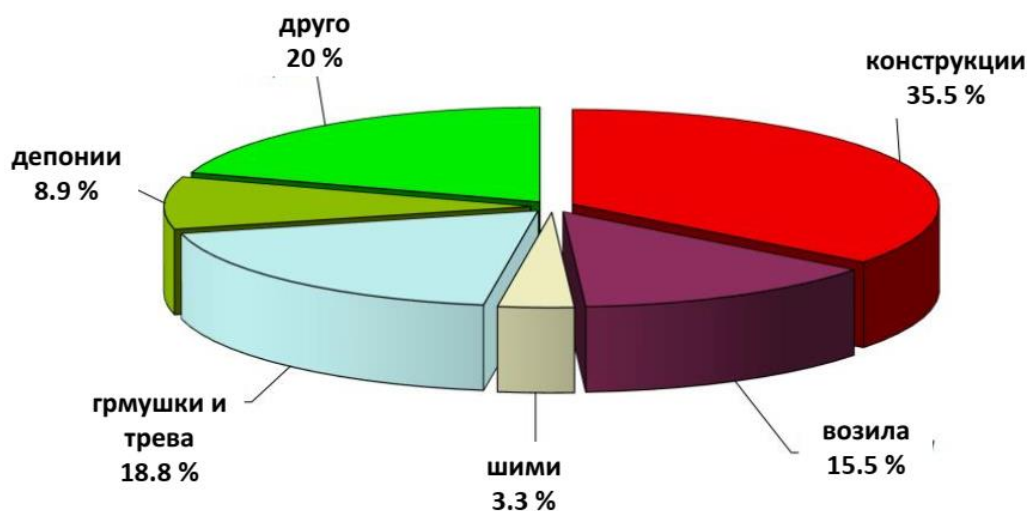
На Слика 2.1 е прикажана дистрибуцијата на смртни случаи од пожар, топлина и врели материи, изразена во процент од 100 илјади жители, дадена во 23-тиот извештај на „*The Center of Fire Statistics (CFS) of International Association of Fire and Rescue Services (CTIF)*“. Извештајот е изработен врз база на статистички податоци за земјите членки на *CTIF* и нивните поголеми градови за 2016 година и трендот на пораст за период 2012-2016 година (25).

Параметарска анализа на пожарна отпорност на различни типови армиранобетонски плочи

Врз основа на презентираниите податоци, може да се види дека пожарите се случуваат на целата планета и нема заштедени места. Пожари се случуваат во згради (домаќинства, јавни и деловни згради, училишта, домови, болници, музеи, библиотеки, места за забава, итн.), во индустријата, на возила, во шумите, додека земјотресите се интензивни само во сеизмички активни подрачја. Големата можност да се случи пожар, неговото брзо ширење и негативно влијание, бараат научен и професионален пристап со обединување на одредени знаења од други области. Напредокот во науката и технологијата дава можност да се преземат и спроведат поефективни мерки против овој феномен.



Слика 2.1. Дистрибуција на проценети на смртни случаи од пожари, топлина и топли материји, на 100 илјади жители (World Health Organization, 2015) (25).



Слика 2.2. Процентуална застапеност на пожарите по место на случување (25)

2.3 ПОЖАРИ ВО ПОВЕЌЕКАТНИ ОБЈЕКТИ

Ширењето на пламенот и чадот во соседните простории и катови, односно во нови пожарни сектори, е најголема причина за смртните случаи од пожар. Врелите гасови можат да ги загреат површините на контурите од соседниот пожарен сектор и да се предизвика самозапалување на материјалите, односно брза дистрибуција на пожарот. Пожарот може да се прошири во соседните простории со пробивање низ ѕидовите, меѓукатните плочи, преку прозорите и отворите за водење на инсталации. Еден од факторите што ја спречува можната дистрибуција од кат до кат се меѓукатните плочи, кои физички го раздвојуваат просторот. Заедно со пожарните ѕидови, тие обезбедуваат формирање на таканаречен „пожарен сектор“.

Со колапс на меѓукатните плочи при дејство на пожар, столбовите и носечките ѕидови од соседниот кат се директно изложени на пожар. Оттука произлегува дека губењето на носивоста на плочата, освен што овозможува ширење на пожарот, ги загрозува и вертикалните конструктивни елементи. Затоа, меѓукатните плочи мора да бидат проектирани и конструирани со задоволителна пожарна отпорност, дефинирана во прописите на секоја земја.

Во продолжение се прикажани неколку пожари, случени во минатото во високи згради, каде како последица е предизвикано делумно или целосно оштетеување на меѓукатните плочи.

2.3.1 First Interstate Bank Building, USA

Routley (26) опиша пожар кој се појавил во First Interstate Bank Building, САД во 1988. Зградата имаше 62 ката, највисока во државата Калифорнија, со основа $37.8\text{ m} \times 56.1\text{ m}$. Конструкцијата на зградата беше од челични рамови, заштитени со прскање со противпожарен слој, и армиранобетонски јадра. Меѓукатната конструкција се состоела од челични греди и плочи од лесен бетон. Надворешните висечки ѕидови биле изведени од стакло и алуминиум. Пожарот се појавил на дванаестиот кат во отворена канцелариска просторија. Пожарот се ширел кон погорните катови, првенствено преку надворешните ѕидови. Прозорите се скршиле и пламенот навлегол помеѓу висечките панели и краевите на подните плочи. Конструкцијата на надворешни висечки ѕидови функционираше како оцак. Пожарот се раширил од дванаестиот до шестнаестиот кат. Пожарот се ширел со стапка 45 минути по кат и времето на интензивно горење по кат било приближно 90 минути. Ова резултира со истовремено горење на два ката. Ширењето на пожарот нагоре е прекинато на шестнаестиот кат, после комплетно уништување на четири и пол ката од зградата.

Увидот и анализите покажаа дека немало значителни оштетувања на главните конструктивните елементи, додека оштетувањата на секундарните греди и меѓукатните плочи биле мали. Материјалните штети се проценети на преку 200 милиони долари, не земајќи ја во предвид загуба од прекинувањето на работата.



Слика 2.3. First Interstate Bank Building, USA, 1988

2.3.2 Faculty of Architecture Building, Delft University of Technology, Netherlands

На 13 Мај 2008, се појави пожар на шестиот кат на објектот “Архитектонскиот факултет при Технолошкиот универзитет во Делфт“ во Холандија. Пожарот се појавил на тринаестиот кат како резултат на палење на апарат за кафе, и брзо се развил и се претворил во екстреман пожар. Иако сите корисници на објектот биле навремено евакуирани, брзиот развој на пожарот предизвикало неконтролирано горење во траење од неколку часа, што на крај резултирало со колапс на голем дел од објектот. Продолженото горење и после колапсот на дел од конструкцијата, предизвикало такви оштетување што објектот мораше да се сруши.

Собирањето и архивирањето на податоци од овој пожар е од исклучителна важност затоа што колапс на повеќе ката од објект, како резултат на дејство на пожар, историски е доста ретко. Постојат повеќе причини за реткоста на оваа појава, почнувајќи од реткото случување на пожар во повеќекатни објекти, потоа соодветното димензионирање на конструктивните елементи, па се до соодветната стратегија за пожарна заштита на овој тип на објекти (27).

Објектот е изграден во 1970 година, како комбинација на армирано-бетонска и челична конструкција, и има шест одделни конструкции од по три ката, и една кула од тринаесет ката. Димензиите на кулата во основа беа 108 m x 22 m.

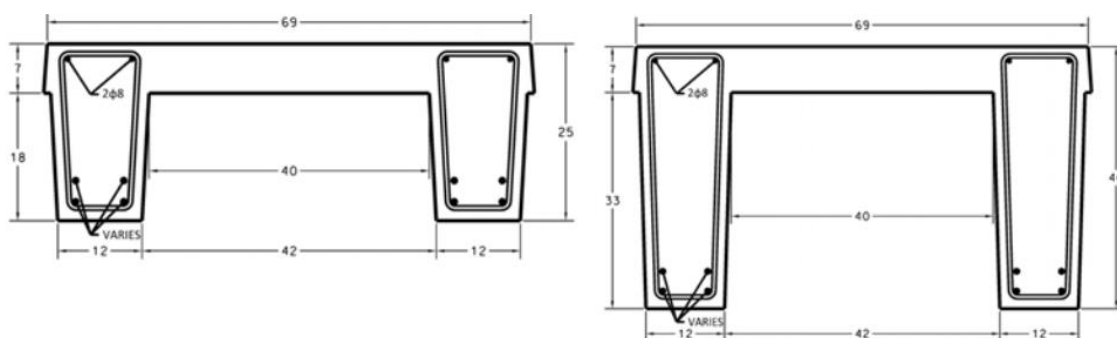


Слика 2.4. Објект “Архитектонскиот факултет во Делфт, Холандија“ после дејство на пожар



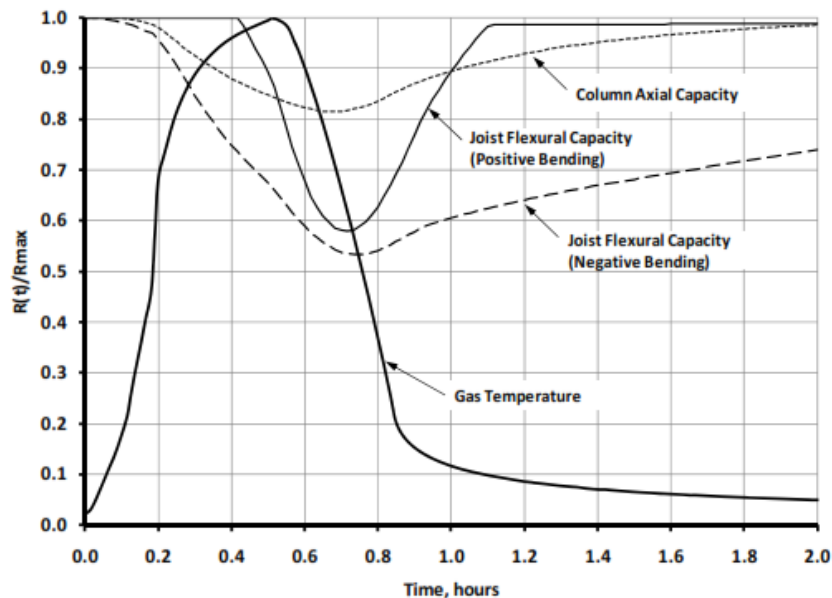
Слика 2.5. Основа на шестиот кат и локација на појавување на пожарот во објектот “Архитектонскиот факултет во Делфт, Холандија“

Типот на меѓукатната конструкција е префабрикувана армиранобетонска ребраста плоча, со две карактеристични висини на гредите, 25 cm и 40 cm, во зависност од нивната локација. Дебелината на заштитниот бетонски слој, како битен параметар, варира од 15 до 20 mm, нешто помала од таа што може да се очекува од сегашните барања на прописите за проектирање.



Слика 2.6. Напречен пресек на меѓукатната конструкција (димензиите се во cm) на објектот “Архитектонскиот факултет во Делфт, Холандија“

Авторите извршија прелиминарна анализа и го дефинира одговорот на конструкција, при што ја анализираа носивоста на гредите од меѓукатната конструкција и на столбовите. На Слика 2.7 се претставени добиените резултати. Од анализите се гледа дека елементите ја достигнуваат нивната најниска носивост после 45 минути дејство на пожар. Во тој момент температурата на флуидот веќе го надминува пикот, кој се појавува во 30-тата минута.



Слика 2.7. Нормализирана носивост на напречните пресеци на меѓукатната конструкција и столбовите на објектот "Архитектонскиот факултет во Делфт"

2.3.3 Windsor Tower, Мадрид

Во 1979 година, во Мадрид, Шпанија, беше изградена осмата највисока кула во рамките на комерцијалниот центар на градот (5). Кулата Windsor беше со висина 106 метри и 32 ката. Во времето кога е изградена, недостасуваа мерки за противпожарна заштита, па од таа причина, а со цел да се исполнат новите барања на градежната регулатива, на 12 февруари 2005 година започна реконструкција на кулата за да се надгради нејзината противпожарна заштита. При изведба на градежните работи на 21-ви кат се појавил пожар и ја уништи зградата.

Објектот беше изведен како бетонска зграда со армирано-бетонско јадро, со ребрасти плочи носиви во двата правца и висина 280 mm, потпрени на армирано-бетонското јадро. Внатрешните композитни челик-бетон столбови беа изведени со челични I-профили со висина 360 mm, додека по периметарот на објектот беа изведени челични столбови. Кат по кат, во зградата се додаваше противпожарна заштита, почнувајќи од долниот кат. Тригодишниот проект вклучуваше противпожарна заштита на периметарските челични столбови со нивно обложување со термичка изолација, потоа противпожарна заштита на внатрешните челични греди со помош на прскање и вградување на спринклер-систем. За време на пожарот, противпожарната заштита на сите катови под седумнаесетиот беше блиску до завршување, освен на 9. и 15. кат.

Просторот помеѓу облогата и подните плочи не беше заштитен со противпожарни материјали. Освен тоа, системот за запирање на пожарот во отворите и противпожарните врати до вертикалните окна не беа целосно инсталирани и спринклер-системот само што почнаа да се инсталира.

Вертикалната одвоеност не можела целосно да се постигне поради недостаток на системи за запирање на пожарот низ отворите во подот и помеѓу облогата и подните плочи. Од дејството на пожарот се срушиле надворешните полиња на меѓукатните плочи и сидовите по обиколката од 21. до 32. кат. Зградата беше целосно уништена од пожарот.



Слика 2.8. Кулата Windsor после гаснење на пожар

2.3.4 GRENFELL TOWER

На 14 јуни 2017 година, во 00:45 часот, се појави пожар и се прошири низ кулата Гренфел. Пожарот се прошири низ целата зграда за помалку од 15 минути, а 30 минути подоцна, пожарот беше целосно надвор од контрола. Постојат неколку основни причини за неконтролираното ширење на пожарот во зградата. Првата и клучна причина беше недостатокот на стратешки пристап кон противпожарната заштита, односно недостаток на сектори за противпожарна заштита и постоењето на само едни средишни степеништа, без секундарни или противпожарни скали. Следната клучна причина е вградениот фасаден тип. Конечниот резултат на оваа несреќа беше 79 мртви (28).



Слика 2.9. GRENFELL TOWER

2.3.5 Пожар на објектот за колективно домување, Скопје

На 1.12.2017 год. во подрумските простории на објект за колективно домување на ул. Баница бр.3, општина Кисела Вода, Скопје, избувнал пожар кој зафатил една третина од подрумскиот дел во објектот. Меѓукатната конструкција на катовите претставува армиранобетонска рамна плоча носива во два правца, со различни распони (во зависност од осовинските растојанија помеѓу рамките), и со дебелина од 14 см.

Од Слика 2.10 се гледа дека пожарот, кој траеше повеќе од 10 часа, предизвика комплетна деградација на механичките карактеристики на бетонот и рушење на приземната АБ плоча во едно поле, како резултат на експлозивно прскање на бетонот.



Слика 2.10. Рушење на АБ плоча во едно поле, како резултат на експлозивно прскање на бетонот и надмината носивост на плочата

На Слика 2.11 е прикажано отпаѓањето на заштитниот бетонски слој на приземна плоча опожарена од долната страна и на АБ платно во подрумот.



Слика 2.11. Прскање и отпаѓање на заштитниот бетонски слој на приземна плоча од долна страна и на АБ платно во подрумот

Прикажаните оштетувања го потврдуваат фактот дека армиранобетонските плочи можат да претрпат големи оштетувања, па и колапс, кога се изложени на пожар. Од таа причина, во докторската дисертација се спроведени анализи со кои се дефинираат параметрите кои имаат доминантно влијание на пожарната отпорност на овој тип конструктивни елементи.

3 ДОСЕГАШНИ ИСТРАЖУВАЊА ВО ОБЛАСТА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПЛОЧИ

Истражувањата за влијанието на пожарот врз бетонските, челичните и армиранобетонските конструкции, како и последиците од пожарот, започнуваат уште во 1922 год. (29). Од посебен интерес било да се разбере комплексното однесување на материјалот, но и на конструкцијата, односно да се анализира сигурноста и интегритетот на градежните објекти во времетраење на пожарот и во фазата на ладење (30). За почетоците на аналитичкото дефинирање на однесувањето на армиранобетонските конструкции на високи температури треба да се вратиме во 1970-та, кога се започна со нумеричка термичка и конструктивна анализа, без нивно взаемно интегрирање. Со таквиот пристап, во прва фаза се дефинира температурното поле во конструкциите изложени на високи температури за цело времетраење на термичкото дејство, а потоа излезните резултати од термичката анализа се пренесуваат во програмот за конструктивна, поточно статичка анализа, од каде се добиваат напрегањата и деформациите на конструктивните елементи (30).

Nizamuddin and Bresler, 1976 (31), разработуваат математичка постапка кој базира на методот на конечни елементи, со помош на која може да се определи однесувањето на армирано-бетонски плочи при дејство на пожар. Нелинеарната постапка имплементирана во компјутерскиот програм FIRES-SL базира на теоријата на Kirchhoff за тенки плочи, која ги вклучува моментите на свиткување и мембранските сили. Користена е итеративна постапка со временски чекори за да се добијат деформациите при рамнотежа на надворешните сили и внатрешните напрегања. Оваа метода може да се користи за било кој облик на плоча, за различни контурни услови и начин на армирање. Напрегањата нормални на рамнината на плочата се занемарени. За материјалните модели претпоставени се: би-аксијална состојба на рамнински напрегања за бетонот и едно-аксијална состојба на напрегање за челикот. Овој модел ги зема во предвид промените на димензиите на елементите како резултат на температурните промени, промените на механичките карактеристики на материјалите во функција од температурата, зголемувањето на собирањето и ползењето со зголемување на температурата, деградацијата на крутоста на елементите поради појавата на прснатини во различни правци, дробењето на бетон и развлекувањето на челикот.

Borst and Peeters, 1989 (32), со цел да го симулираат однесувањето на армиранобетонските плочи на високи температури, развиваат алгоритам кој истовремено ги зема во предвид ефектите од: термичкото дилатирање, преносните дилатации, појавата на прснатини и дробењето на бетонот, како и опаѓањето на еластичните својства на материјалите како резултат на пораст на температурата, со што проблемот станува нелинеарен. Овој алгоритам вклучува генерализирано правило на средна точка како временски интегратор, чија точност на интегрирање е оценета за точка напред, целосно назад и за средна точка. Алгоритмот ја користи Newton-Raphsen-

овата итеративна постапка за интеграција во временски чекор со што е обезбедена конвергенција на резултатите. Предложениот модел е тестиран на неколку неармирани пробни тела и на плочи носиви во еден правец. Извршена е споредба на експериментално и нумерички добиените резултати и утврдено е добро совпаѓање.

Ahmed and Al-Zubaedi, 2004 (33), применуваат метод на конечни разлики за анализа на нелинеарното однесување на армиранобетонски плочи изложени на високи температури. За определување на напрегањата и деформациите на АБ плочи при високи температури применуваат теорија на големи поместувања и техника на динамичка релаксација.

Ahmed and Hasan, 2005 (34) го проучуваат ефектот на циклично загревање и ладење врз нелинеарното однесување на армиранобетонските плочи при различни услови на оптоварување, пред и по појавата на прснатини, се до лом. Диференцијалните равенки се решени со метод на конечни разлики, со примена на техниката на динамична релаксација.

Owen and Figueiras, 1984 (35), разработуваат компјутерски програм со помош на кој систематски се оценува однесувањето на армиранобетонски плочи изложени на високи температури при истовремено дејство на надворешен товар. Програмот ја вклучува и преносната (transient) дилатација, која е во функција од порастот на температурата и надворешниот товар, и има големо влијание врз целокупното однесување на армиранобетонските конструкции изложени на високи температури. При дробење на бетонот, кое настанува како резултат на надмината јакост на притисок, но и на експлозивно прскање на бетонот, арматурата е изложена на многу повисоки температури, што доведува до дополнителна деградација на јакоста и крутоста на плочата (36).

Abdul-Razzak and Said, (37) ја дефинираат пожарната отпорност на армиранобетонски плочи применувајќи нелинеарна анализа базирана на конечни елементи. Применуваат лушпести (shell) елементи со осум јазлови точки, користејќи ја Mindlin/Reissner-овата теорија за дебели плочи. Овој модел ги зема во предвид прснатините, дробењето на бетонот и развлекувањето на челикот кои се јавуваат како резултат на високите температури. Предложениот модел е спореден со експерименталните резултати од веќе спроведени експериментални истражувања и постигнато е добро совпаѓање.

Huang et al., 2003 (38), применувајќи го Методот на конечни елементи, развиваат нелинеарна постапка за определување на однесувањето на армиранобетонски плочи изложени на пожар, при што плочата ја делат на слоеви. Оваа постапка базира на Mindlin/Reissner-овата теорија за дебели плочи, користејќи ја би-аксијалната анвелоба за лом на бетонот и претпоставувајќи линеарна распределба на температурата по дебелина на слојот. Овој модел е искористен и во програмот Vulcan.

Reynour and Nechnech, 2002 (39), за анализа на армиранобетонски конструкции изложени на високи температури, применуваат еласто-пластичен модел на лом. Предложениот модел базира на взаемното дејство на термичките и механичките оптоварувања, вклучувајќи го ефектот на зголемено ползење со пораст на температурата. За соодветно вклучување на влијанијата, постапката е поделена во две фази:

- Лом од механички оштетувања
- Лом од не-механички оштетувања

Резултатите од нумеричките анализи покажуваат добро совпаѓање со експерименталните резултати.

Long and Purkiss, 2005 (40), ги проучуваат и споредуваат експерименталните податоци за “напрегање-дилатација” моделите за бетон изложен на високи температури, достапни во литературата (Anderberg and Thelandersson model, Schineider model, Diederiches model и Khoury and Terro model), и предлагаат модел “напрегање-дилатација-температура” кој имплицитно го зема во предвид ефектот од преносната (transient) дилатација, која се јавува само при високи температури, кога бетонот е изложен на напрегања на притисок.

Врз база на голем број пожарни тестови на АБ плочи со реални димензии, утврдено е дека АБ плочите ја одржуваат својата носивост и при многу високи температури, како резултат на взаемна рамнотежа на мембранските сили. Ово се случува при големи поместувања и го претставува граничниот услов за гранична состојба при пожар. Allam, 1998 (41), во својата докторска дисертација го истражува опишаниот ефект и предлага подобрена формулација за моделирање на мембранските сили.

Моделот на лом на бетонот при високи температури, имплементиран во програмот Vulcan, е прилично груб во своите претпоставки и во одредени ситуации дава нереални резултати за однесувањето на плочите. Huang, 1999 (41), развива нов модел на лом за бетон изложен на високи температури, кој во комбинација со слоевит плочест елемент за дефинирање на температурната распределба по висина на плочата, овозможува да се моделира прогресивното напукнување и дробење на бетонот. Предложениот модел е валидиран при спроведување на “Cardington” пожарните тести.

Huang, 2000 (41), развива нов рамнински лушпест елемент со 9-јазлови точки, со геометриска нелинеарна формулација, кој во себе ги вклучува и поставките на претходно дефинираниот елементот со 4-јазлови точки, и истиот го вградува во програмот Vulcan. Верификација на предложениот елемент е извршена врз база на резултатите добиени со аналитички решенија, нумерички моделирања и тестирања. Предложениот елемент овозможува моделирање на однесувањето на плочи при дејство на пожар во случај на големи поместувања, вклучувајќи ги и свиткувањето предизвикано од спреченото термичко дилатирање и мембранските сили на затегање.

Yu, 2005 (41), развива упростен термички модел за ребрасти композитни плочи, со кој се зема предвид разликата во температурата помеѓу реброто и профилот, ефект кој беше занемарен во компјутерскиот програм Vulcan. Исто така, развиен е и елемент за конструктивна анализа на овој тип плочи, со кој се зема во предвид варијацијата на температурата по висина на плочата, како и промената на дебелината на плочата.

Foster et al. 2004 (42), воведуваат нов метод за проектирање на композитни плочи изложени на дејство на пожар, користејќи упростен модел за дефинирање на линијата на течење при лом предизвикан од дејство на мембрански сили на затегнување при големи поместувања. При дејство на пожар големи поместувања се прифатливи доколку не се случи колапс на конструкција или не се јават пукнатини низ кои пламенот и чадот ќе поминат и пожарот ќе се пренесе во нов пожарен сектор. Резултатите кои ги дава предложениот метод се споредени со резултати од нумерички модели, но и со резултати од голем број на експерименти. Во прва фаза методот е верифициран врз база на експерименти на модели со смалени димензии и при амбиентална температура, а потоа истражувањето е проширено со тестирање на оптоварени модели со смалени димензии, но при зголемена температура. Со тестирање на модели со смалени димензии се овозможи спроведување на голем број на тестови, што за модели во реална големина би било премногу скапо. На тој начин беше овозможено тестирање и на упростениот модел и на напредните пристапи на моделирање.

За определување на граничната носивост на плочи изложени на пожар развиени се голем број на упростени методи. Многу од овие методи теоријата за однесување на плочи на амбиентална температура при големи поместувања ја користат и за случај на изложеност на високи температури, земајќи го во предвид само намалувањето на јакосните и крутосни карактеристики на бетонот и челикот при високи температури, додека ефектите од термичкото ширење и термички предизвиканото извивање се занемарени. Експериментално е потврдено дека постои голема разлика во однесувањето и во обликот на лом на плочите согласно предложените методи и реалното однесување при амбиентална температура и при високи температури, кога истите се изложени на мембрански сили на затегање. Abu et al., 2013 (43), предлагаат нов аналитички метод кој, при определување на однесувањето на плочите изложени на дејство на пожар, ги вклучува и термичките и механичките ефекти. За таа цел го користат Rayleigh-Ritz-овиот варијационен пристап од класичната теорија на плочи при големи поместувања. Овој метод овозможува поточно определување на поместувањата и на мембранските сили на затегање, но потребно е понатамошно подобрување од аспект на точноста при определување на напрегањата. Резултатите се споредени со резултати од нумеричко моделирање, користејќи го компјутерскиот програм Vulcan.

Во 1995 и 1996 година е спроведен најдетален експериментален тест на осум катна рамовска челична конструкција. Експериментот е реализиран во поранешната “Cardington Large Building Test Facility“ во Британија (44). Во овој програм вклучени се три пожарни теста на модели со реални димензии, а како гориво користени се дрвени

кревети и канцелариски мебел, односно “*BRE Large Enclosure Test, Corus Corner Test и Corus Demonstration Furniture Test*“. Првиот тест користи дрвени кревети и генерира речиси рамномерни пожарни услови во тек на време низ целата затворена просторија од 342m², тако што разликите во пожарните услови од една до друга локација се занемарливи. Сепак, се генерираат релативно ниски температури. Во вториот тест се генерираат исто така речиси рамномерни пожарни услови во тек на време низ целата затворена просторија од 75m², со највисока температура од 1000°C. И на крај, во третиот тест се генерираат нерамномерни пожарни услови и многу високи температури. Главни цели на експериментот беа:

- Да се обезбедат податоци за верификација на нумеричката анализа за однесувањето на композитните рамовски конструкции на пожар.
- Да се демонстрира однесувањето на повеќекатните рамовски конструкции на пожар, и
- Да се обезбеди платформа од која може да се извлечат заклучоци за однесувањето на повеќекатните рамовски конструкции на пожар, за да се донесат препораки за нивно проектирање и да се воспостават практични методологии за проектирање.

Спроведените тестови покажаа дека мембранските сили на затегање кај композитните плочи имаат клучно влијание на зголемувањето на пожарната отпорност.

Значаен придонес во проучувањето на меѓукатните констркции дава и Lim, 2003 (45), кој во своите истражувања главно се фокусира на влијанието на мембранските сили на притисок и мембранските сили на затегање. Проучувањето на ефектот на мембранските сили на притисок е спроведено за армиранобетонски плочи носиви во еден правец, при што е применета 2D анализа со конечни елементи, користејќи го компјутерскиот програм SAFIR. Главни заклучоци се:

- Однесувањето на плочи носиви во еден правец при дејство на пожар најмногу зависи од условите на потпирање и од степенот на спреченост на аксијалното дилатирање.
- Двострано вклетените плочи имаат многу подобро однесување и значително поголема пожарна отпорност од зглобно потпрените плочи.
- Однесувањето на плочите во кои се генерира аксијална сила на притисок како резултат на спреченото аксијално дилатирање е сложено за моделирање, дури и со софистицирани програми кои базираат на методот на конечни елементи. Сложеноста на проблемот произлегува од фактот што во реална конструкција е тешко да се дефинираат граничните услови, особено од аспект на дефинирање на степенот на спреченост на аксијалното дилатирање, предизвикана од соседните ладни елементи, како и дефинирање на положбата на рамнината во пресекот во која се случува спречувањето на поместувањата, која во тек на време се менува поради поместувањето на тежишната оска на пресекот предизвикано од промената на крутоста.

Проучувањето на ефектот од мембранските сили на затегање во услови на пожар е спроведено со експериментални тестови и со 3D анализа со конечни елементи. Цел на експериментите е да се добијат резултати за плочи тестираны во контролирани услови во печка и истите да се користат за потврдување на точноста на постојните компјутерски модели. Потребата експериментално да се определат перформансите на плочите при услови на интензивен пожар доведува до спроведување на пожарни тестови во BRANZ Limited (Building Research Association of New Zealand). Експериментални тестови во пожарна печка се извршени на шест плочи. Тестирани се три рамни армиранобетонски плочи и три композитни челик-бетон плочи. Плочите се слободно потпрени на сите четири страна, со спречено аксијално поместување. Товарени се со константен надворешен товар и изложени на стандарден пожар во траење од три часа. За да се предвиди однесувањето на тестираните плочи, спроведена е и 3D анализата со конечни елементи, со примена на компјутерскиот програм SAFIR кој овозможува да се моделираат плочи со различни услови на потпирање и различна геометрија. Притоа, користени се лушпести елементи и линеарни елементи.

Врз база на резултатите од експериментите и нумеричката анализа, извлечени се следните заклучоци:

- Слободно потпрените плочи носиви во два правца имаат многу поголема пожарна отпорност од слободно потпрените плочи носиви во еден правец. Поголемата пожарна отпорност на плочите носиви во два правца е резултат на мембранските сили на затегање.
- Лушпестиот елемент во компјутерскиот програм SAFIR овозможува поточно да се моделира 3D однесувањето на армиранобетонските и композитните плочи изложени на дејство на пожар. Моделирањето на тестираните плочи со лушпест елемент даден во SAFIR покажа добро совпаѓање со експерименталните резултати.
- Однесувањето на плочите носиви во два правца, во услови на пожар, е многу чувствително од аспект на односот на страните на плочите и условите на потпирање.

Со 3D моделира на плочи носиви во два правца, применувајќи го компјутерскиот програм SAFIR, Lim 2003 (45) доаѓа до следните заклучоци:

- SAFIR може да се користи за да се определи однесувањето на плочи носиви во два правца и на амбиентална температура и при дејство на пожар, земајќи ја во предвид и материјалната и геометриската нелинеарност.
- Со SAFIR се добива поголем ултимативен товар за плочи носиви во два правца, споредено со постапката базирана на теоријата за линии на течење (yield-line theory) затоа што истата не ги вклучува мембранските сили во рамнината на плочите.

- Однесувањето на композитните плочи на амбиентална температура и при дејство на пожар може да се моделира со комбинација на линиски и лушпести елементи.
- Однесувањето на композитните плочи со челичен лим е тешко да се предвиди затоа што во нумеричката анализа не е земено во предвид пролизгувањето и одвојувањето на челичниот лим од плочата.
- Отпорноста на затегање на бетонот има важна улога во резултатите од анализата во SAFIR, посебно кај лесно армирани плочи. Анализите треба да се спроведат со отпорност на затегање на бетонот не поголема од $0.25\sqrt{f_{ck}}$. Нула отпорност на затегање на бетонот може да се усвои како конзервативна вредност за да се предвиди однесувањето на постоечки конструкции кај кои веќе се јавиле прснатини.

Врз база на прегледот на досегашните истражувања во областа на пожарната отпорност на армиранобетонските плочи, може да се заклучи дека недостасуваат истражувања посебно од аспект на влијанието на одделни параметри врз пожарната отпорност на плочи носиви во еден или два правца. Токму затоа, предмет на истражување во докторската дисертација е влијанието на: распонот на плочата, статичкиот систем, дебелината на заштитниот бетонски слој и пожарното сценарио врз зголемувањето на пожарната отпорност на плочите.

4 МАТЕРИЈАЛНИ СВОЈСТВА НА БЕТОНОТ И ЧЕЛИКОТ ПРИ ПОКАЧЕНИ ТЕМПЕРАТУРИ СПОРЕД ЕВРОКОД 2-1-2

4.1 ВОВЕД

При појава на пожар во градежни објекти, во опожарниот сектор се развиваат високи температури што доведува до пораст на температурата и во конструктивните елементи. Високите температури предизвикуваат деградација на материјалните својства на конструктивните материјали, во случајот на бетонот и челикот, а тоа пак се рефлектира врз однесувањето на конструкцијата во целост, односно влијае на смалување на нејзината пожарна отпорност.

Ефектите од високите температури врз термичките и механичките својства на конструктивните материјали се определуваат експериментално, изложувајќи ги пробните тела на еден од постојните пожарни модели во, за таа цел, посебно изведени печки. Притоа, за различни модели на пожар се добиваат различни резултати за промените на термичките и механичките својства на материјалите.

Во докторскиот труд ќе бидат анализирани меѓукатни полни армиранобетонски плочи, изложени на Стандарден пожар ISO 834. Во анализите ќе се користат материјалните модели за бетонот и челикот кои се дадени во Еврокод 2 дел 1-2 (1) и се соодветни за Стандарден пожар ISO 834.

4.2 МАТЕРИЈАЛНИ СВОЈСТВА НА БЕТОНОТ

4.2.1 Термички својства на бетонот

4.2.1.1 Термичко издолжување

Според Еврокод 2 дел 1.2 (1) термичката дилатација ($\Delta l/l$) на бетонот се дефинира со следниве равенки:

Бетон со силикатен агрегат:

$$(\Delta l/l)_c = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad 4.1$$

$$(\Delta l/l)_c = 14 \times 10^{-3} \quad \text{за } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.2$$

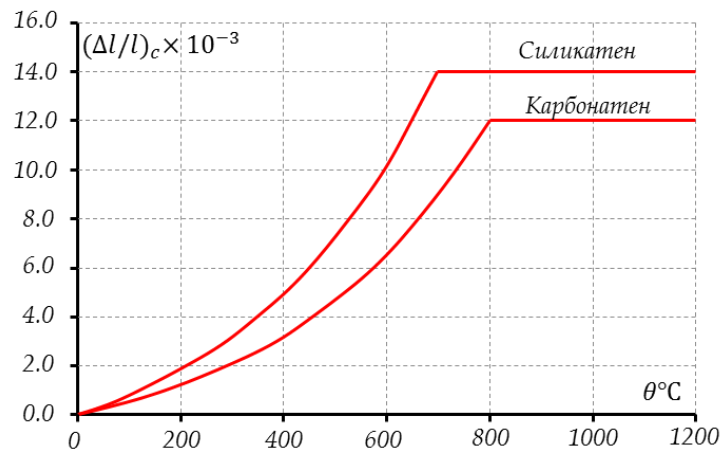
Бетон со карбонатен агрегат:

$$(\Delta l/l)_c = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \quad 4.3$$

$$(\Delta l/l)_c = 12 \times 10^{-3} \quad \text{за } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.4$$

каде θ е температура на бетонот ($^\circ\text{C}$).

Промената на термичкото издолжување во зависност од температурата графички е прикажана на Слика 4.1.



Слика 4.1. Вкупно термичко издолжување на бетонот според Еврокод 2 дел 1.2

4.2.1.2 Специфична топлина

Според Еврокод 2 дел 1.2 (1) специфичната топлина $c_p(\theta)$ на сув бетон ($u = 0\%$) се дефинира со следниве равенки:

Силикатни и карбонатни агрегати:

$$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg K)} \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad 4.5$$

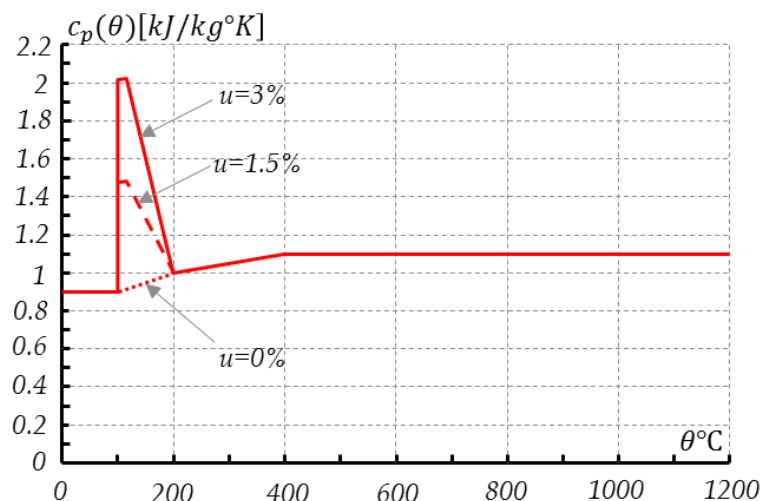
$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} \quad \text{за } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad 4.6$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)} \quad \text{за } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad 4.7$$

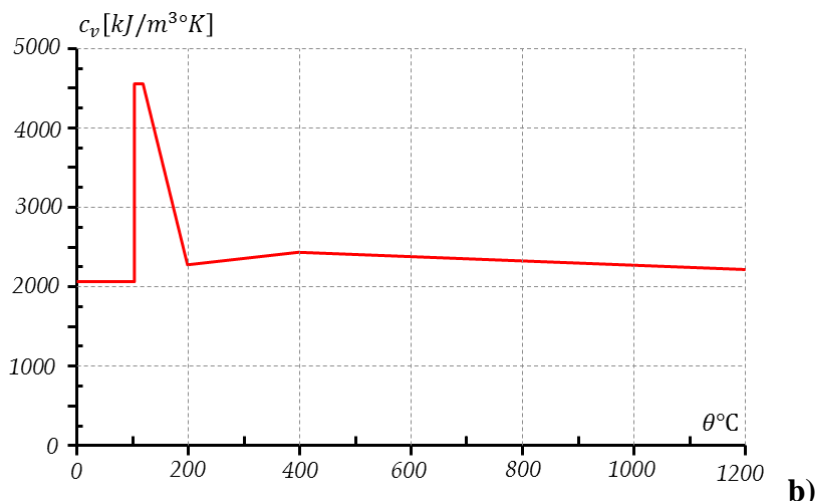
$$c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kg K)} \quad \text{за } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.8$$

каде: (θ) е температура на бетонот (°C).

Зависноста на специфичната топлина од температурата, $c_p(\theta)$ (kJ /kg °K) е илустрирана на Слика 4.2.



а)



Слика 4.2. Специфична топлина и волуменска специфична топлина согласно Еврокод 2

a) Специфична топлина $c_p(\theta)$, како функција од температурата, при 3 различни влажности u , од 0, 1.5 и 3 % од тежината на бетон со силикатен агрегат

b) Волуменска специфична топлина $c_v(\theta)$, како функција од температурата при влажност u од 3% од тежината и волуменска тежина од 2300 kg/m^3 , кај бетони со силикатен агрегат

Промената на густината во зависност од температурата зависи од загубата на влага и е дефинирана на следниот начин:

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \quad 4.9$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \quad \text{за } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad 4.10$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) \quad \text{за } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad 4.11$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) \quad \text{за } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.12$$

Промената на волуменската специфична топлина $c_v(\theta)$ (производ од $\rho(\theta)$ и $c_p(\theta)$) е прикажана на Слика 4.2b, за бетон со влажност од 3% од вкупната тежина и волуменска тежина од 2300 kg/m^3 .

4.2.1.3 Топлинска спроводливост

Топлинската спроводливост λ_c на бетонот може да се определи помеѓу горната и долната граница, дадени подолу:

- Горната граница на топлинската спроводливост λ_c на бетон со нормална тежина, може да биде определена од:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta / 100) + 0,0107 (\theta / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.13$$

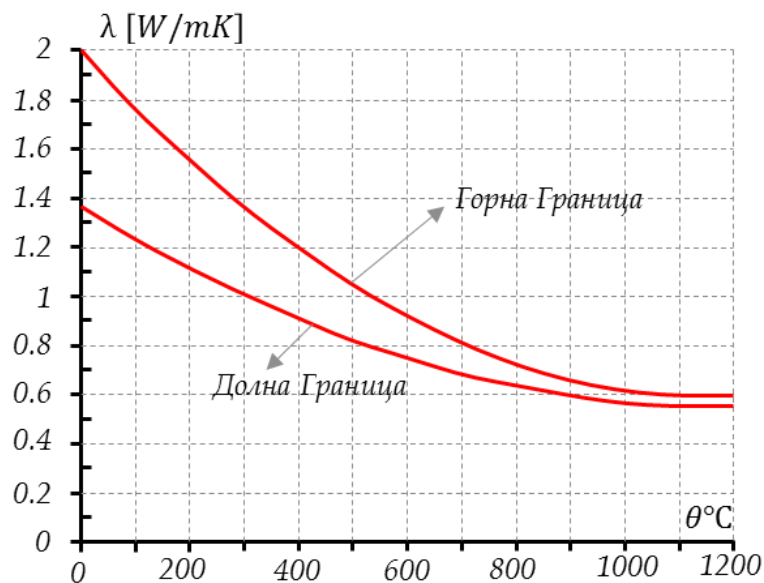
каде θ е температурата на бетонот.

- Долната граница на топлинската спроводливост λ_c на бетон со нормална тежина, може да биде определена од:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta / 100) + 0,0057 (\theta / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.14$$

каде θ е температурата на бетонот.

Промената на горната и долната граница на топлинската спроводливост на бетонот во зависност од промената на температурата, е илустрирана на Слика 4.3.



Слика 4.3. Топлинска спроводливост на бетонот

4.2.2 Механички својства на бетонот

4.2.2.1 Бетон изложен на притисок

Јакостните и деформационите својства на едноаксијално напрегнат бетон при покачени температури, треба да се определат од зависноста “напрегање-дилатација”, како што е прикажано на Слика 4.4.

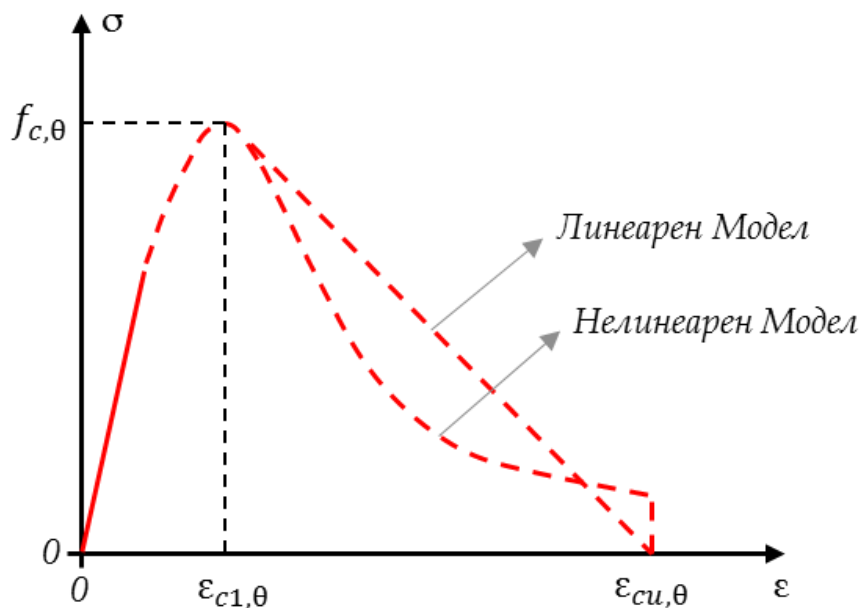
Зависностите “напрегање-дилатација” дадени на Слика 4.4 се дефинирани со два параметра:

- јакоста на притисок $f_{c,\theta}$;
- дилатацијата $\varepsilon_{c1,\theta}$ која одговара на $f_{c,\theta}$.

Вредностите за секој од овие параметри се дадени во Табела 4.1, како функција од температурата во бетонот. За вредности на температурата помеѓу дадените, може да се користи линеарна интерполација.

Параметрите дадени во Табела 4.1 може да се користат за бетони со нормална тежина со силициумов или варовнички агрегат (содржат најмалку 80% калциум-карбонат во однос на вкупната тежина).

Вредностите за $\epsilon_{cu1,\theta}$ кои го дефинираат опсегот на опаѓачката гранка, може да бидат земени од Табела 4.1, колона 4, за бетони со нормална тежина со силициумов агрегат, односно колона 7 за бетони со нормална тежина, со варовнички агрегат.

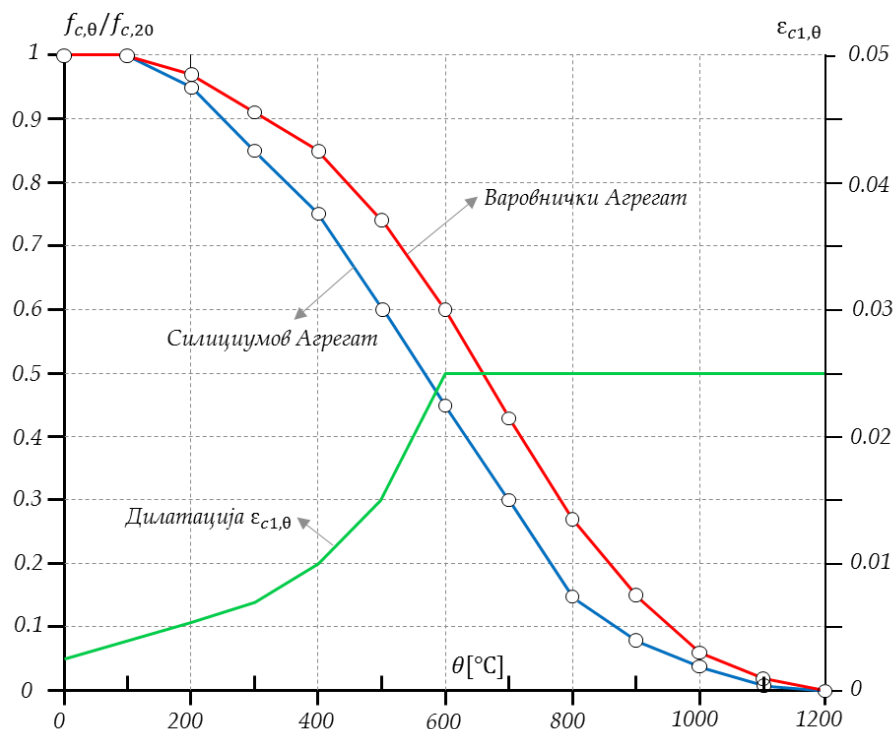


Подрачје	Напрегање $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{c1(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	За нумеричко пресметување потребно е да се усвои опаѓачка гранка. Дозволена е употреба на линеарни или нелинеарни модели.

Слика 4.4. Математички модел на зависноста напрегање-дилатација за бетон изложен на притисок при покачени температури.

Табела 4.1. Вредности за главните параметри на зависноста “напрегање-дилатација” за бетон со нормална тежина со силициумов или варовнички агрегат, при покачени температури.

Температура на бетонот θ [°C]	Силициумов агрегат			Варовнички агрегат		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-



Слика 4.5. Графички приказ на главните параметри за дефинирање на зависностите “напрегање-дилатација” за бетони со силициумови или варовнички агрегати, дадени во Табела 4.1

4.2.2.2 Јакост на затегнување

Вообичаено, јакоста на затегнување на бетонот треба да биде занемарена (конзервативен приод). Доколку е неопходно јакоста на затегнување да биде земена предвид при употреба на упростените или напреднатите пресметковни методи, треба да се исполнат следните одредби.

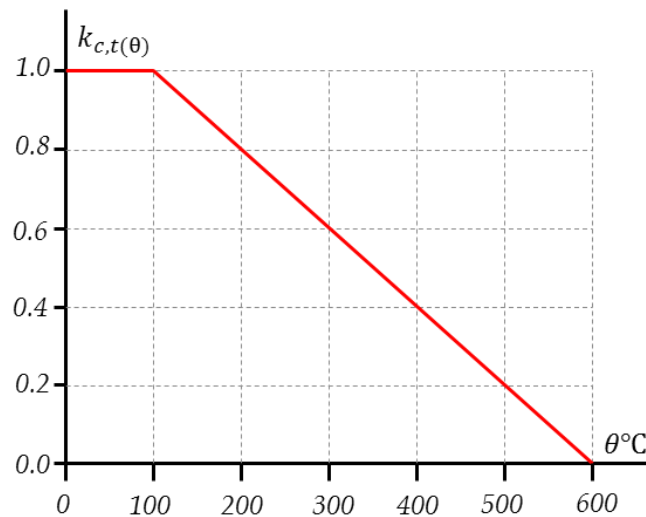
Редукцијата на карактеристичната вредност на јакоста на затегнување на бетонот се врши со помош на коефициентот $k_{c,t}(\theta)$, даден во изразот (4.15).

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad 4.15$$

Во отсуство на попрецизни информации, треба да се користат следните вредности за коефициентот $k_{c,t}(\theta)$ (види Слика 4.6):

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{за } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad 4.16$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500 \quad \text{за } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 600 \text{ }^\circ\text{C} \quad 4.17$$



Слика 4.6. Коефициент $k_{c,t}(\theta)$ кој овозможува редуција на јакоста на затегнување ($f_{ck,t}$) на бетонот при покачени температури

4.3 МАТЕРИЈАЛНИ СВОЈСТВА НА ЧЕЛИКОТ

4.3.1 Термички својства на челикот за армирање

4.3.1.1 Термичко издолжување

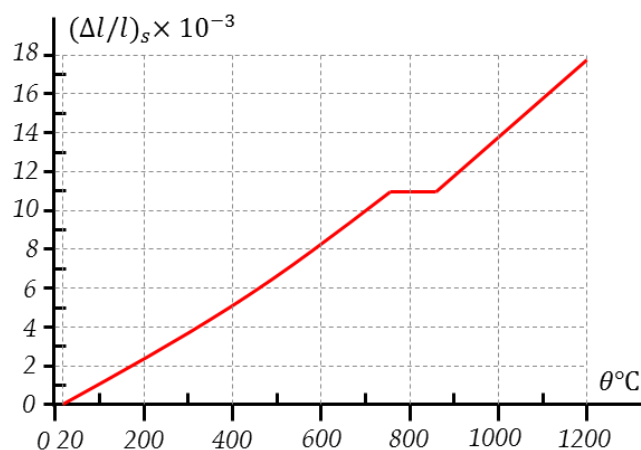
Термичката дилатација $\varepsilon_s(\theta)$ на челикот, може да се определи на следниот начин:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{за } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \quad 4.18$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad \text{за } 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C} \quad 4.19$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \quad \text{за } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad 4.20$$

Промената на термичкото издолжување во зависност од температурата е илустрирано на Слика 4.7.

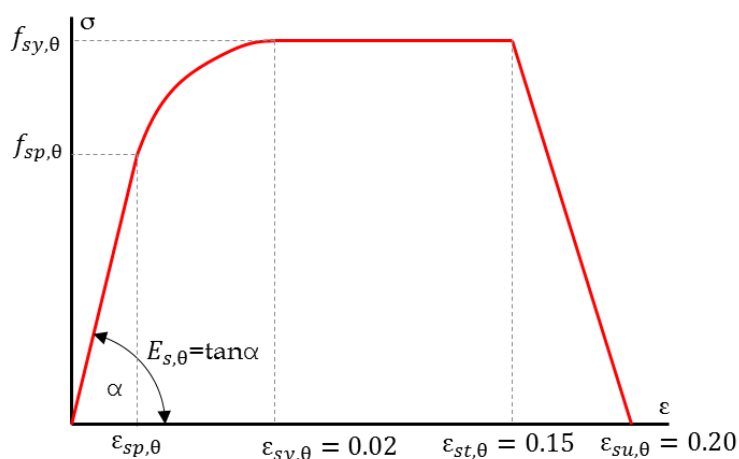


Слика 4.7. Вкупно термичко издолжување на челикот

4.3.2 Механички својства на челикот за армирање

Јакостните и деформационите својства на челикот за армирање при покачени температури треба да се добијат од зависноста “напрегање-дилатација” дадена на Слика 4.8 и Табела 4.2. Зависноста “напрегање-дилатација” дадена на Слика 4.8 е дефинирана со следните три параметри:

- наклонот на линеарно еластичното подрачје $E_{s,\theta}$
- границата на пропорционалност $f_{sp,\theta}$
- нивото на максимално напрегање $f_{sy,\theta}$



Подрачје	Напрегање $\sigma(\theta)$	Тангентен модул на еластичност
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Параметар	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$	
Функции	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

Слика 4.8. Математички модел за зависноста напрегање-дилатација на челикот за армирање, при покачени температури

Параметарска анализа на пожарна отпорност на различни типови армиранобетонски плочи

Вредностите за овие параметри, за топовалан челик за армирање при покачени температури, се дадени во Табела 4.2, односно ладно обликуван челик за армирање при покачени температури, се дадени во

Табела 4.3. За вредности на температурата помеѓу дадените, може да се користи линеарна интерполација.

Формулацијата на зависноста “напрегање-дилатација“ може да се примени и за челик изложен на притисок.

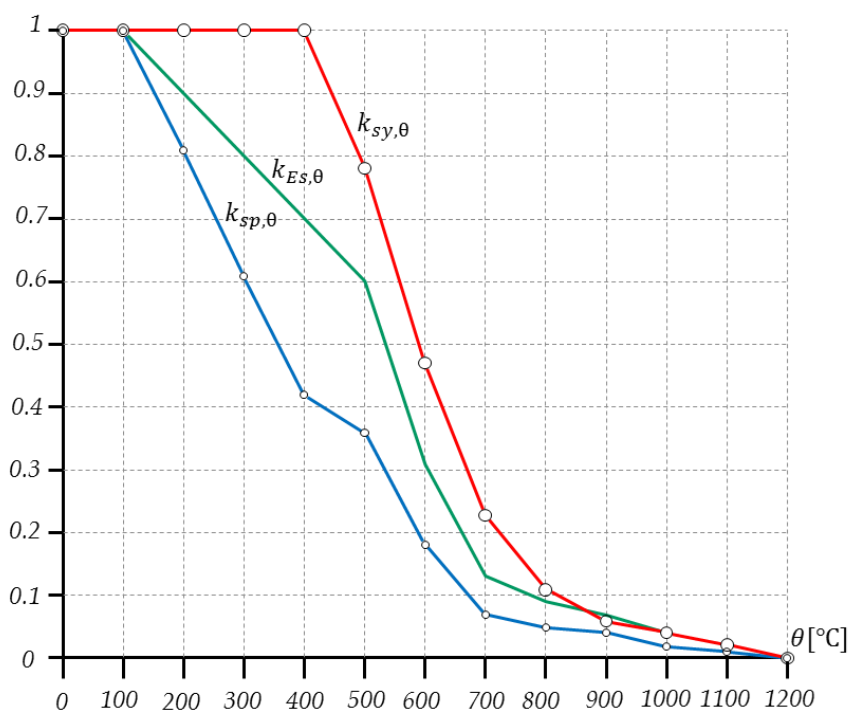
За топлински дејства во согласност со EN 1991-1-2, Глава 3 (симулација на природен пожар), особено кога се зема предвид гранката на опаѓање на температурата, вредностите кои ја дефинираат зависноста “напрегање – дилатација“ на челикот за армирање, дадени во Табела 4.2, може да се земат како задоволителна апроксимација.

Табела 4.2: Вредности за редуccionи коефициенти за параметрите на зависноста “напрегање-дилатација“ на топовалан челик за армирање при покачени температури

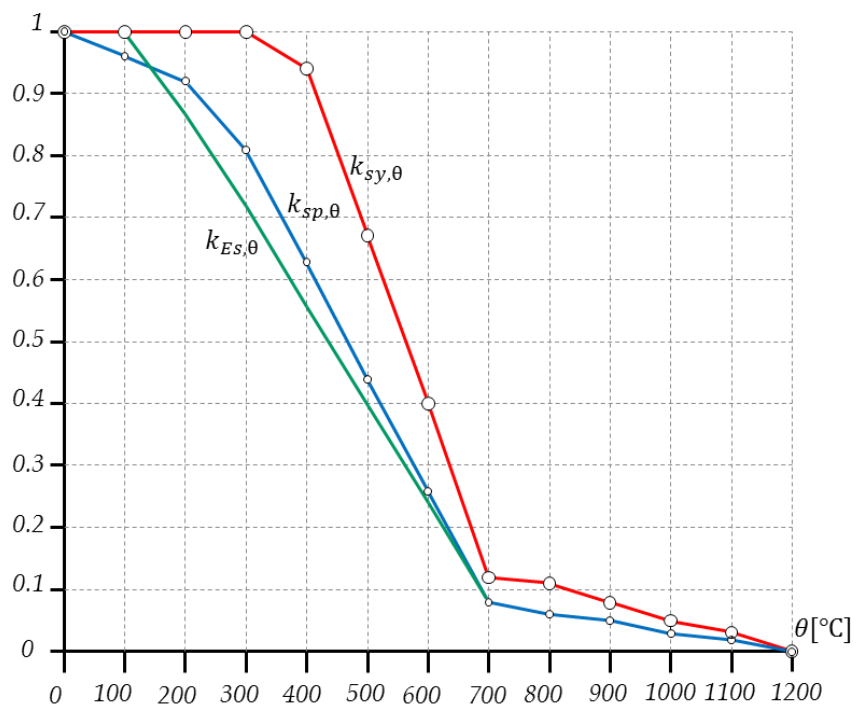
Темп. на челикот $\theta [^{\circ}\text{C}]$	$k_{sy,\theta}=f_{sy,\theta}/f_{yk}$	$k_{sp,\theta}=f_{sp,\theta}/f_{yk}$	$k_{Es,\theta}=E_{s,\theta}/E_s$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	1.00	0.81	0.90
300	1.00	0.61	0.80
400	1.00	0.42	0.70
500	0.78	0.36	0.60
600	0.47	0.18	0.31
700	0.23	0.07	0.13
800	0.11	0.05	0.09
900	0.06	0.04	0.07
1000	0.04	0.02	0.04
1100	0.02	0.01	0.02
1200	0.00	0.00	0.00

Табела 4.3: Вредности за редуциони коефициенти за параметрите на зависноста “напрегање-дилатација“ на ладно обликуван челик за армирање, при покачени температури

Темп. на челикот θ [°C]	$k_{sy,\theta}=f_{sy,\theta}/f_{yk}$	$k_{sp,\theta}=f_{sp,\theta}/f_{yk}$	$k_{Es,\theta}=E_{s,\theta}/E_s$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	0.96	1.00
200	1.00	0.92	0.87
300	1.00	0.81	0.72
400	0.94	0.63	0.56
500	0.67	0.44	0.40
600	0.40	0.26	0.24
700	0.12	0.08	0.08
800	0.11	0.06	0.06
900	0.08	0.05	0.05
1000	0.05	0.03	0.03
1100	0.03	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00



Слика 4.9. Графички приказ на редуциони коефициенти дадени во Табела 4.2



Слика 4.10. Графички приказ на редуковани коефициенти дадени во

Табела 4.3

5 ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АБ ПЛОЧИ СОГЛАСНО ЕВРОКОД 2-1-2

5.1 ВОВЕД

Согласно EN 1992-1-2 (1), пожарната отпорност на конструкциите се докажува доклку се исполнети три критериума: критериум за носивост R , критериум за интегритет E , и критериум за изолација I . Кој од наведените критериуми одреден елемент треба да задоволи, зависи од неговата геометрија и улога во конструкцијата во целина. Плочите, како површински елементи треба да ги задоволат сите три критериума, но предмет на докторската тема е да се дефинира нивната пожарна отпорност само од аспект на носивост, па соодветно ќе биде опишана постапката за проверка на критериумот R .

Согласно EN 1992-1-2 (1), потребно е да се докаже дека за време на зададено траење на пожарната изложеност t , плочите го исполнуваат критериумот:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (5.1)$$

каде:

$E_{d,fi}$ е проектен ефект од дејства за пожарна состојба, определен во согласност со EN 1992-1-2, вклучувајќи ги ефекти од термички издолжувања и деформации.

$R_{d,t,fi}$ е соодветна проектна носивост за пожарна состојба.

Со цел да се задоволи Равенката (5.1), дозволени се следните пресметковни методи за проектирање:

- Решавање на деталите согласно потврдени проектни решенија (табеларни или експериментални податоци), Глава 5 од EN 1992-1-2 (1);
- Упростени, односно приближни пресметковни методи за одредени типови на конструктивни елементи;
- Напредни пресметковни методи за симулирање на однесувањето на конструктивните елементи, дел од конструкција или цела конструкција во услови на пожар.

5.2 ПРИБЛИЖНА МЕТОДА ЗА ПРЕСМЕТКА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ

Приближната метода може да се примени онаму каде товарите се претежно рамномерно распределени и проектирањето за амбиентна температура базира на линеарна анализа или на линеарна анализа со ограничена редистрибуција, како што е опишано во Глава 5 од EN 1992-1-1 (46).

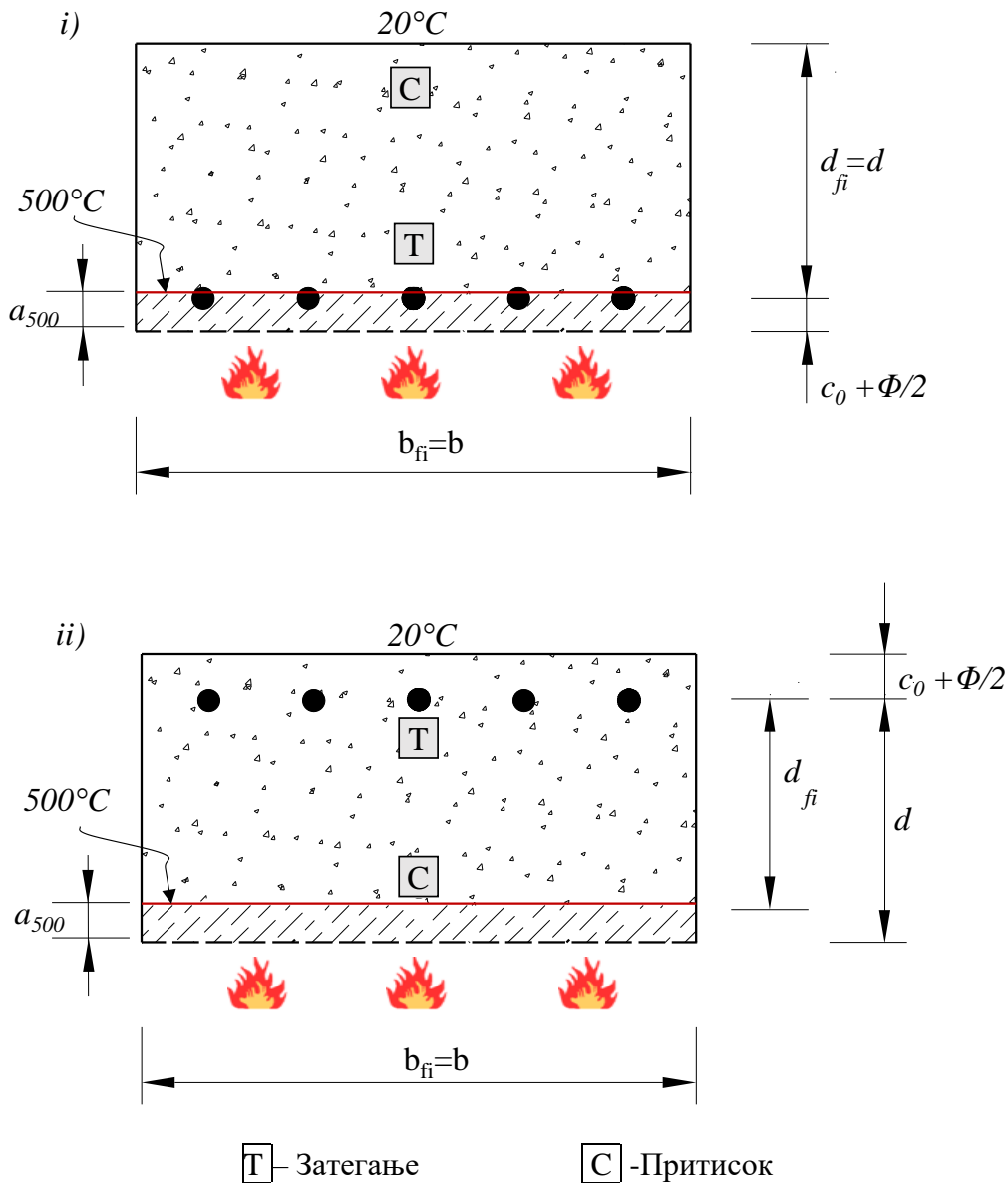
Методот може да се примени за континуирани плочи каде редистрибуцијата на моментите е поголема од 15%, доколку за пропишаните услови на пожарна изложеност во лежиштата е обезбеден доволен ротационен капацитет.

5.2.1 Метод кој базира на изотерма од 500°C

Овој метод е применлив за стандардна изложеност на пожар и сите останати временски променливи температурни режими кои предизвикуваат слични температурни полиња во изложениот елемент. Временски променливите температурни режими кои не се вклопуваат во овие критериуми бараат засебна и обемна анализа, која ја зема предвид релевантната јакост на бетонот како функција од температурата. Упростениот пресметковен метод вклучува редуција на димензиите на напречниот пресек, земајќи ја предвид оштетената зона на бетонските површини од загревањето. Дебелината на оштетениот бетон a_{500} , е еднаква на средната дебелина на изотермата од 500°C во притиснатата зона на бетонскиот пресек. Се претпоставува дека оштетениот бетон (делови од бетонот со температури повисоки од 500°C) не придонесува во носивиот капацитет на елементот, додека пак останатиот дел од пресекот ги задржува почетните вредности за јакоста и модулот на еластичност.

Врз основа на изнесените пристап кој базира на редуциран напречен пресек, пресметковната постапка за определување на носивоста на армиранобетонски напречен пресек за пожарна состојба, може да се спроведе на следниот начин:

- a) Се определува изотермата од 500°C за дадената пожарна изложеност согласно Слика 5.3, за стандарден или параметарски пожар;
- b) Се определува новата ефективна височина d_{fi} на напречниот пресек, со исклучување на површината надвор од изотермата од 500°C Слика 5.1.
- c) Се определува температурата во притиснатите и затегнатите арматурни прачки. Температурата на арматурните прачки може да се пресмета според температурните профили дадени на Слика 5.3 или други прирачници, а се зема температурата во средината на прачката. Некои од арматурните прачки може да се наоѓаат надвор од површината на редуцираниот напречен пресек, како што е прикажано на Слика 5.1. И покрај тоа, тие може да бидат вклучени во пресметката на граничната носивост на напречниот пресек изложен на дејство на пожар;
- d) Се определува редуцираната јакост на арматурата во зависност од температурата, според табелите дадени во делот 4.3.2;
- e) Се користат конвенционални пресметковни методи за определување на граничната носивост на редуцираниот напречен пресек, земајќи ја предвид јакоста на арматурните прачки пресметана во (d), и
- f) Се споредува граничната носивост на пресекот со ефектите од проектните товари или алтернативно, се споредува проценетата со бараната пожарна отпорност.



Слика 5.1. Редуциран напречен пресек на армиранобетонска плоча. i) Изложеност на пожар во затегната зона; ii) Изложеност на пожар во притисната зона

Ултимативниот момент во пресекот се пресметува на следниот начин:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad (5.2)$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad (5.3)$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) z' \quad (5.4)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (5.5)$$

каде:

A_s е вкупна површина на арматурата

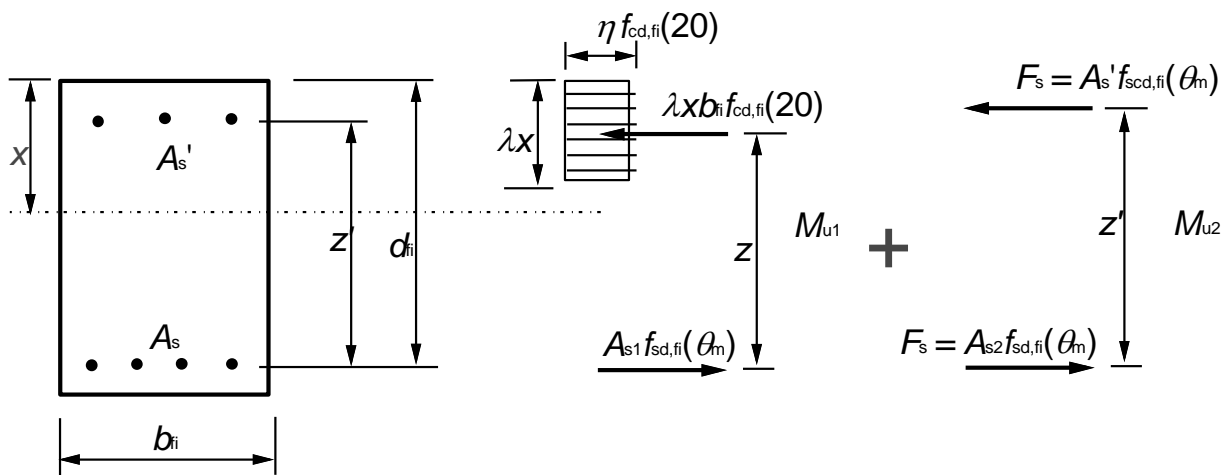
$f_{sd,fi}$ е проектна вредност на јакоста на затегнување на арматурата

- $f_{sd,fi}$ е проектна вредност на јакоста на притисок на арматурата
- ω_k е проектен коефициент на оптовареност на арматурата за напречен пресек изложен на пожар
- b_{fi} е ширина на напречниот пресек изложен на пожар
- d_{fi} е ефективна височина на напречниот пресек изложен на пожар
- $f_{cd,fi}(20)$ е проектна вредност на јакоста на притисок на бетонот (при нормална температура)
- z е крак на сили помеѓу затегнатата арматура и бетонот
- z' е крак на сили помеѓу затегнатата и притиснатата арматура
- θ_m е средна температура во редот со арматура

Кога соодветното учеството во приемот на моментите се определува како што е дадено погоре, вкупниот капацитет за прием на моменти се определува од следниот израз:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \tag{5.6}$$

Слика 5.2 дава приказ за пресметката на носивиот капацитет на напречниот пресек со затегната и притисната арматура.



b_{fi} е ширина на ефективниот напречен пресек

d_{fi} е ефективна височина на ефективниот напречен пресек

z е крак на сили помеѓу затегнатата арматура и бетонот

z^* е крак на сили помеѓу затегнатата и притиснатата арматура

A_s е површина на затегнатата арматура

A_{s1} е дел од затегнатата арматура која е во рамнотежа со бетонскиот притиснат блок

A_{s2} е дел од затегнатата арматура која е во рамнотежа со притиснатата арматура

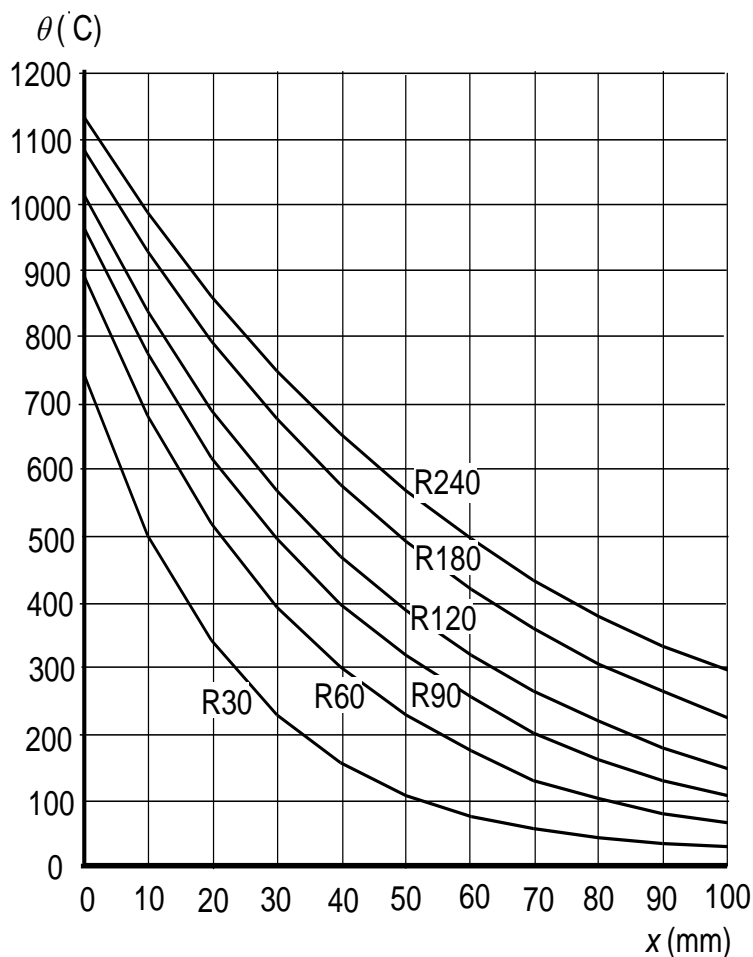
A_s' е површина на притиснатата арматура

- $f_{cd,fi}(20)$ е проектна вредност на јакоста на притисок на бетонот за пожарна состојба при нормална температура $= f_{ck}/\gamma_{c,fi}$
- $f_{sd,fi}(\theta_m)$ проектна вредност на јакоста на затегнување на арматура за пожарна состојба при средна температура θ_m во тој ред
- $f_{scd,fi}(\theta_m)$ проектна вредност на јакоста на притисок на арматура за пожарна состојба при средна температура θ_m во тој ред
- F_S вкупната сила во притиснатата арматура при пожарна состојба, која е еднаква на дел од вкупната сила во затегнатата арматура.
- λ , η и x се дефинирани во EN 1992-1-1 (46)

Слика 5.2. Дистрибуција на напрегањата при граничната состојба на носивост кај правоаголен бетонски пресек со притисната арматура

5.2.2 Температурни профили

За определување на температурата во арматурните прачки и изотермата од 500°C за дадената пожарна изложеност се користат температурни профили дадени во EN 1992-1-2, Анекс А (1), Слика 5.3.



x е растојание од изложената површина

Слика 5.3. Температурни профили за плочи (висина $h = 200$) за R60 - R240

Дијаграмите базираат на следните вредности:

- Специфичната топлина на бетонот при влажност 1.5% како е зададена во делот 4.2.1.2. Температурните графици за влажности на бетонот поголеми од 1.5%, се на страната на сигурноста.
- Долната граница на топлинската спроводливост на бетонот како е зададена во делот 4.2.1.3.
- Емисивноста на површината на бетонот изнесува 0.7
- Коефициентот на конвекција е $25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Температурата во плочата и во арматурата поставена на длабочина d , изложена на стандарден пожар ISO 834 од едната страна, може да се определи и од следните формули дадени во литературата [4]:

$$T_f = 20 + 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (5.7)$$

$$T_w = [1 - 0.0616 \cdot t_h^{-0.88}] \cdot T_f \quad (5.8)$$

$$T_d = [0.18 \cdot \ln(t_h/d^2)] \cdot T_w \quad (5.9)$$

5.2.3 Слободно потпрени плочи

Слободно потпрените плочи (Слика 5.4) претставуваат наједноставен тип на плочи носиви во еден правец. Кога пожарот делува од долната страна притиснатата зона не е изложена на високи температури, па пожарната отпорност е во функција само од температурата на арматурата. Кај овие плочи не постои можност за прераспределба на моментите.

Постапката за докажување на пожарната отпорност се состои во доказ дека носивоста на пресекот за нападни моменти во конкретно време на дејство на пожар е поголема од максималниот момент предизвикан од надворешните товари:

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (5.10)$$

Товарите во пожарни услови треба да се определат согласно EN 1991-1-2 (5).

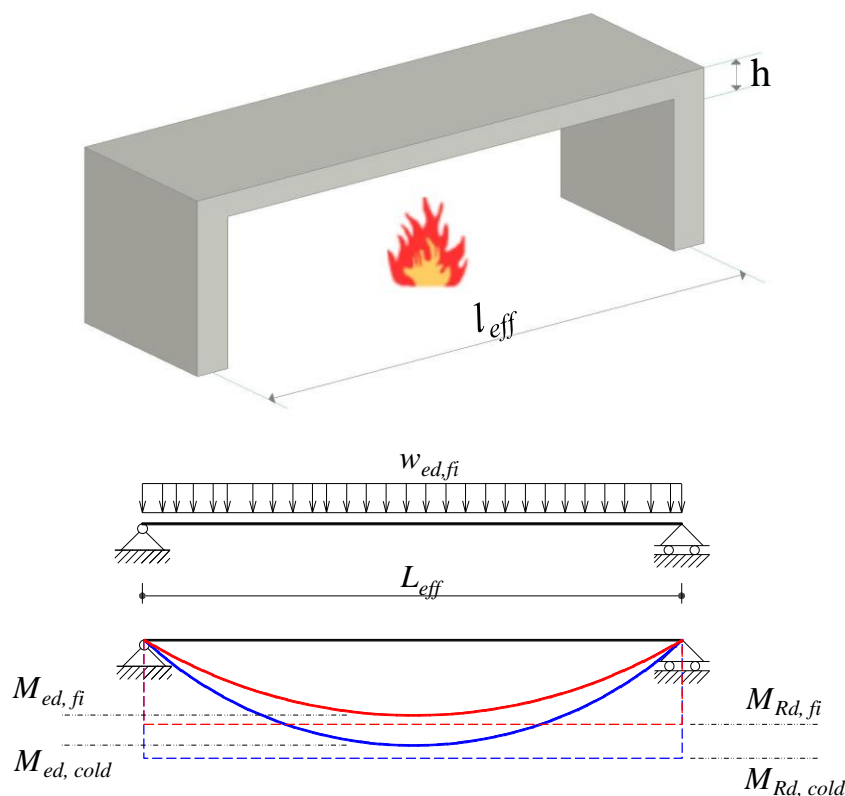
Максималниот проектен момент $M_{Ed,fi}$ за пожарна состојба, за доминантен рамномерно распределен товар, може да се пресмета со примена на изразот (5.11).

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 \quad (5.11)$$

каде:

$w_{Ed,fi}$ е рамномерно распределениот товар (kN/m) во пожарни услови

l_{eff} е ефективната должина на плочата.



Слика 5.4. Слободно потпрена плоча изложена на пожар од долната страна

Носивоста на пресекот на момент на виткање $M_{Rd,fi}$ при проектирање за пожарна состојба може да се пресмета со примена на изразот (5.12).

$$M_{Rd,fi} = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \right) k_s(\theta) M_{Ed} \left(\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \right) \quad (5.12)$$

каде:

γ_s е парцијален материјален фактор за челикот, согласно EN 1992-1-1 (46)

$\gamma_{s,fi}$ е парцијален материјален фактор за челикот во пожарни услови

$k_s(\theta)$ е фактор за редукција на јакоста на челикот за дадена температура θ при зададена пожарна отпорност. θ може да се земе од Табела 4.2, за избрано оскино растојание

M_{Ed} е приложен момент при проектирање во ладни услови, согласно EN 1992-1-1

$A_{s,prov}$ е усвоена површина на затегнатиот челик

$A_{s,req}$ е потребната површина на затегнатиот челик при проектирање за амбиентна температура согласно EN 1992-1-1

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ не треба да се земе поголемо од 1.3.

5.2.4 Континуирани плочи

Во пожарни проектни услови статичката рамнотежа на моментите на свиткување и силите на смолкнување треба да се обезбеди по целата должина на континуираните и плочи.

За да се задоволи рамнотежата при проектирање за пожарна состојба, дозволена е редистрибуција на моментите од полето кон потпорите доколку е обезбедена доволна површина на арматурата над потпорите за да може да се прими проектното пожарно натоварување. Арматурата треба да се продолжи доволно далеку во полето за да се обезбеди покривање на анвелопата на моментите на свиткување.

Носивоста на пресекот на момент на свиткување $M_{Rd,fi,Span}$ на местото на максималниот позитивен момент треба да се пресмета за пожарни услови во согласност со Равенка (5.12). Максималниот момент на свиткување за слободно потпирање од приложениот рамномерно распределен товар во пожарни услови, $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$, треба да се изедначи со носивоста на пресекот на момент на свиткување така што моментите во потпорите $M_{Rd1,fi}$ и $M_{Rd2,fi}$ ќе обезбедат рамнотежа, како што е прикажано на Слика 5.5. Ова може да се спроведе со бирање на моментот над едната потпора да биде помал или еднаков на носивоста на потпората (пресметан со примена на Равенка (5.7), и потоа да се пресмета потребниот момент над другата потпора. Во недостаток на попрецизна пресметка, носивоста на потпорите на моменти на свиткување при проектирање за пожарна состојба може да се пресмета со примена на следниот израз:

$$M_{Rd,fi} = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \right) M_{Ed} \left(\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \right) \left(\frac{d-a}{d} \right) \quad (5.7)$$

каде

γ_s , $\gamma_{s,fi}$, M_{Ed} , $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$ се дефинирани во 5.2.3

a е потребно средно оскино растојание од долната страна, дадено во Табела 5.8, колона 3, за плочи (1)

d е ефективна длабочина на пресекот

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ не треба да се земе поголемо од 1.3.

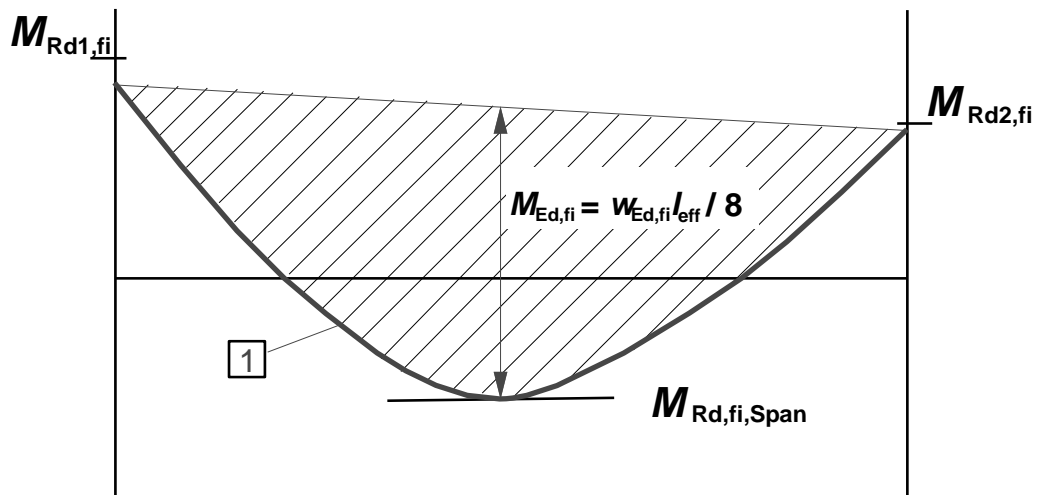
Равенката (5.7) е применлива кога температурата на горната арматура над потпорите не надминува 350°C.

Должината на горната арматура $l_{bd,fi}$, потребна во пожарни услови, треба да се провери. Таа може да се пресмета со примена на изразот (5.14).

$$l_{bd,fi} = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \right) \left(\frac{\gamma_{c,fi}}{\gamma_c} \right) l_{bd} \quad (5.14)$$

каде l_{bd} е дадено во Глава 8 од EN 1992-1-1.

Должината на арматурните прачки треба да се зголеми над потпората се до соодветната превојна точка како што е пресметано во Анекс Е.3 од EN 1992-1-2 (3) и да се додаде растојанието еднакво на $l_{bd,fi}$.



1 Дијаграм на моменти за рамномерно распределен товар во пожарни услови

Слика 5.5. Позиционирање на дијаграмот на моментите на совивање $M_{Ed,fi}$ за да се постигне рамнотежа

6 ВЕРИФИКАЦИЈА НА ПРОГРАМОТ SAFIR2016 НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ И НУМЕРИЧКИ ПРИМЕРИ

6.1 ОПИС НА ПРОГРАМОТ SAFIR

6.1.1 Општо

Програмот SAFIR, подетално опишан во оваа Глава, е применет за нумеричка анализа на пожарната отпорност на армиранобетонски плочи кои се предмет на разгледување во докторската дисертација. Програмот SAFIR е развиен на Универзитетот во Лијеж, Белгија, во 1980. година, од J. M. Franssen. Истиот базира на Методот на Конечни Елементи (МКЕ) и е специјализиран за нелинеарна анализа на челични, бетонски, дрвени и спрегнати конструкции изложени на пожар. Изнесените податоци за SAFIR превземени се од Корисничкото упатство за SAFIR (*User's Manual for SAFIR, version 2016.c.0*). Детален опис може да се најде во литературата (47), (48).

6.1.2 Примена на програмот SAFIR

Програмот SAFIR може да се примени за термичка и статичка анализа на едно-димензионални, дво-димензионални и тро-димензионални конструкции изложени на пожар. Во анализата е вклучена геометријската нелинеарност, која произлегува од големите поместувања, и материјалната нелинеарност, која произлегува од температурната зависност на термичките и механичките својства на материјалот. Временската зависност на температурата во пожарниот сектор проблемот го прави нестационарен.

Програмот SAFIR нуди можност за примена на: различни типови на конечни елементи; различни шеми на дискретизација; различни пресметковни постапки и различни материјални модели за термичка и статичка анализа. За статичката анализа програмот дава можност за примена на: 2-D и 3-D SOLID (просторни) елементи; BEAM (гредни) елементи; SHELL (лушпести) елементи и TRUSS (решеткасти) елементи. Зависноста „напрегање-дилатација“ за челикот е линеарно-параболична, додека за бетонот е нелинеарна. Иако примарно е развиен за статичка анализа на конструкции под дејство на пожар, програмот SAFIR може да се користи и за статичка анализа на конструкции на амбиентална температура.

Од аспект на термичката анализа, програмот ги нуди следните можности:

- Анализа на рамни напречни пресеци (дво-димензионална анализа) и просторна (тро-димензионална) анализа;
- Рамните напречни пресеци може да се дискретизираат со троаголни и/или четириаголни (проваголни или произволни четириаголни) елементи;

- Тро-димензионалните конструкции може да се дискретизираат со 3D елементи (призматични и не-призматични) со 6 или 8 јазлови точки;
- Материјалните карактеристики може да се зададат за секој елемент поодделно;
- Температурата на флуидот во пожарниот сектор, дефинирана како функција од времето, може да биде зададена со стандардна крива преку соодветен код (ISO 834, ASTM E119, ULC S-101) или да се примени друга крива која се воведува преку податоци за вредностите на истата во одреден број точки;
- Фазата на ладење може да се земе во предвид;
- Може да се анализираат термичките перформанси на: челични, армиранобетонски, дрвени и композитни челик-бетон пресеци. Во анализата може да се вклучат и други материјали за кои однапред се познати физичките својства на високи температури.

6.1.3 Постапка за анализа

Поради нестационарноста на проблемот, анализата на конструкција изложена на дејство на пожар се одвива во временски чекори, а секој временски чекор се состои од два чекора. Првиот чекор вклучува дефинирање на температурната распределба (температурното поле) во сите конструктивни елементи во даден момент, именуван како *термичка анализа*. Вториот чекор е *конструктивна (статичка) анализа*, со која се добива одговорот на конструкцијата за дејство на дадените статички влијанија и соодветно дефинираните термички влијанија. Доколку за дискретизација на конструкцијата се користени 3-D гредни елементи, програмот нуди можност во анализата да се вклучи и торзиониот ефект, односно да се земе предвид и можното увртување на гредата.

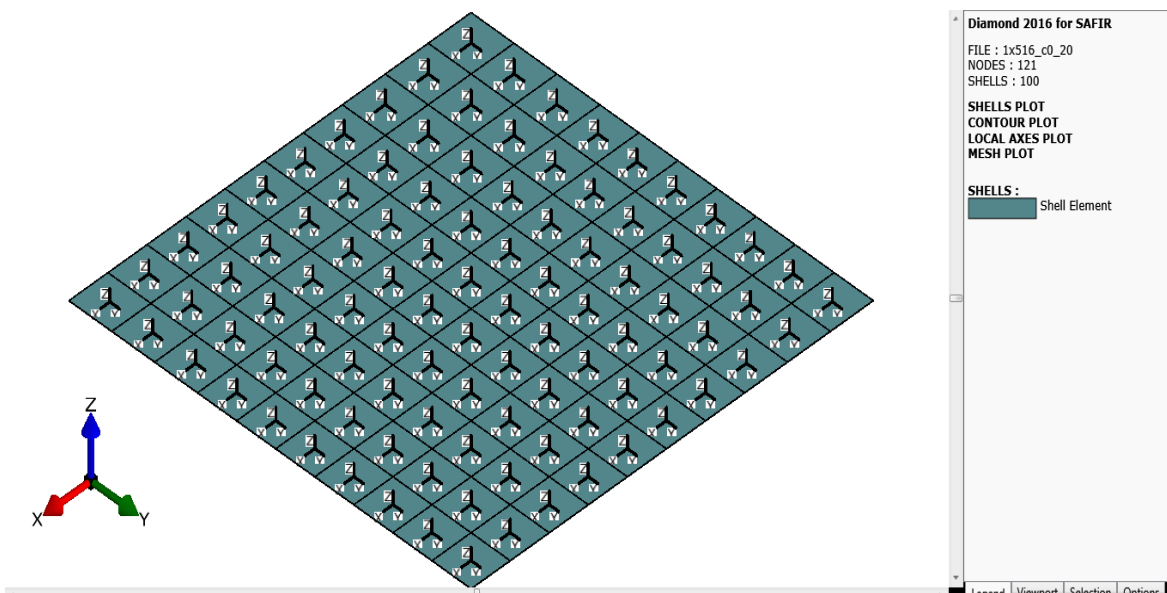
6.1.3.1 Прв чекор- Термичка анализа

За да се спроведе конструктивна анализа на конструкција изложена на пожар, потребно е претходно да се спроведе термичка анализа која е независна од конструктивната анализа. За термичката анализа потребно е да се дефинира геометријата на напречните пресеци на конструктивните елементи и температурно зависните физички својства на материјалите од кои истите се изведени. Сложени конструкции може да се поделат на под-конструкции и температурната анализа да се спроведе сукцесивно за сите под-конструкции. Оваа опција се применува за конструкција кај која елементите се изведени со различни форми на напречни пресеци, или напречните пресеци се изложени на различни термички дејства (различни пожарни криви).

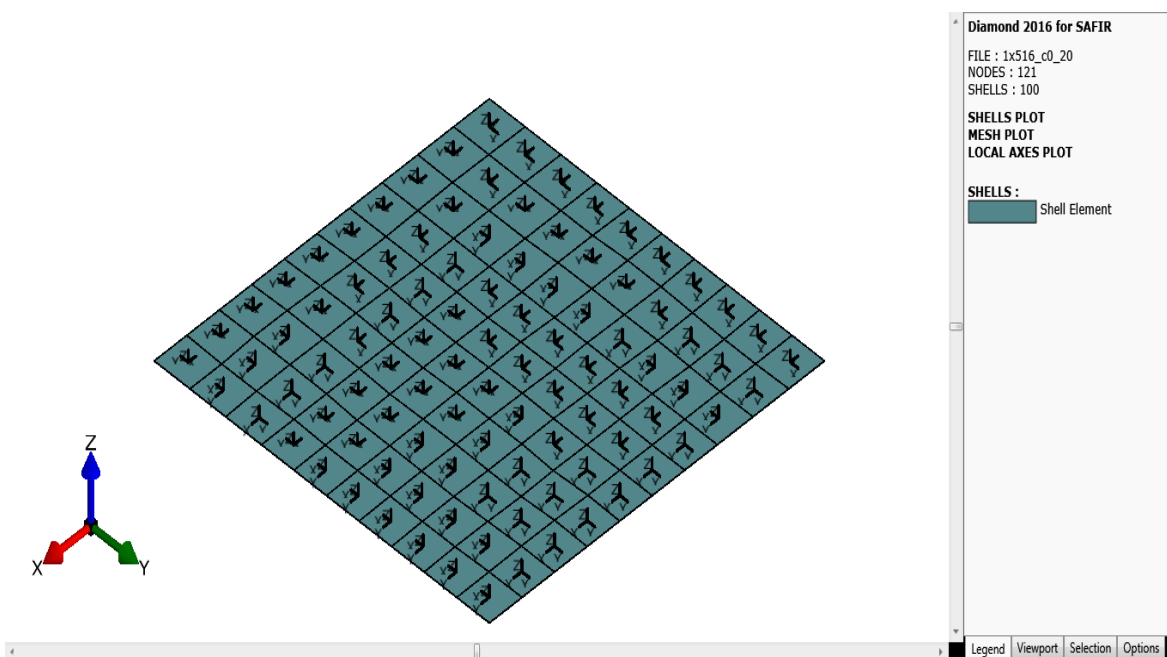
За да се обезбеди компатибилност на шемите на дискретизација за термичка и статичка анализа, односно компатибилност на јазловите точки, термичката анализа се спроведува со 2-D елементи при 2-D анализа на греди и 3-D елементи за 3-D анализа на греди, плочи и лушпи. SAFIR 2016 нуди опција за два типа на дискретизација на

површинските носачи за 3D статичка анализа, и тоа: мрежа формирана со правоаголни лушпести елементи, во кој случај локалните оски се исто насочени со глобалните оски Слика 6.1; и мрежа формирана со четириаголни лушпести елементи, во кој случај локалните оски на лушпестите елементи се менуваат зависно од геометријата на елементот Слика 6.2.

Кривата температура-време која ќе се користи за термичката анализа може да биде вградена во самиот програм или да биде дополнително дефинирана од корисникот. Програмот ги нуди стандардните пожарни криви: ISO 834, ASTM E119, ULC S-101.



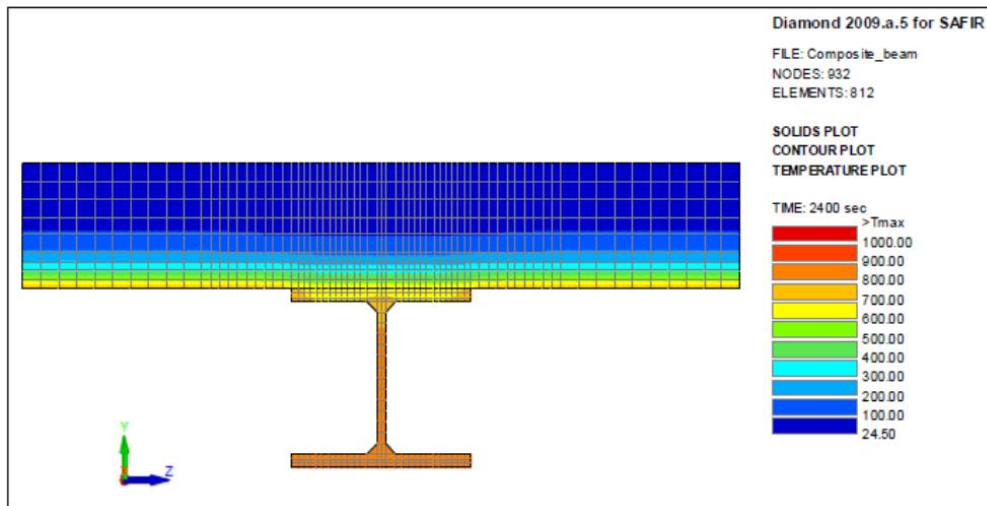
Слика 6.1. Армирано-бетонска плоча дискретизирана со мрежа од правоаголни лушпести елементи



Слика 6.2. Армиранобетонска плоча дискретизирана со мрежа од четириаголни лушпести елементи

а) Температура во напречен пресек на греди

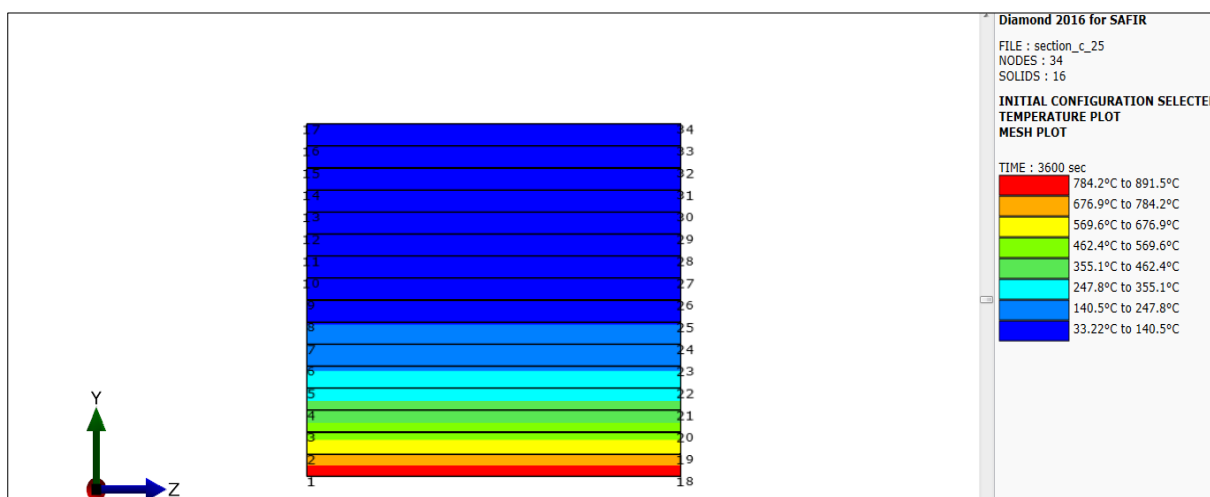
Температурата во напречен пресек на греда изложена на пожар се менува само по висината на гредата Слика 6.3, додека по должина на гредата се зема дека не постои трансфер на топлина. Со тоа проблемот се сведува на едnodимензионален трансфер на топлина.



Слика 6.3. Температурно поле во композитна челик-бетон греда изложена на пожар

б) Температура на лушпи и плочи

Температурата во напречен пресек на плоча или лушпа е нерамномерна само по дебелина на елементот, додека по должина на елементот не постои трансфер на топлина. Со тоа проблемот се сведува на едnodимензионален трансфер на топлина. Термичката анализа се спроведува на лента со усвоена ширина, нпр. 1 cm. Нумерирањето на јазлите започнува од 1 до NNODE/2, од долната до горната ивица на едниот крај на лентата и, повторно од NNODE/2+1 до NNODE на другиот крај на лентата Слика 6.12.



Слика 6.4. Шема на дискретизација за термичка анализа на плоча, прикажана со Diamond XP Post-processor

Се креира “.TSH“ документ во кој се впишуваат температурите на првите NNODE/2 јазли. Подолу е даден еден пример на таков документ. Се забележува дека температурите се пресметани од $-t/2$ до $+t/2$, каде t е дебелината на плочата. Бројот на елементи и големината (во овој случај дебелината) на овие елементи е независен од бројот и позицијата на интеграционите (јазловите) точки кои потоа ќе се користат во конструктивната анализа. За конструктивната анализа температурите во јазловите точки се добиваат со линеарна интерполација на вредностите добиени за точките по дебелина на плочата .

Резултат од термичка анализа на плоча во два временски чекора:

POSITIONS OF THE NODES.

=====

NUMBER OF POSITIONS: 17

-0.8000E-01 -0.7000E-01 -0.6000E-01 -0.5000E-01 -0.4000E-01 -0.3000E-01 -0.2000E-01 -0.1000E-01
0.0000E+00 0.1000E-01 0.2000E-01 0.3000E-01 0.4000E-01 0.5000E-01 0.6000E-01 0.7000E-01
0.8000E-01

TIME= 60.0000 SECONDS OR 1 MIN. 0 SEC.

TIME= 120.0000 SECONDS OR 2 MIN. 0 SEC.

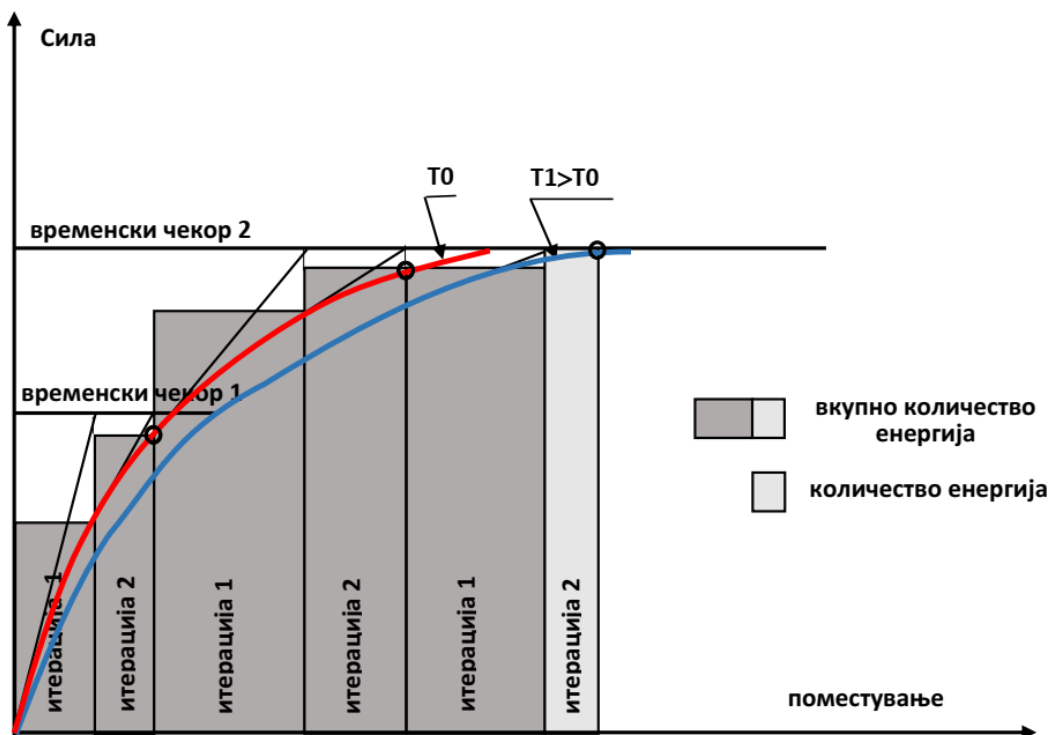
=====

=====

-0.0800	61.05	-0.0800	110.24
-0.0700	22.74	-0.0700	39.42
-0.0600	19.51	-0.0600	22.06
-0.0500	19.99	-0.0500	19.85
-0.0400	20.01	-0.0400	19.95
-0.0300	20.00	-0.0300	20.01
-0.0200	20.00	-0.0200	20.00
-0.0100	20.00	-0.0100	20.00
0.0000	20.00	0.0000	20.00
0.0100	20.00	0.0100	20.00
0.0200	20.00	0.0200	20.00
0.0300	20.00	0.0300	20.00
0.0400	20.00	0.0400	20.00
0.0500	20.00	0.0500	20.00
0.0600	20.00	0.0600	20.00
0.0700	20.00	0.0700	20.00
0.0800	20.00	0.0800	20.00

6.1.3.2 Втор чекор- Конструктивна анализа

При анализа, товарите може да се пренесат на конструкција, односно елементи опишани као ГРЕДА, РЕШЕТКА или ЛУШПА (ПЛОЧА). Структурална анализа во услови на пожар се изведува после дефинирање на температурна историја на конструкцијата добиена од веќе извршена температурна анализа. Анализа се изведува као функција на време во пожар користејќи распределба на температура на елементи која е добиена од термичка излазна анализа. SAFIR користи инкрементална-итеративна постапка за структурална анализа. Итеративна техника е користена за да се најде рамнотежа помеѓу надворешни товари и внатрешни напрегања во секој временски чекор. За секоја итерација, се прорачуна тангента матрица на крутост и системот на равенки е решен користејќи Newton-Raphson-ова постапка Слика 6.5.



Слика 6.5. Конвергенција на итерациите во SAFIR, во два последователни временски чекора

Итерациите во еден временски чекор се повторуваат додека да се постигне пропишаниот критериум за конвергенција. Кога истиот ќе се постигне се поминува на следен временски чекор се до лом на конструкција. Излезни резултати во секој временски чекор се:

- Поместувањата на конструкцијата во секој јазел;
- Аксиалните сили и моментите во интеграционите точки на секој конечен елемент;
- Напрегањата, дилатациите и тангентниот модул за секој под-елемент (влакно) во пресекот, за секоја интеграциона точка долж гредниот елемент;

- Напрегањата, дилатациите, моментите и мембранските сили за лушпестите елементи.

Постапката се повторува за сукцесивни временски чекори и запира кога ќе се достигне дефинираното време на пожарно дејство или кога конструкцијата ќе претрпи лом. Користејќи ја опцијата одреден елемент да се претвори во ланчаница, локален лом на некој конструктивен елемент не води до глобален лом на целата конструкција. Со оваа опција се исклучува можноста како критериум за лом да се зададе максимално дозволениот угиб на некој конструктивен елемент.

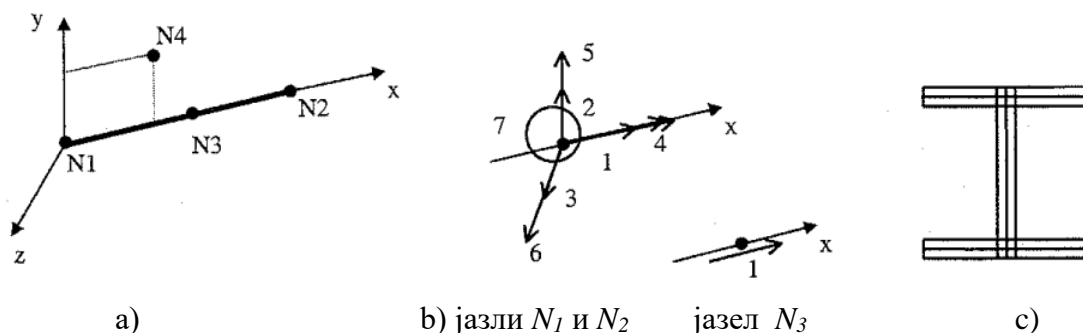
Програмот SAFIR во анализата вклучува: големи поместувања (геометриска нелинеарност), термички дилатации и температурно зависни материјални својства (материјална нелинеарност). Гранката на растоварување во “ σ - ϵ ” дијаграмот, која се јавува во фаза на опаѓање на пожарот, е паралелна со гранката на еластично натоварување. Програмот дозволува во анализата да се вклучи и претходната историја на товарење на конструкцијат, односно вклучување на заостатни напрегања и почетни поместувања.

6.1.4 Конструктивни елементи

Во рамките на докторската дисертација, за анализа на различни типови на армиранобетонски плочи изложени на пожар, ќе се користат: греден елемент (2-D анализа) и лушпест елемент (3-D анализа). Затоа, во продолжение ќе бидат опишани овие елементи.

6.1.4.1 Греден елемент во SAFIR (Beam Element)

Гредниот елемент се задава со неговата почетна недеформирана геометрија. Геометриски положбата на 2-D гредниот елемент е дефинирана со помош на три јазли: две крајни јазли N_1 и N_2 , и внатрешен јазол N_3 кој се наоѓа помеѓу крајните јазли. Со воведување на јазелот N_3 се воведува нелинеарната компонента на надолжното поместување Слика 6.12. Јазлите N_1 и N_2 имаат три степени на слобода, две поместувања и една ротација.



Слика 6.6. Греден елемент: а) локални оски; б) степени на слобода во јазли; в) попречен пресек (47)

За 3-D греден елемент е потребен дополнителен јазол N_4 , со кој се дефинира позицијата на локалната у-оска на гредата. Крајните јазли на 3-D гредниот елемент имаат по седум степени на слобода, три поместувања, три ротации и еден торзионен степен на слобода Слика 6.6.

Напречниот пресек на гредниот елемент се дискретизира со правоаголни и/или троаголни фибер елементи (елемент за анализа на одделни влакна од напречниот пресек). По должина на елементот се применува Gauss-овата интеграција, каде бројот на интеграциони точки варира од еден до три. Обично се користат две интеграциони точки. Карактеристичните величини за секој фибер елемент (температура, напрегања и дилатации) се пресметуваат во тежиштето на елементот и се константни на ниво на елемент. За секое влакно се дефинира материјалот, што овозможува да се моделираат конструкции со композитни пресеци од различни материјали.

За греден елемент усвоени се следни претпоставки:

- Важи *Bernoulli*-ева хипотеза - при свиткување напречните пресеци остануваат рамни;
- Енергијата на смолкнување е занемарена;
- Пластификација се јавува само по должина на гредниот елемент, односно се усвојува едно-аксијален конститутивен материјален модел;
- Во случај на растоварување, однесувањето на материјалот е еластично со модул на еластичност еднаков на почетниот, односно еднаков на *Young*-ов модул во почетокот на кривата напарегање-дилатација;
- Прирастот на температурата нема влијание врз пластичните дилатации;
- Во анализата е вклучена и нерамномерната торзија по должина на гредниот елемент.

Податоците добиени со термичката анализа на напречниот пресек на гредниот елемент се чуваат во документ со наставка *“.tem“*.

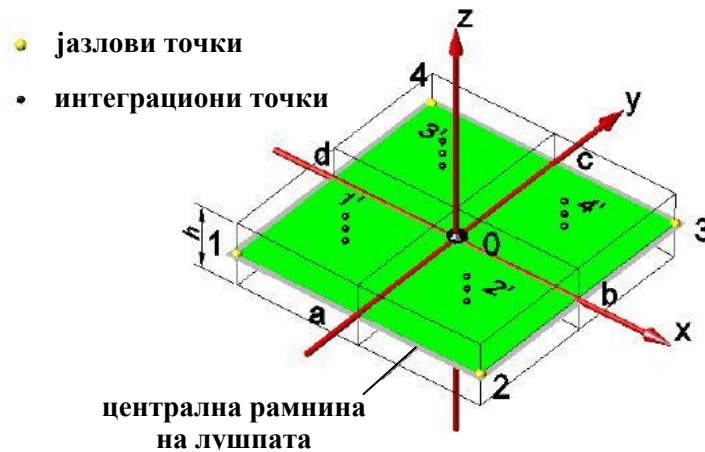
Гредните елементи се поврзани со јазлови точки. Положбата на јазловите точки во напречниот пресек на гредните елементи може да се промени со промена на положбата на референтната оска (NODELINE) која е претходно зададена во влезниот документ за термичката анализа. За различна положба на референтната оска се добиваат различни резултати Слика 6.7.



Слика 6.7. Гредни елементи со различна положба на јазлови точки

6.1.4.2 Лушпест елемент (Shell Element)

Лушпест елемент е четириаголен елемент со 4 јазлови точки и со константна дебелина h Слика 6.8. Средните точки на ивиците на елементот се a , b , c и d , додека центарот на координатниор систем, O , се наоѓа во пресекот помеѓу $a-c$ и $b-d$. Локалните оски се нормални на рамнините $a-c$ и $b-d$.



Слика 6.8. Геометрија на лушпест елемент

Во рамнината на елементот се поставени четири Gaus-ови интеграциони точки, означени со $1'$, $2'$, $3'$ и $4'$ Слика 6.8. По дебелината h на елементот, исто така постојат Gaus-ови интеграциони точки кои варираат од 2 до 10, и се дефинирани од самиот корисник.

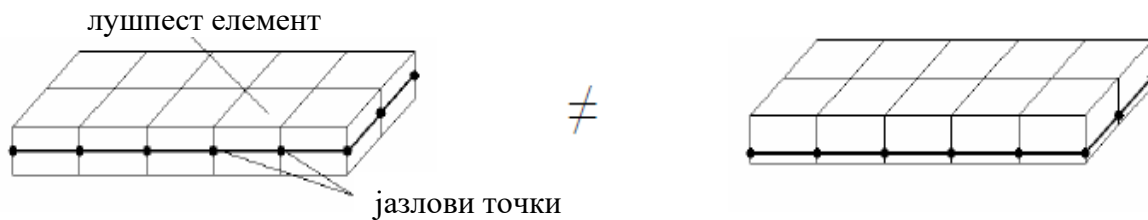
Арматурата во лушпест елемент се моделира како тенок слој од челик. Податоците за арматурата се дефинираат во документ со наставка “.ТЕМ“, при што може да постојат различни слоеви на арматура во елементот. Челичните слоеви се хоризонтални (паралелно на локалната рамнина x,y). Секој слој е паралелен на некоја од глобалните оски на конструкцијата X , Y или Z и е дефиниран со:

- неговата локална вертикална координата z ,
- површината на напречниот пресек на единица должина (нпр. m^2/m),
- неговиот материјален број и
- глобалната оска на која е паралелен.

Претпоставките за арматура се:

- Напречниот пресек на арматурата не се одзема од напречниот пресек на елементот, што значи дека кај армиранобетонски елементи челикот и бетонот се преклопуваат на позицијата на арматурата;
- Арматурата има отпорност само во аксијален правец. Арматурната мрежа нема отпорност на смолкнување.

Лушпестите елементи меѓусебе се поврзани со јазлови точки. Положбата на јазловите точки може да се промени со промена на вредноста на локалната у-координата која е зададена во влезниот документ за термичката анализа на напречниот пресек на елементот. Резултатите за различна положба на референтната оска се разликуваат Слика 6.9.



Слика 6.9. Лушпести елементи со различни позиции на јазловите точки

6.1.5 Материјални карактеристики

Во субрутините на програмот SAFIR постојат бројни материјални модели за анализи на конструкции изложени на високи температури и амбиентална температура. Голема предност на програмот е можноста да се спроведе 2D и 3D термичка и статичка анализа со вклучување на различни термички и механички материјални модели.

Понудените модели за термичките својства на бетонот вклучуваат силикатни и карбонатни бетони и базираат на препораките дадени во EC2, дел 1-2. Материјалните модели за челикот усвоени се врз база на препораки дадени во EC2, дел 1-2. Изолационите материјали како што е гипсот, или друг материјал дефиниран од корисникот, може да се специфицираат во термичката анализа.

За конструктивната анализа се достапни неколку едно-аксијални модели на напрегања и модели на рамнински напрегања. Овие модели се достапни за различни видови на челик и бетон. Нивните механички својства базираат на препораки дадени во Еврокодските 2 и 3 (1), (49). Зависноста “напрегање-дилатација“ за челикот е линеарно-елиптична, додека за бетон е нелинеарна. Во конструкциите изложени на пожар, во материјалите се јавуваат: почетни дилатации (ε_i); термички дилатации (ε_{th}) и дилатации зависни од напрегањата (ε_σ). Разликата помеѓу тоталната дилатација (ε_{tot}) (добиена од јазловите деформации и иницијални и термички дилатации) ги дава напрегањата.

Неки од претпоставките усвоене во SAFIR се:

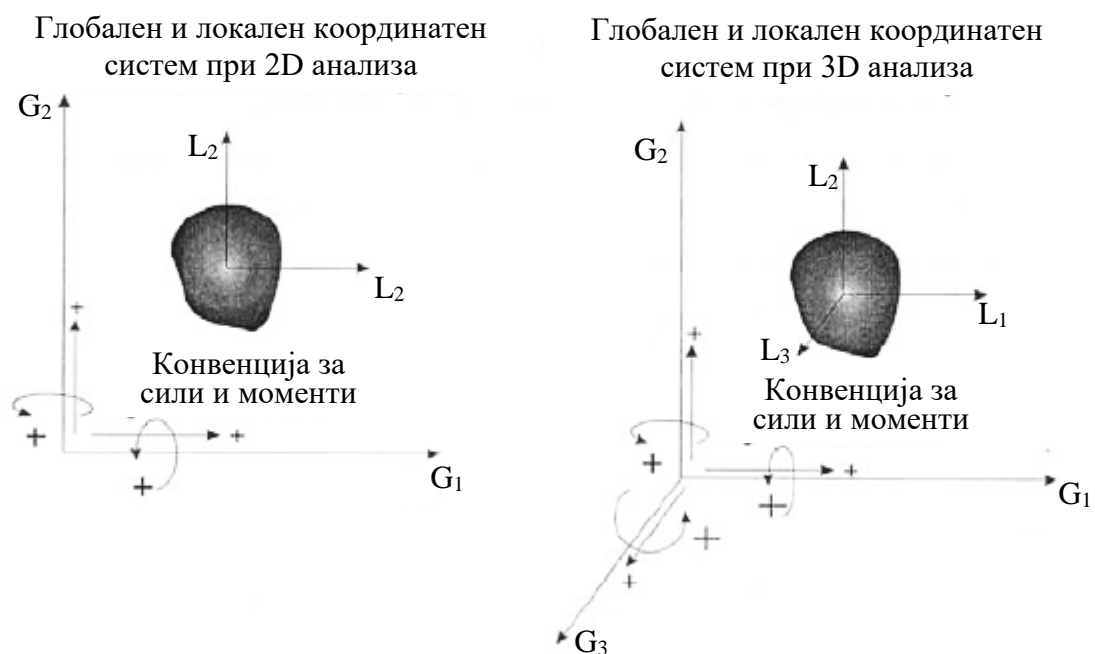
1. Во конструктивната анализа може да се вклучи појавата на пукнатини и дробење на бетонот;
2. SAFIR претпоставува идеална врска помеѓу двата материјала и не може да се земе во предвид пролизгувањето помеѓу бетонот и челикот;

3. SAFIR не може во анализата да го вклучи експлозивното прскање на бетонот;
4. Носивоста на смолкнување на гредните и лушпестите елементи не може да се вклучи во анализата.

6.1.6 Конвенција за знаците

6.1.6.1 Глобални и локални оски

Глобалните оски на анализираните конструкции се дефинирани со Декартов координатен систем. За 2D проблеми, глобалните оски се означени со G_1 и G_2 , додека локалните оски се означени со L_1 и L_2 Слика 6.10.



Слика 6.10. Конвенција за позитивни знаци во SAFIR

Надворешните сили и поместувања се позитивни во правец на оските G_1 и G_2 . Надворешните моменти и ротации се позитивни во спротивна насока од стрелките на часовникот. За 3D проблеми, глобалните оски се означени со G_1 , G_2 и G_3 , додека локалните оски се означени со L_1 , L_2 и L_3 . Надворешните сили и моменти, поместувањата и ротациите се позитивни во правец на оските G_1 , G_2 и G_3 .

6.1.6.2 Напрегања

Напрегањата се позитивни кога предизвикуваат затегање. Аксијалните сили, добиене како сума на нормалните напрегања во пресекот, се позитивни кога предизвикуваат затегање. Моментите на свиткување во гредните елементи, добиени како $\sum y_i \sigma_i$, кога координатата y_i е мерена од локалната оска L_1 се позитивни ако влакната изложени на затегнување имаат позитивна локална координата.

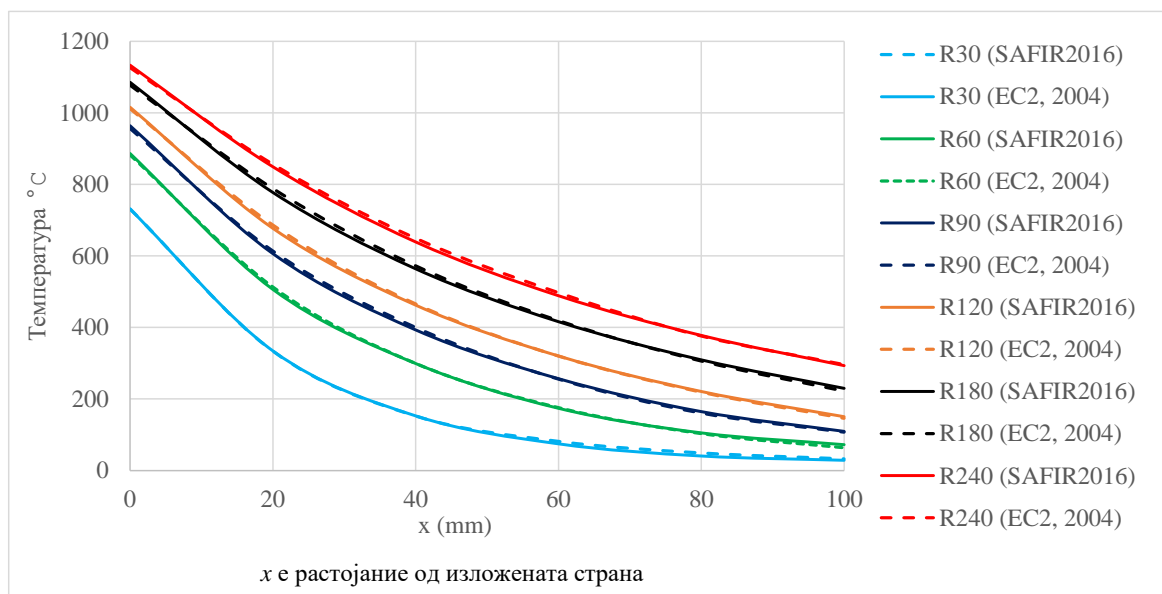
6.2 ВЕРИФИКАЦИЈА НА КОМПЈУТЕРСКИОТ ПРОГРАМ SAFIR2016 НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ПРИМЕРИ

6.2.1 Верификација на компјутерскиот програм SAFIR2016 за термичка анализа на плочи изложени на пожар

Верификација на програмот SAFIR2016 за термичка анализа на плочи ќе се спроведе на три примера на плочи со различна дебелина. И во трите примери плочите се изложени на стандардна пожарна крива ISO834. Во првиот пример ќе се анализира плоча со дебелина 200 mm и ќе се направи споредба на температурната распределба добиена со програмот SAFIR2016 и изотермите дадени во последната верзија на Еврокод 2, дел 1-2 (1). Во вториот пример ќе се анализира температурната распределба во плоча со дебелина 150 mm , при што резултатите добиени со програмот SAFIR2016 ќе бидат споредени со експериментално добиените резултати во лабораторијата на PCA (Portland Cement Association) (50). Температурите добиени во овој пример ќе се користат и при верификација на програмот SAFIR2016 за статичка пресметка. Во третиот пример ќе се анализира температурната распределба во плоча со дебелина 100 mm и ќе се направи споредба на резултатите добиени со програмот SAFIR2016 со експериментално добиените резултати (51), како и со резултатите добиени со постара верзија на програмот SAFIR2001. Температурите добиени во третиот пример ќе се користат во првиот случај на верификација на програмот SAFIR2016 за статичка анализа.

6.2.1.1 Споредба на температури за плоча со дебелина 200 mm

На Слика 6.11 е прикажана споредбата на температурната распределба за плоча со дебелина 200 mm добиена со програмот SAFIR2016 и изотермите дадени во Еврокод 2, дел 1-2 (1).

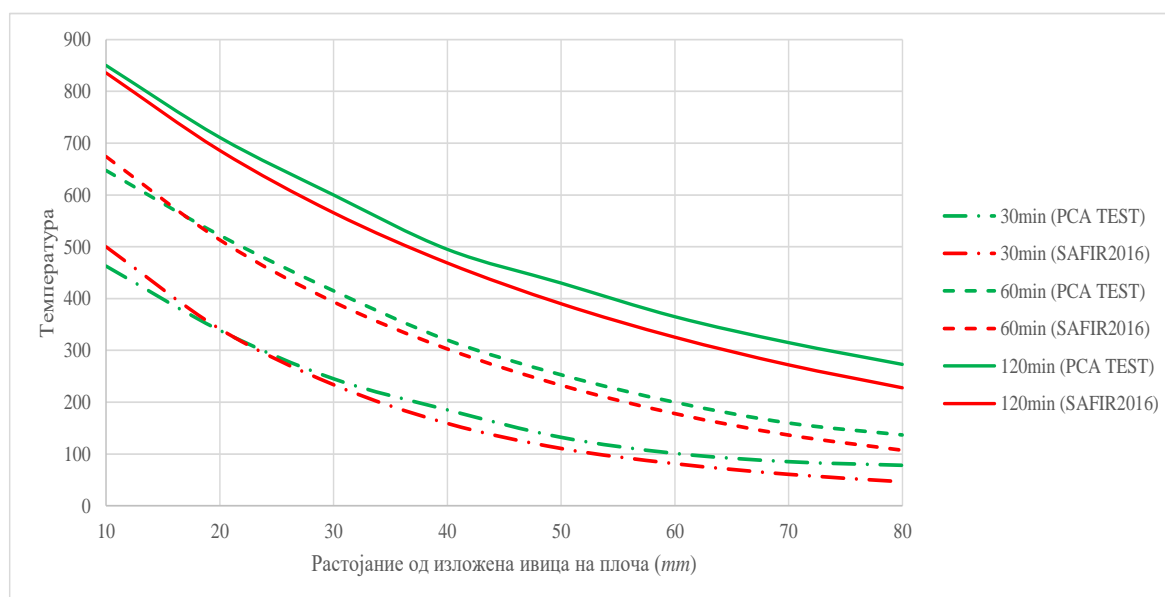


Слика 6.11. Споредба на температурите во плоча со дебелина 200 mm , добиени со SAFIR2016 и препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2

Од дијаграмите се гледа дека распределбата на температурата во напречниот пресек на плочата согласно SAFIR2016 е идентична со вредностите (изотермите) дадени во Еврокод 2, дел 1-2 (1). Следи заклучок дека во програмот SAFIR2016 се внесени препораките дадени во последната верзија на Еврокод 2, дел 1-2 (1). Температурите се пресметани за плоча изведена од бетон со силикатен агрегат, коефициентот на топлопроводност е земен согласно долната крива дадена во Еврокод 2, дел 1-2, додека коефициентот на емисивност е усвоен 0.7.

6.2.1.2 Споредба на температури за плоча со дебелина 150 mm

На Слика 6.12 е прикажана споредбата на температурите во плоча со дебелина 150 mm, добиени со SAFIR2016 и со експериментални испитувања во лабораторија на PCA (Portland Cement Association) (50). Од дијаграмите се гледа дека во првите 60 минути програмот SAFIR2016 дава приближни температури со експерименталните резултати. После 120 минути разликата во резултатите е нешто поголема. За да се поклопат експерименталните и нумерички добиените резултати потребно е точно да се дефинираат сите материјални карактеристики и за бетонот и за челикот. Во примерот тие се претпоставени, односно усвоени согласно препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2.

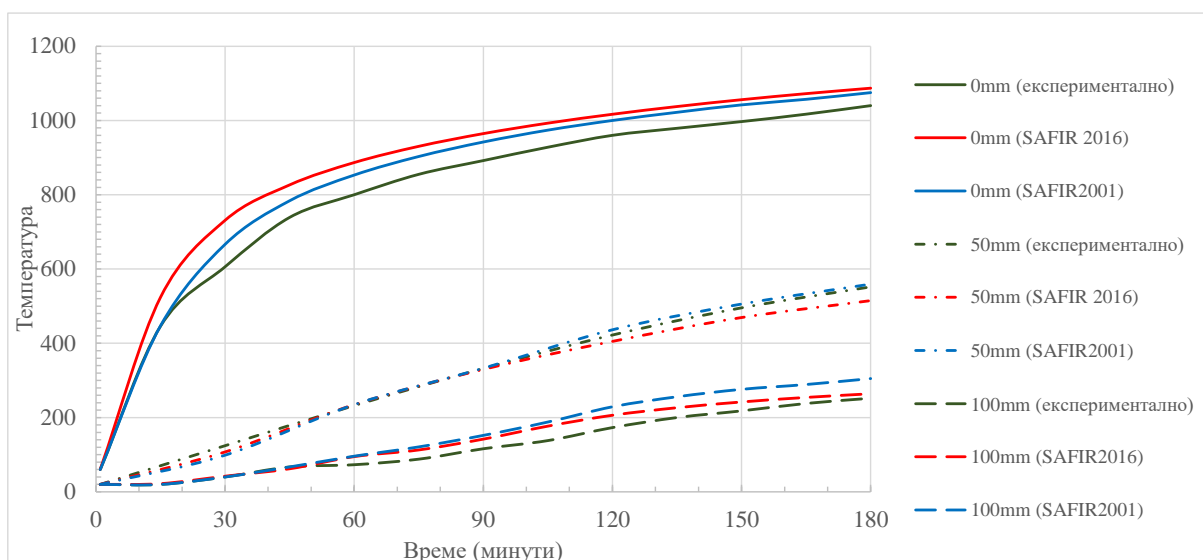


Слика 6.12. Споредба на температурите во плоча со дебелина 150 mm, добиени со SAFIR2016 и експериментално добиени податоци дадени во литература (50)

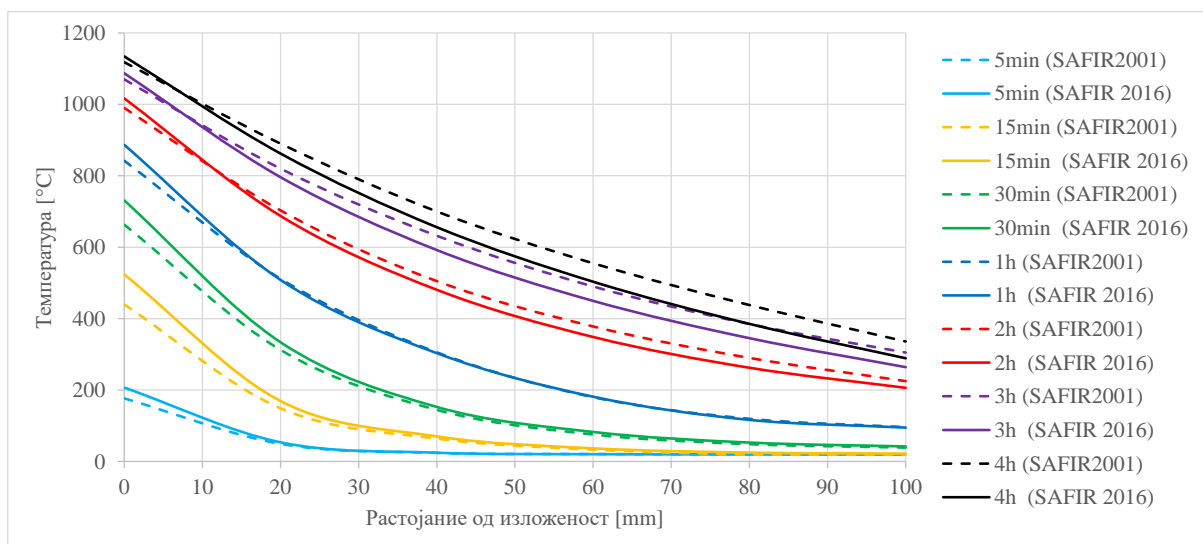
6.2.1.3 Споредба на температури за плоча со дебелина 100 mm

На Слика 6.13 се прикажани промените на температурата во напречен пресек на АБ плоча со дебелина 100 mm, во тек на време. Температурите пресметани со SAFIR2016 се споредени со експериментално добиените температури при пожарни тестови на плочи и температурите пресметани со постара верзија на програмот- SAFIR2001 (51). Прикажан е порастот на температурите во тек на време за три точки: на опожарената

страна ($x=0\text{ mm}$), на средина од дебелината на плочата ($x=50\text{ mm}$) и на неопожарената страна ($x=100\text{ mm}$). За опожарената страна верзијата SAFIR2016 дава поголеми вредности за температурата од верзијата SAFIR2001 и експериментално добиените вредности. Сепак пресметаните температури покажуваат слични трендови. Разликите во нумерички добиените вредностите се должат на промените направени во кодовите за проектирање. Во SAFIR2001 се внесени термичките својства на бетонот согласно Еврокод 2, дел 1-2 од 1995 год., додека во SAFIR2016 истите се усогласени со Еврокод 2, дел 1-2 од 2004 год. (1). За точките во средина на плочата и на неопожарената страна, SAFIR2016 дава подобри резултати во однос на SAFIR2001 и се приближува кон експериментално добиените температури.



Слика 6.13. Споредба на температурите пресметани со SAFIR2016 и SAFIR2001 со експериментално добиените температури по висина на плоча со дебелина 100 mm



Слика 6.14. Споредба на температури по дебелина на плоча, пресметани со SAFIR2016 и SAFIR2001

На Слика 6.14 е прикажана споредба на температурите по дебелина на плочата, за различни времиња, добиени со двете верзии на програмот SAFIR . Како што веќе беше кажано, двете верзии на SAFIR базираат на различни верзии на Еврокод 2, дел 1-2, па оттаму разликата во резултатите се должи на различните температурни зависности на термичките својства на бетонот.

6.2.2 Верификација на компјутерскиот програм SAFIR2016 за статичка анализа на АБ плочи изложени на пожар

6.2.2.1 Прв случај: Верификација на програмот SAFIR2016 врз база на резултати од експериментални истражувања на АБ плочи носиви во два правца

Со овој пример е извршена верификација на програмот SAFIR2016 преку споредба на нумерички добиените резултати со резултатите од веќе спроведени експериментални истражувања на Lim (51). Врз база на овој експеримент извршена е верификација и на верзијата SAFIR2001. Во рамките на експериментот испитани се неколку типови плочи, но во овој труд ќе бидат искористени само резултатите добиени за рамни армиранобетонски плочи, затоа што во трудот е планирано да се спроведе параметарска анализа токму на тој тип плочи. Истовремено ќе бидат споредени и резултатите добиени со двете верзии на програмот. Резултатите добиени со верзијата SAFIR2001 дадени се во докторскиот труд на Lim (45).

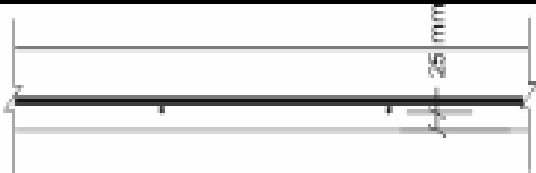
Детален опис на експериментот може да се најде во извештајот (51), па во овој труд ќе бидат прикажани само битните влезни податоци.

Во Табела 6.1-Табела 6.5, Слика 6.15 и Слика 6.16 се дадени податоците за плочите (51), кои во докторскиот труд се користени за верификација на програмот SAFIR2016.

Табела 6.1. Карактеристики на тестираните плочи

	Плоча	Дебелина на плоча	Арматурна мрежа	Заштитен слој
1.	661 рамна плоча	100 mm	Мрежа 661	25 mm
2.	HD12 рамна плоча	100 mm	Прачки HD12	25 mm
3.	D147 рамна плоча	100 mm	D147	25 mm

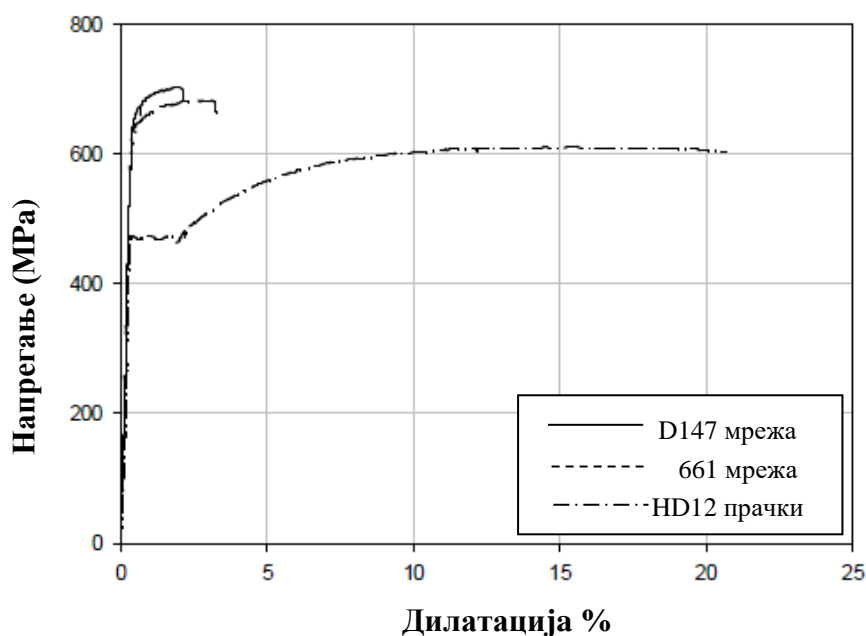
Табела 6.2. Напречен пресек на плочите

100 mm рамна плоча	
-------------------------------	--

Табела 6.3. Податоци за армирањето на плочите

Челик за армирање	Опис	D	Растојание меѓу прачки	Граница на развлекув.*	Количина на челик	Гранична дилатац.
D147 мрежа	Ладно влечена ребраста мрежа	8.7 mm	300 mm	565 МПа	198 mm ² /m	2.3 %
661 мрежа	Ладно влечена глатка мрежа	7.5 mm	150 mm	568 МПа	295 mm ² /m	3.2 %
HD12 прачки	Топло ваљана ребраста армат.	12 mm	200 mm	468 МПа	565 mm ² /m	21 %

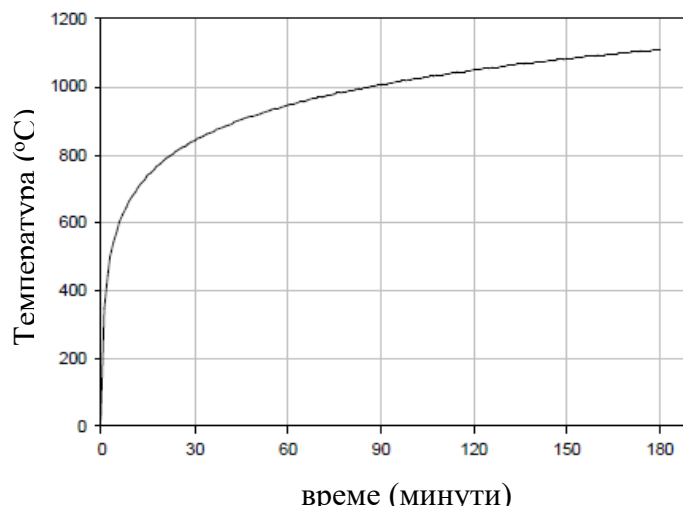
* Просек од три примерока



Слика 6.15. Дијаграм “напрегање-дилатација“ за арматурата во плочите

Табела 6.4. Карактеристики на бетонот во плочите

Бр.	Плоча	Нега (денови)	Јакост по 28 дена (МПа)	15 јули 2002 (пожарен тест) (МПа)
1.	661 рамна плоча	287	32.8	36.6
2.	HD12 рамна плоча	216	22.6	36.7
3.	D147 рамна плоча	293	32.8	36.6



Слика 6.16. ISO 834 крива - стандарден пожар користен во тестот

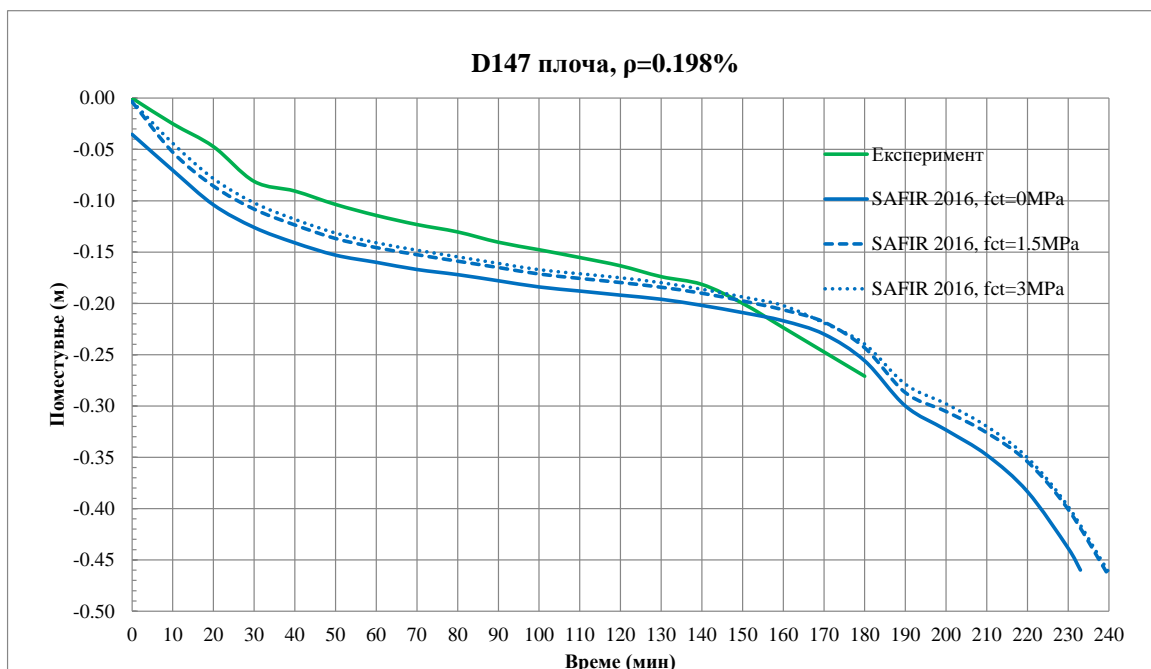
Табела 6.5. Ултимативен товар на амбиентна температура и применети товари врз плочите

Плоча	W_u (кПа)	Сопствена тежина G (кПа)	Корисен товар Q (кПа)	Вкупен товар $G+Q$ (кПа)	Процент на товарење, $\Gamma_{\text{товар}}$
661 рамна плоча	20.0	2.40	3.0	5.40	0.27
HD12 рамна плоча	28.2	2.40	3.0	5.40	0.19
D147 рамна плоча	10.2	2.40	3.0	5.40	0.41

6.2.2.1.1 Споредба на резултатите за плоча D147

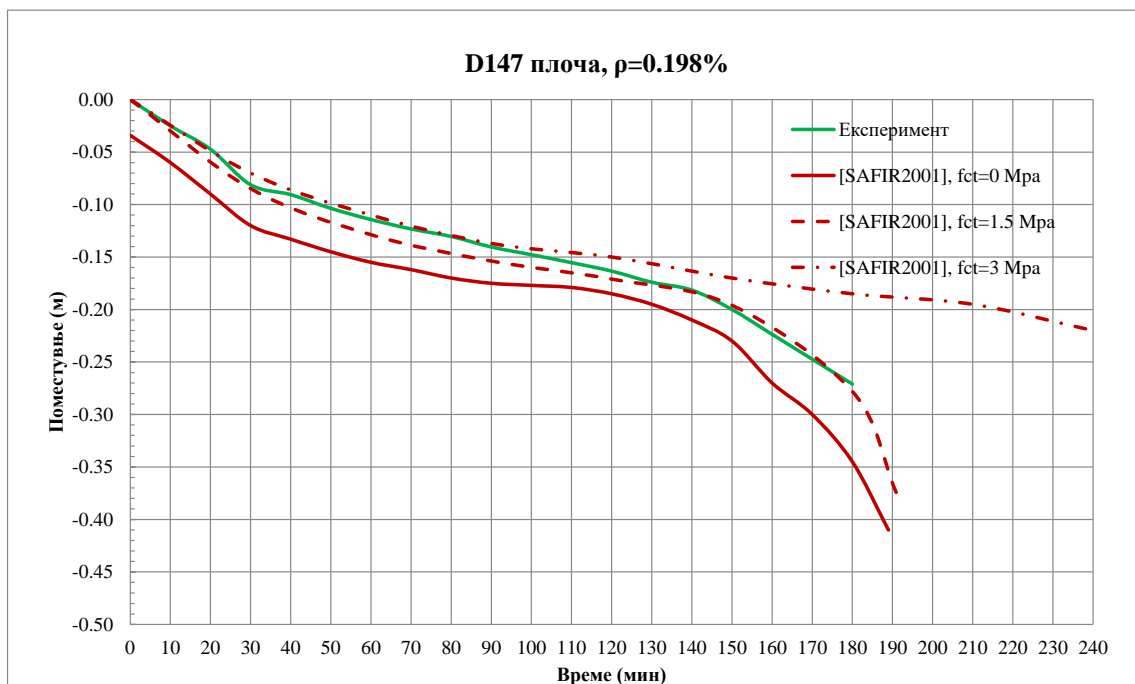
Во овој дел споредени се резултатите за плоча D147, добиени со SAFIR2016, со експерименталните резултати дадени во литературата (51). Дополнително, резултатите согласно SAFIR2016 се споредени со резултатите добиени со верзијата SAFIR2001, дадени во литературата (45). Податоците за карактеристиките на материјалите и товарите дадени се во Табелите 1-5. Процентот на армирање во оваа плоча изнесува 0.198%. Податоци за физичките својства на бетонот и челикот не се дадени, па истите се усвоени согласно на препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2. Експерименталното испитување е спроведено за 3 часа изложеност на пожар.

На Слика 6.17 се споредени вертикалните поместувања на плочата, добиени со SAFIR2016, и експериментално добиените поместувања, дадени во литературата (45). Спроведени се анализи за различна јакост на затегнување на бетонот. Од дијаграмите се гледа дека програмот SAFIR2016 дава добри резултати споредено со експерименталните резултати, при што повисоките вредности за вертикалните поместувања се должат на повисоките температури кои се добиваат со SAFIR2016 (Слика 6.17). За подобро поклопување на резултатите потребно е да се знаат и физичките својства на материјалите и нивната температурна зависност. Од извршената анализа може да се заклучи дека со пораст на вредноста на јакоста на затегање на бетонот се добиваат помали поместувања.



Слика 6.17. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2016, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот

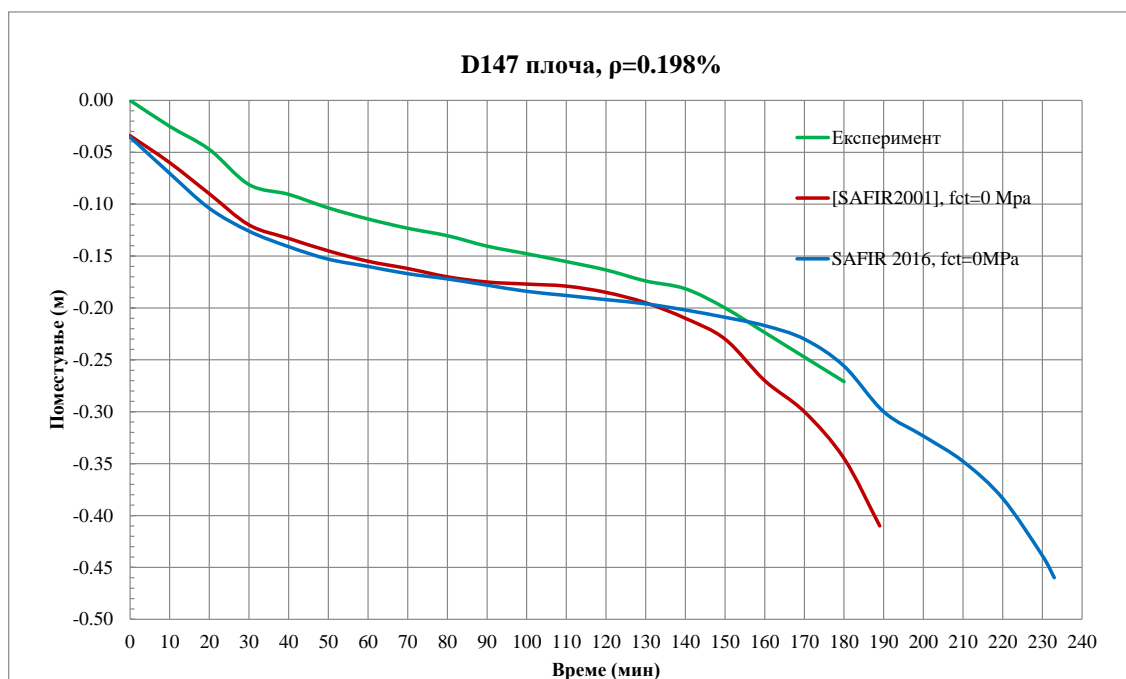
На Слика 6.18 се прикажани резултатите за вертикалните поместувања на плочата за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот, дадени во литературата (45), кога е користена верзијата SAFIR2001. Истите се споредени со експерименталните резултати дадени во (51). Оно што е очигледно е дека вредноста на јакоста на затегнување на бетонот има големо влијание на однесувањето на плочата.



Слика 6.18. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2001, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот

Од Слика 6.17 и Слика 6.18 може да се заклучи дека SAFIR2016, споредено со SAFIR2001, дава резултати поблиски со експерименталните. Големото влијание на јакоста на затегнување на бетонот на пожарната отпорност на армиранобетонските плочи во верзијата SAFIR 2001 е нереално, па со промените на моделот на јакоста на затегнување на бетонот во последната верзија на програмот SAFIR2016 се добиваат подобри резултати.

На Слика 6.19 се споредбени резултатите добиени со двете верзии на SAFIR за јакост на бетонот на затегнување 0 Мра и истите се споредбени со експериментално добиените поместувања. Верзијата SAFIR2016 дава подобри резултати од верзијата SAFIR2001 како резултат на корегираниите температурни зависности на механичките својства на бетонот и челикот, но и како резултат на поблиските вредности на температурите во напречниот пресек на плочата до експериментално измерените (Слика 6.19).

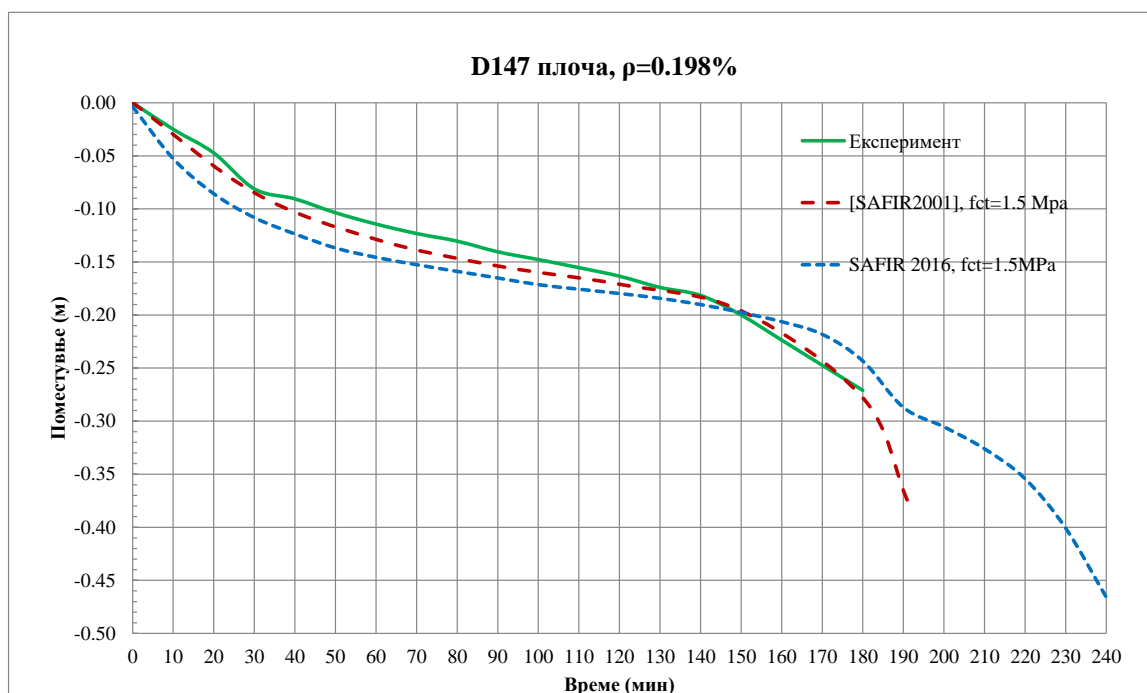


Слика 6.19. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 0 Мра

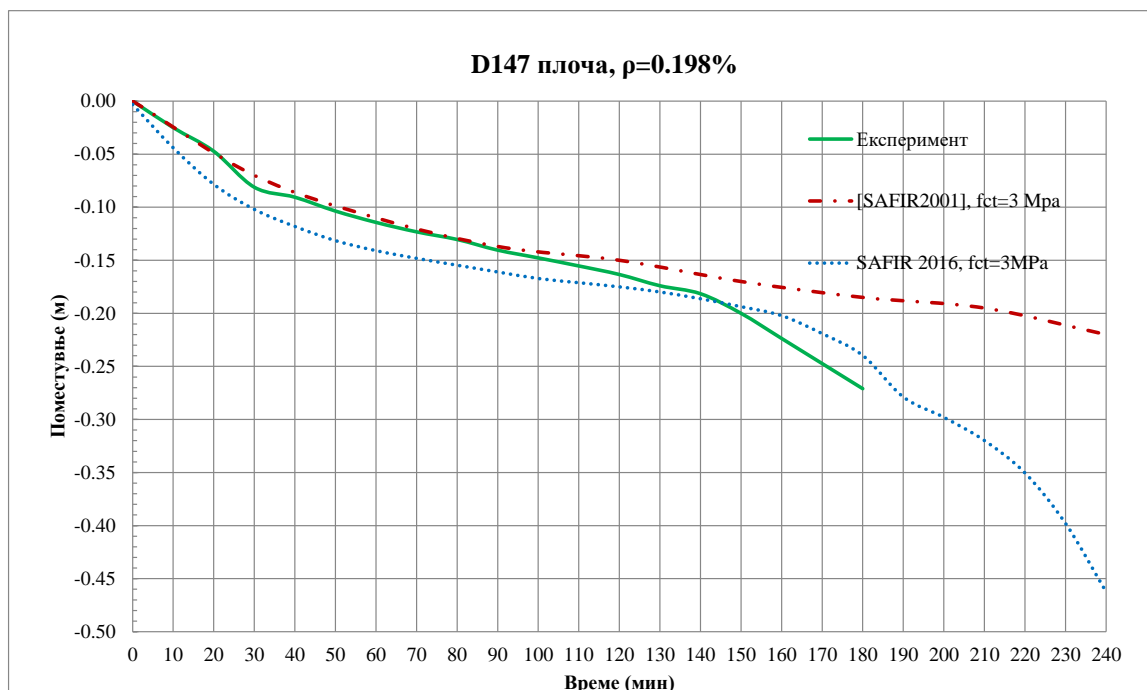
На Слика 6.20 се споредени резултатите добиени со користење на двете верзии на програмот SAFIR, за јакост на бетонот на затегнување 1.5 Мра . Дополнително, овие резултати се споредбени со експерименталните резултати. Во овој случај со верзијата SAFIR2001 добиени се приближни резултати со експерименталните, но резултатите добиени со верзија SAFIR2016 се сепак пореални затоа што реалната јакост на бетонот на затегнување е повисока од 1.5 Мра .

На Слика 6.21 се споредени резултатите добиени со двете верзии на програмот SAFIR, за јакост на бетонот на затегнување 3 Мра , и експериментално добиените вредности. Во почеток на анализата, верзијата SAFIR2001 дава приближни резултати со експерименталните, но после 2 часа дејство на пожар верзијата SAFIR2016 дава

подобри резултати. Разликата помеѓу верзиите SAFIR2001 и SAFIR2016, која се јавува после 3 часа, може да се препише најмногу на моделот за јакоста на бетонот на затегнување кој е подобрен во новата верзија, па програмот дава подобри резултати. Поголемите поместувања во првите два часа се резултат на повисоките пресметани температури во напречниот пресек на плочата (Слика 6.21).



Слика 6.20. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 1.5 МПа



Слика 6.21. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 3 МПа

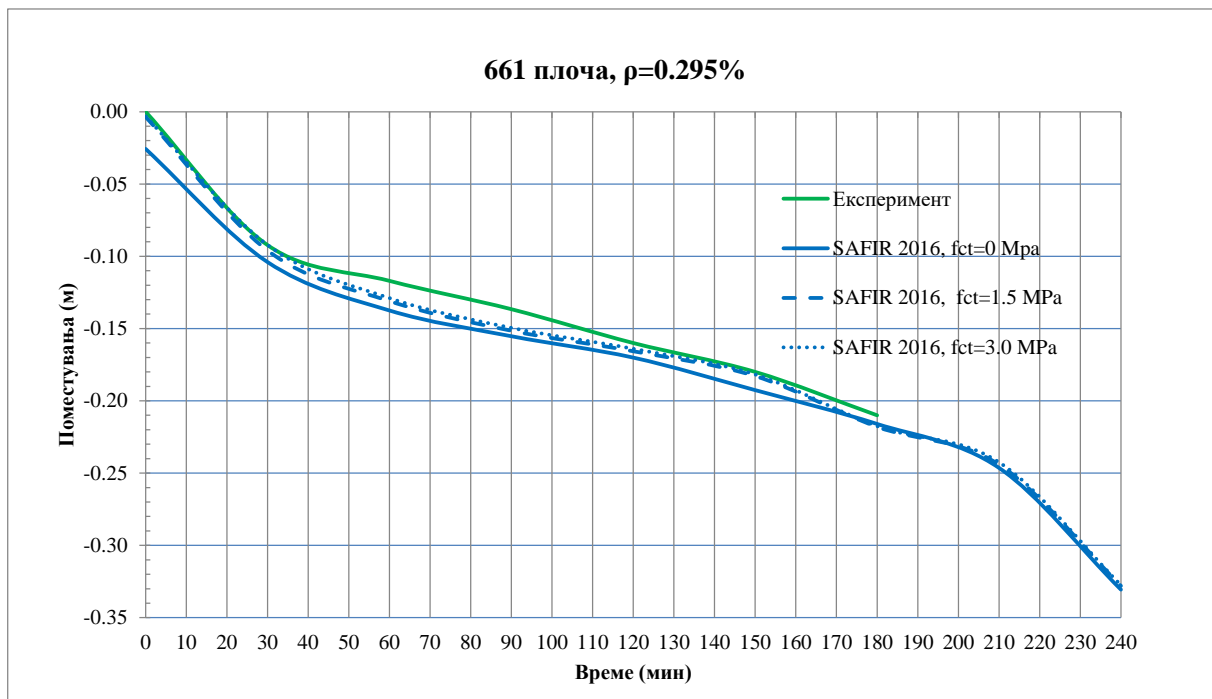
6.2.2.1.2 Споредба на резултатите за плоча 661

Во овој дел споредени се резултатите за плоча 661, добиени со SAFIR2016, со експерименталните резултати дадени во литературата (51). Дополнително, резултатите согласно SAFIR2016 се споредени со резултатите добиени со верзијата SAFIR2001, дадени во литературата (45).

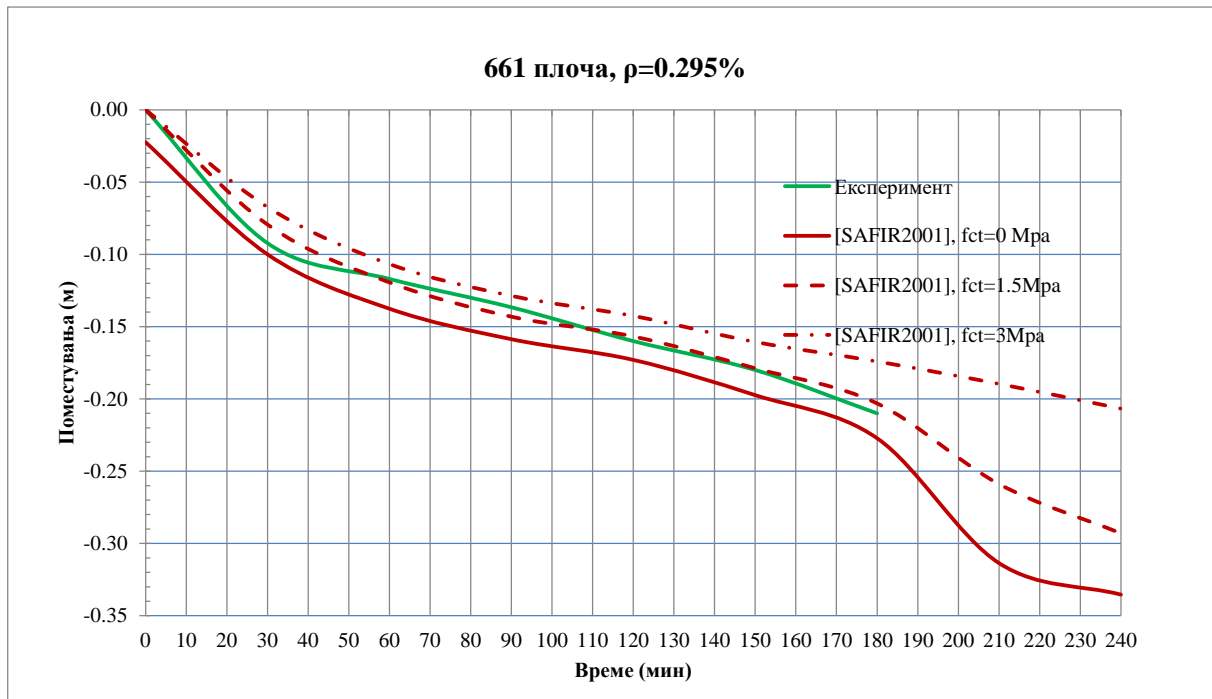
Податоците за карактеристиките на материјалите и товарите дадени се во Табелите 1-5. Процентот на армирање во оваа плоча изнесува 0.295%. Податоци за физичките својства на бетонот и челикот не се дадени, па истите се усвоени согласно на препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2. Експерименталното испитување е спроведено за 3 часа изложеност на пожар.

Од дијаграмите на Слика 6.22 до Слика 6.26, на кои се прикажани резултатите од спроведените анализи за плочата 661, може да се изведат идентични заклучоци како и врз база на анализите за плочата D147.

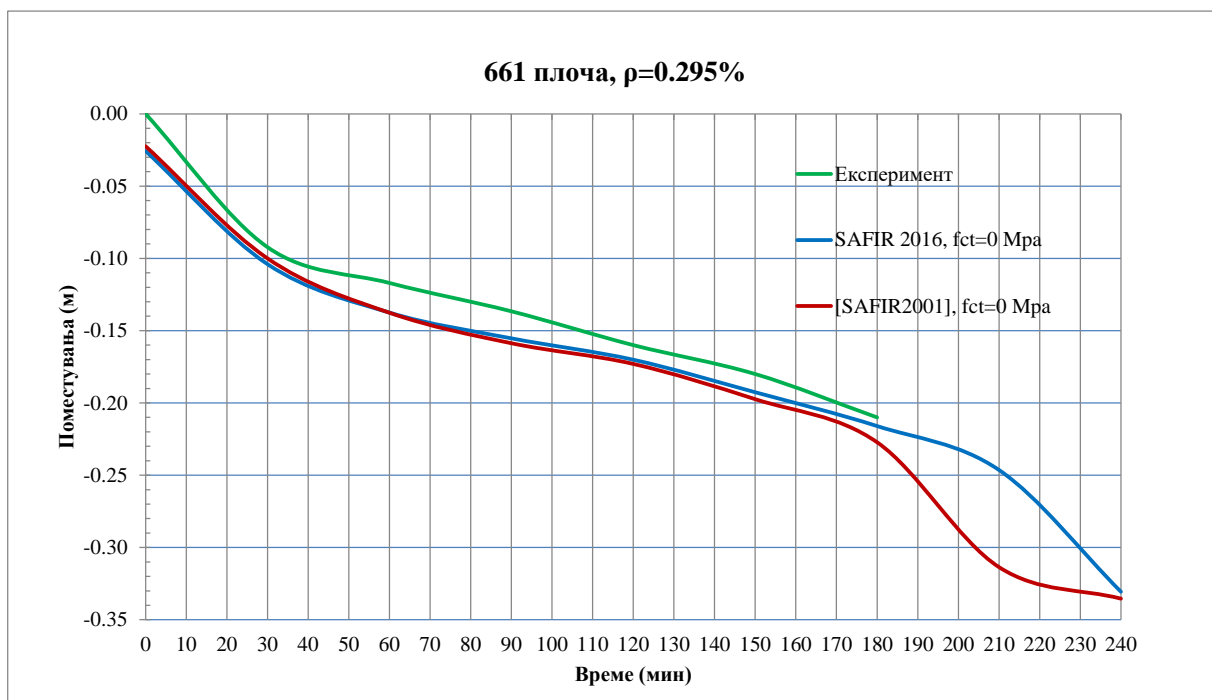
Општ заклучок е дека последната верзија на програмот SAFIR2016 дава подобри резултати во однос на верзијата SAFIR2001. Причините се веќе наведени во делот кој се однесува на анализите на плочата D147.



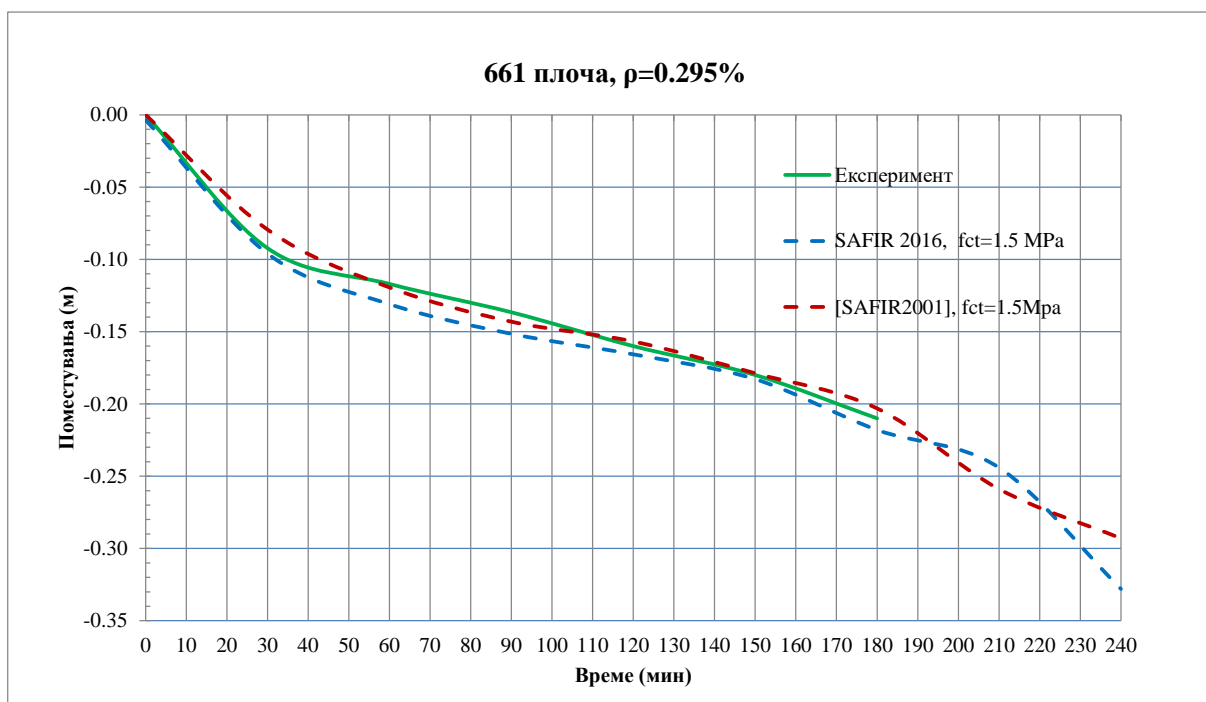
Слика 6.22. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2016, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот



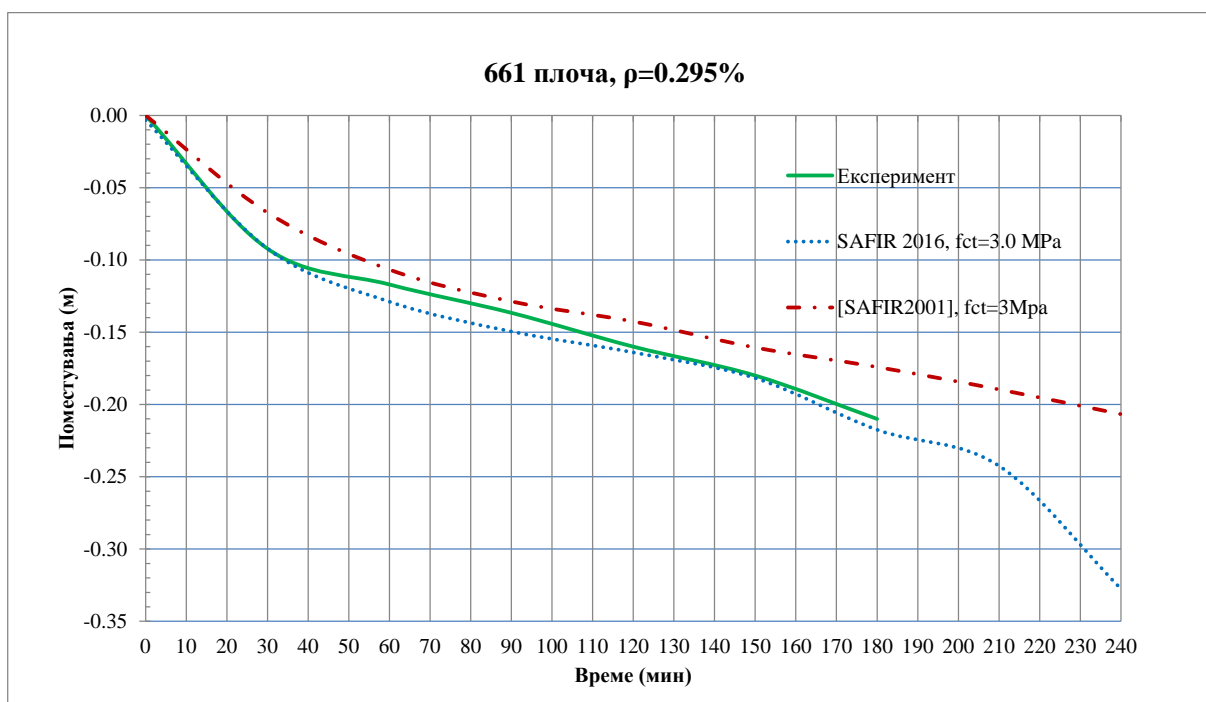
Слика 6.23. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2001 (45), за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот



Слика 6.24. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 0 Мра



Слика 6.25. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 1.5 Мра



Слика 6.26. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 3.0 Мра

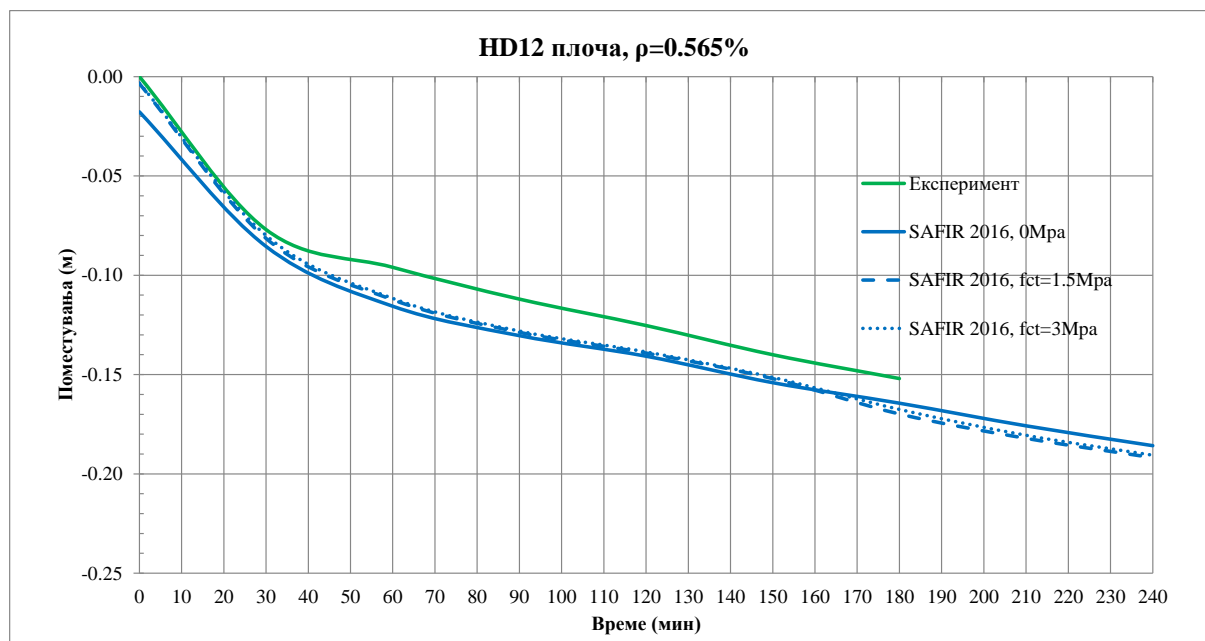
6.2.2.1.3 Споредување на резултати за плоча HD12

Во овој дел споредени се резултатите за плоча HD12, добиени со SAFIR2016, со експерименталните резултати дадени во литературата (51). Дополнително, резултатите согласно SAFIR2016 се споредени со резултатите добиени со верзијата SAFIR2001, дадени во литературата (45).

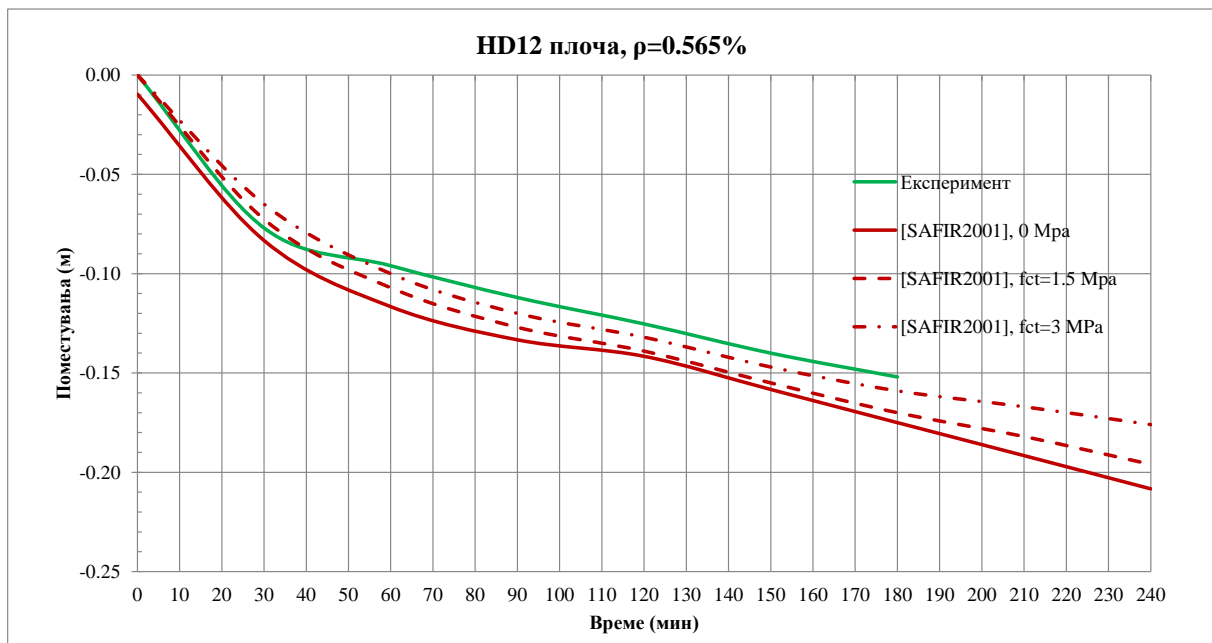
Податоците за карактеристиките на материјалите и товарите дадени се во Табелите 1-5. Процентот на армирање во оваа плоча изнесува 0.565%. Податоци за физичките својства на бетонот и челикот се усвоени согласно на препораките дадени во Еврокод 2, дел 1-2. Експерименталното испитување е спроведено за 3 часа изложеност на пожар.

Од дијаграмите на *Слика 6.27* до *Слика 6.31*, на кои се прикажани резултатите од спроведените анализи за плочата HD12, може да се изведат идентични заклучоци како и врз база на анализите за плочата D147.

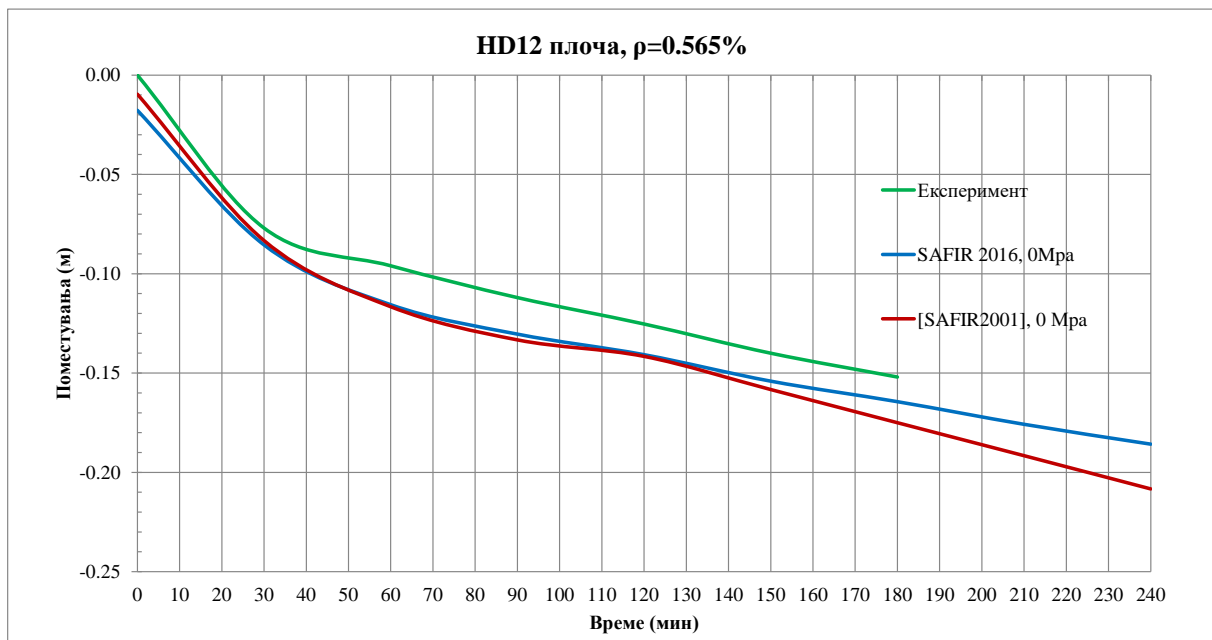
Дополнително може да се заклучи дека заради поголемиот процент на армирање на оваа плоча, влијанието на јакоста на бетонот на затегнување е помало, па и разликите во резултатите добиени со верзиите SAFIR2016 и SAFIR2001 се помали.



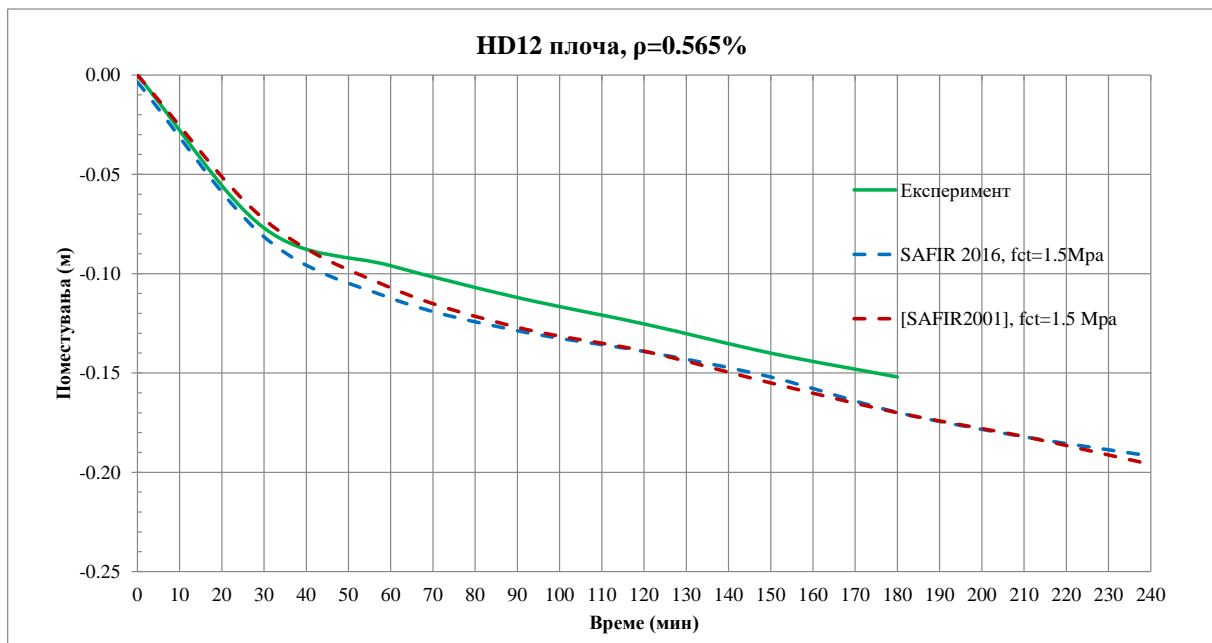
Слика 6.27. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2016, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот



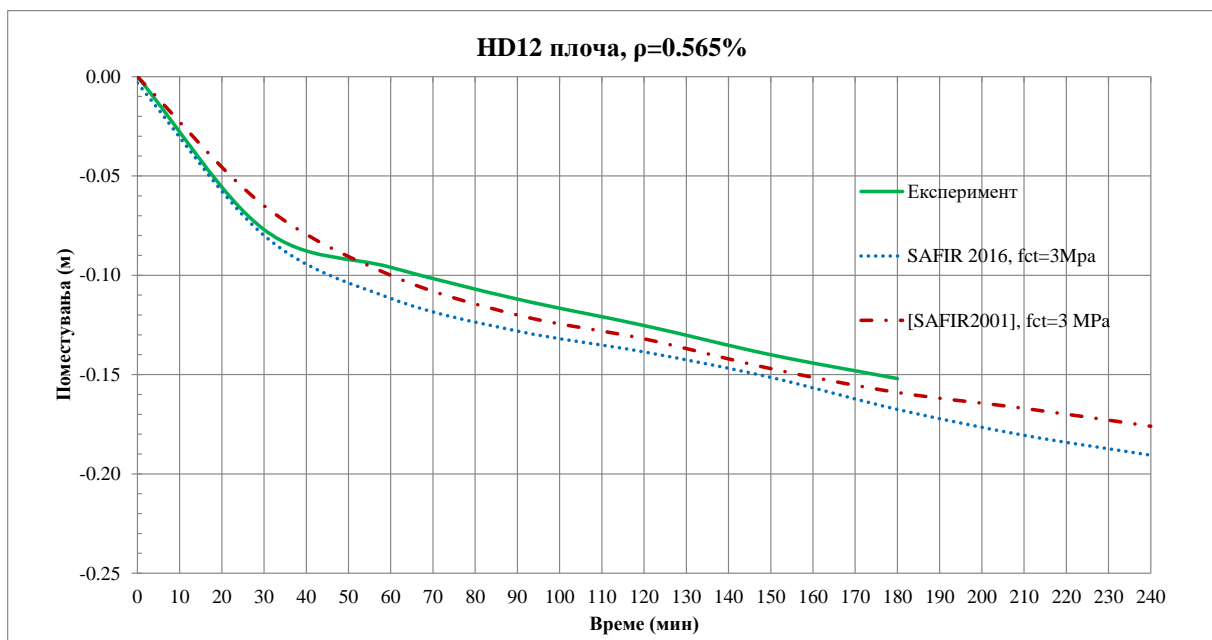
Слика 6.28. Споредба на експериментално добиените поместувања на плочата со поместувањата пресметани со SAFIR2001, за различни вредности на јакоста на затегнување на бетонот



Слика 6.29. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 0МПа



Слика 6.30. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 1.5 МПа



Слика 6.31. Споредба на експерименталните резултати со резултатите од анализите со SAFIR2016 и SAFIR2001, за јакост на бетонот на затегнување 3.0 МПа

6.2.2.2 Втор случај: Верификација на програмот SAFIR2016 врз база на резултати од експериментални истражувања на АБ плочи носиви во еден правец

6.2.2.2.1 Споредба на нумерички и експериментално добиени резултати од испитување на плоча во WFRC (Warrington Fire Research Center)

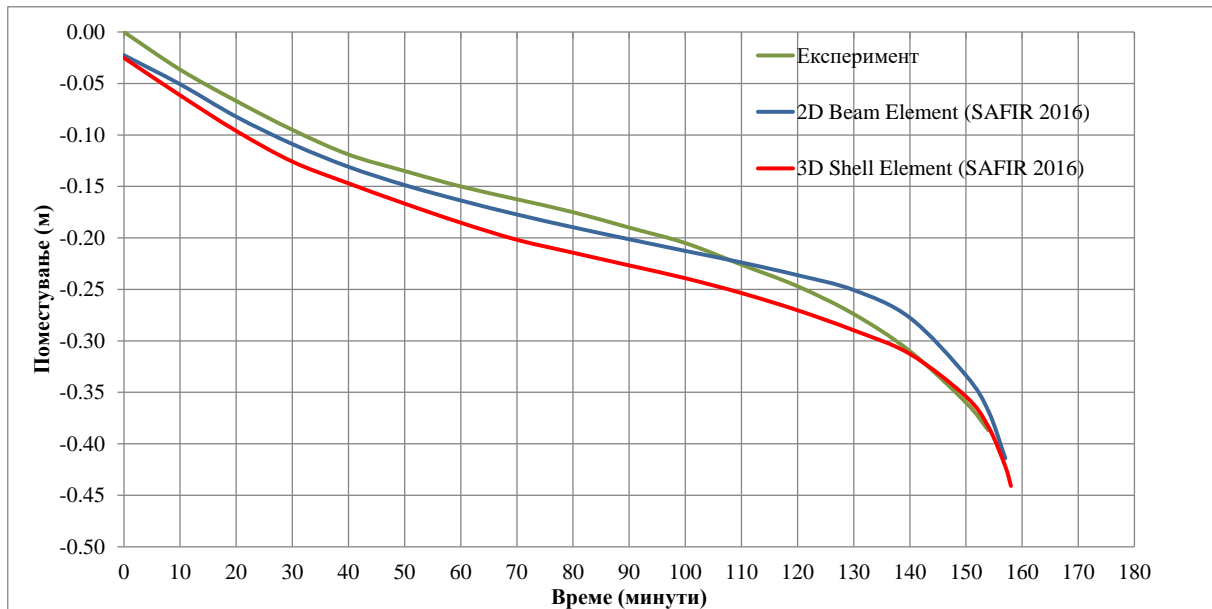
За верификација на програмот SAFIR2016 за плочи носиви во еден правец, ќе се користат резултатите од експерименталните истражувања спроведени во WFRC (Warrington Fire Research Center) во организација на BRE (Building Research Establishment). Тестирани се слободно потпрени плочи носиви во еден правец, со распон $l=4.5\text{ m}$, ширина $b=0.93\text{ m}$ и дебелина $h=0.15\text{ m}$. Плочите во подолжен правец се армирани со 10 шипки со дијаметар 8 mm , на растојание 90 mm , а во напречен правец шипките се со дијаметар 8 mm , на растојание 600 mm . Заштитниот слоја изнесува 25 mm . Една од плочите е тестирана со товар 1.5 kN/m^2 додека другата плоча е нетоварена. Јакоста на бетонот на притисок после 28 дена изнесува 52 Mpa . Подетални податоци за експериментот се дадени во литературата (52).

Вообичаено, плочите носиви во еден правец се анализираат како ленти со широчина $l\text{ m}$, односно како гредни елементи со широчина $l\text{ m}$, додека плочите носиви во два правца се анализираат со лушпести елементи. Се поставува прашање дали ваквата апроксимација на плочите носиви во еден правец е соодветна и за плочи изложени на пожарно дејство. Токму затоа, плочите анализирани со програмот SAFIR2016 се дискретизирани и со 2D гредни елементи (beam elements) и со 3D лушпести елементи (shell elements) и резултатите се споредени со експериментално добиените вредности.

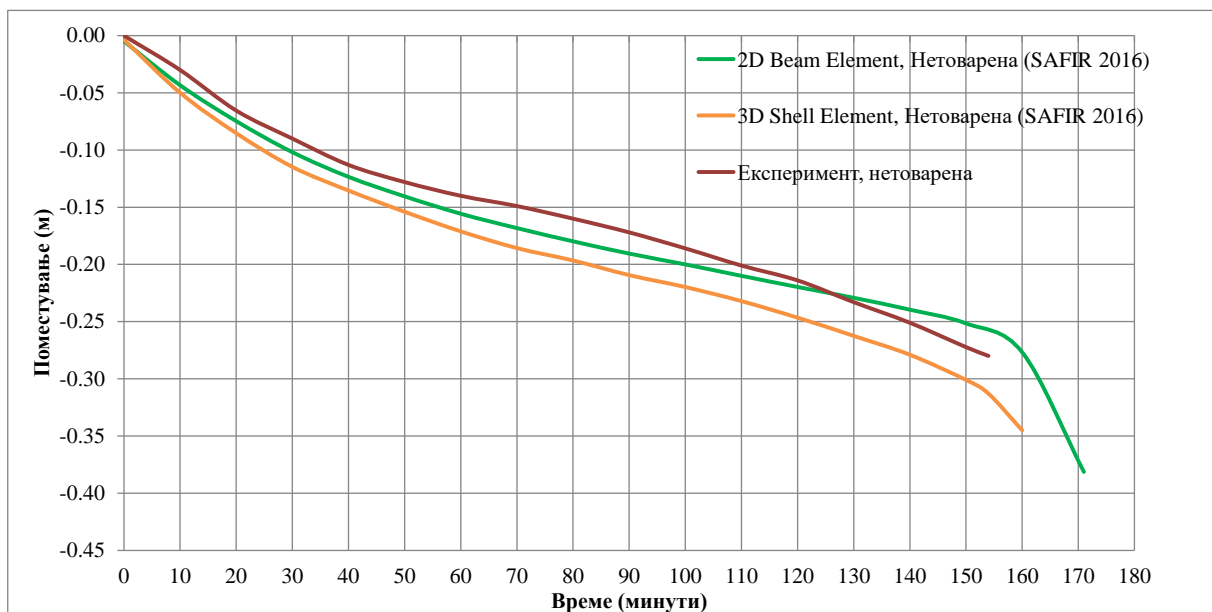
На Слика 6.32 и Слика 6.33 се прикажани експериментално добиените вертикални поместувања на плочата (52) и истите се споредени со поместувањата добиени со SAFIR2016. Обликот на кривата на вертикалните поместувања на плочата во тек на време и за 2D и за 3D анализа е идентичен, но поради поголемата крутост на гредниот елемент во однос на крутоста на лушпестиот елемент, поместувањата се поголеми.

Предност на 3D анализата е што лушпестиот елемент ги вклучува мембранските сили, но кај конкретните тестирани плочи реалната ширината е помала од $l\text{ m}$, мембранските сили во напречен правец се слабо изразени и плочата повеќе се однесува како слободно потпрена греда. Оттаму и резултатите добиени со 2D анализата се поблиски до експерименталните.

Во општ случај, кај плочи со реална широчина, се очекува 3D анализата да даде пореални резултати, но од практични причини (пократко време на пресметка) може да се примени и 2D анализа, чии резултати имаат задоволителна точност.



Слика 6.32. Споредба на експериментално измерените поместувања на оптоварена плоча со нумерички пресметаните вредности со SAFIR2016



Слика 6.33. Споредба на експериментално измерените поместувања на неоптоварена плоча со нумерички пресметаните вредности со SAFIR2016

7 ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА АРМИРАНОБЕТОНСКИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ

7.1 ВОВЕД

Предмет на истражување во докторската тема е однесувањето на различни типови армиранобетонски плочи во услови на пожар и влијанието на одделни параметри врз нивната пожарната отпорност. Анализирани се влијанието на: статичкиот систем, распонот на плочата, дебелината на заштитниот бетонски слој, шемата на армирање и пожарното сценарио. Сите плочи се изложени на стандарден пожар ISO 834.

Плочите се анализирани со примена на компјутерскиот програм SAFIR 2016 кој базира на Методот на конечни елементи (48) и истиот подетално е опишан во Глава 6.

При анализата на плочите носиви во еден правец користени се два пристапа: 2D-анализа, кога дискретизацијата е извршена со гредни елементи и 3D-анализа, кога дискретизацијата е извршена со лушпести елементи. Со цел да се дефинира оправданоста на 3D-анализата, спроведени се анализи за ленти со широчина еден метар, но и за реални ширини на плочите. Реалната ширина на плочите е усвоена да биде иста со распонот.

При дефинирање на пожарната отпорност на плочите носиви во еден правец со примена на програмот SAFIR2016, применет е критериумот за граничната состојба на носивост. Паралелно анализата е спроведена и со поедноставена и приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2 (1), која подетално е опишана во Глава 5 и извршена е споредба на резултатите.

За да се дојде до заклучок како некој од наведените параметри влијае врз пожарната отпорност на армиранобетонските плочи носиви во еден правец, вариран е само соодветниот параметар, па од таа причина за секој случај поодделно е усвоена арматура еднаква со минимално потребната. Тоа значи дека при усвојување на површината на арматурата во пресекот не се запазени димензиите на арматурните прачки кои реално постојат.

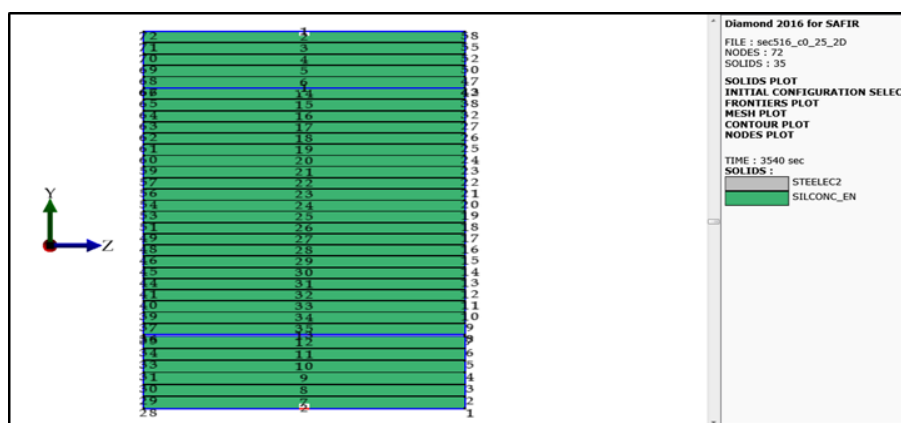
Во делот 7.2 анализирани се слободно потпрени плочи. Во делот 7.2.3 анализирано е влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на плоча со распон $l=5m$. За истата плоча е анализирано и влијанието на шемата на армирање, а резултатите се прикажани во делот 7.2.4 Во делот 7.2.5 анализирано е влијанието на распонот на плочата врз нејзината пожарна отпорност. Вклучените плочи се анализирани во делот 7.4 и 7.5, додека во деловите 7.6, 7.7 и 7.8 анализирана е пожарната отпорност на континуирани плочи за различни пожарни сценарија.

7.1.1 Термичка анализа на армиранобетонски плочи носиви во еден правец

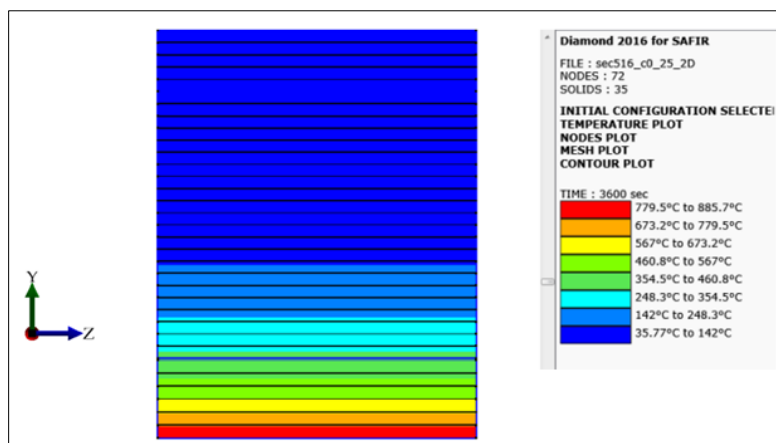
Како што е веќе наведено, за статичка анализа на плочите применети се гредни елементи (2D-анализа) и лушпести елементи (3D-анализа). Статичката анализа на

плочите во секој временски интервал ги користи излезните податоци од термичката анализа на опожарените елементи, па истата треба да се спроведе за компатибилна мрежа на конечни елементи, што значи да се спроведе 2D или 3D термичка анализа, соодветно.

Имајќи предвид дека во армиранобетонските плочи температура се менува само по нејзината дебелина, напречниот пресек се дискретизира со правоаголни елементи со ширина еднаква на напречниот пресек на плочата. На Слика 7.1 е прикажана дискретизацијата на напречниот пресек на плоча при 2D термичка анализа. Ширината на напречниот пресек е $b = 12.5 \text{ cm}$, а дебелината на плочата е $h = 16 \text{ cm}$. На Слика 7.2 е прикажана температурната распределба по висина на плочата, од спроведена 2D термичка анализа, кога плочата е изложена на стандарден пожар од долната страна.

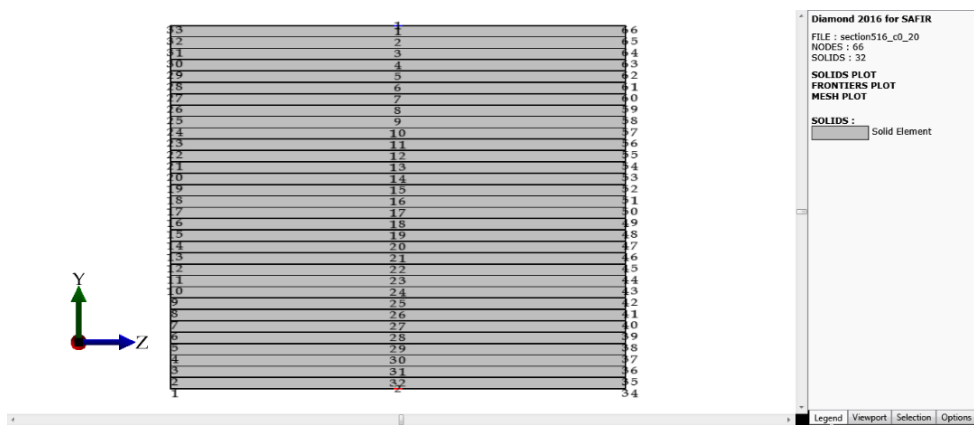


Слика 7.1. Дискретизација на напречен пресек на плоча за 2D термичка анализа

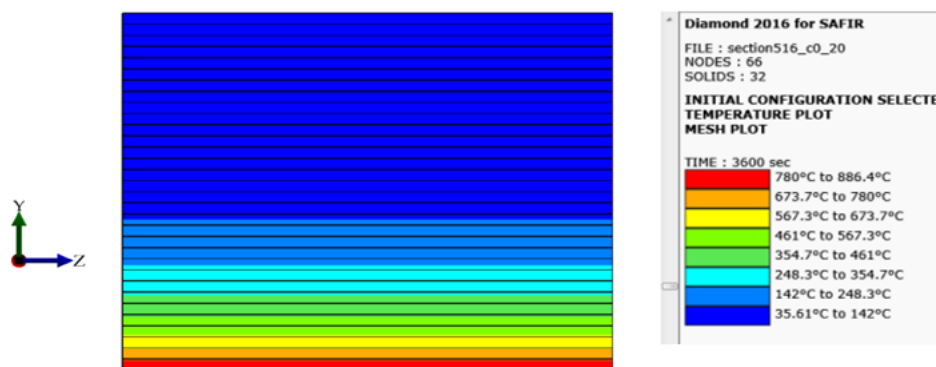


Слика 7.2. Температурна распределба во плоча, добиена со 2D термичка анализа, за време од 1 час изложеност на ISO834 стандарден пожар

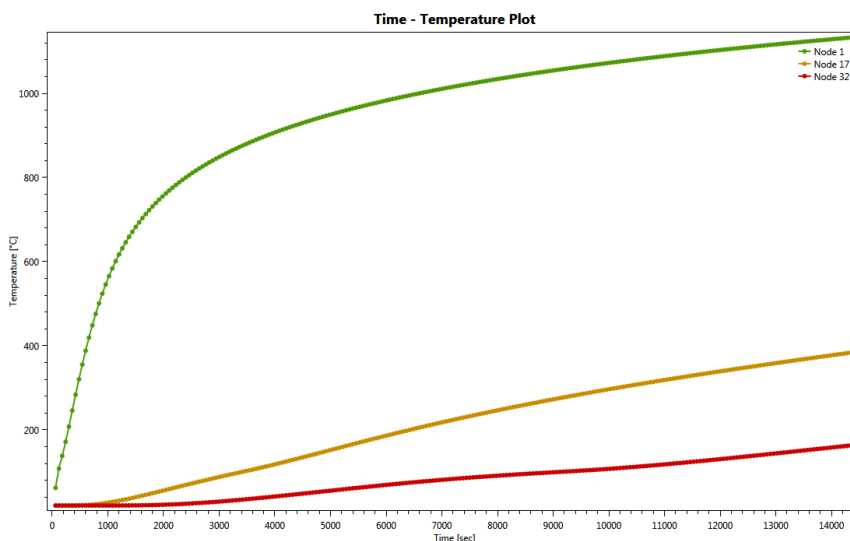
На Слика 7.3 е прикажана дискретизација на напречен пресек на плоча за 3D термичка анализа. При оваа анализа се задава само дебелината на плочата, која во случајот изнесува $h=16 \text{ cm}$. Дискретизација е извршена со 32 правоаголни елементи со четири јазлови точки. На Слика 7.4 е прикажана температурната распределба во напречен пресек на плоча изложена на стандарден пожар ISO 834 од долната страна, добиена со 3D термичка анализа.



Слика 7.3. Дискретизација на напречен пресек на плоча за 3D термичка анализа



Слика 7.4. Температурна распределба во плоча изложена 1 час на ISO 834 стандарден пожар, добиена со 3D термичка анализа



Слика 7.5. Временски пораст на температурите на: изложената страна на плочата, во средната рамнина и на неизложената страна, добиени со 3D термичка анализа

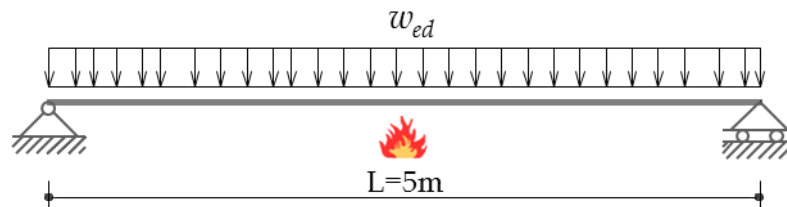
7.1.2 Статичка анализа на армиранобетонски плочи носиви во еден правец

Статичкиот модел за 2D-анализа и 3D-анализа подетално ќе биде опишан на почетокот на секое поглавие, зависно од типот на армиранобетонската плоча.

7.2 СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ

7.2.1 Влезни податоци

Целта на анализата во овој дел е да се дефинира ефектот на заштитниот бетонски слој, шемата на армирање, распонот и пожарното сценари врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден правец со ослободено аксијално дилатирање.



Слика 7.6. Статичка шема на плоча и товари

Дадени параметри:

- Распон на плочата $L=5\text{m}$
- Постојан товар (вклучена сопствена тежина) $G_k=5.5\text{ kN/m}^2$
- Корисен товар $Q_k=4\text{ kN/m}^2$
- Дебелина на плоча $h=16\text{cm}$
- Јакост на притисок на бетонот $f_{ck}=30\text{ Мра}$
- Граница на развлекување на челикот $f_{yk}=500\text{ Мра}$

Комбинација на оптоварувања:

- За амбиентална ситуација

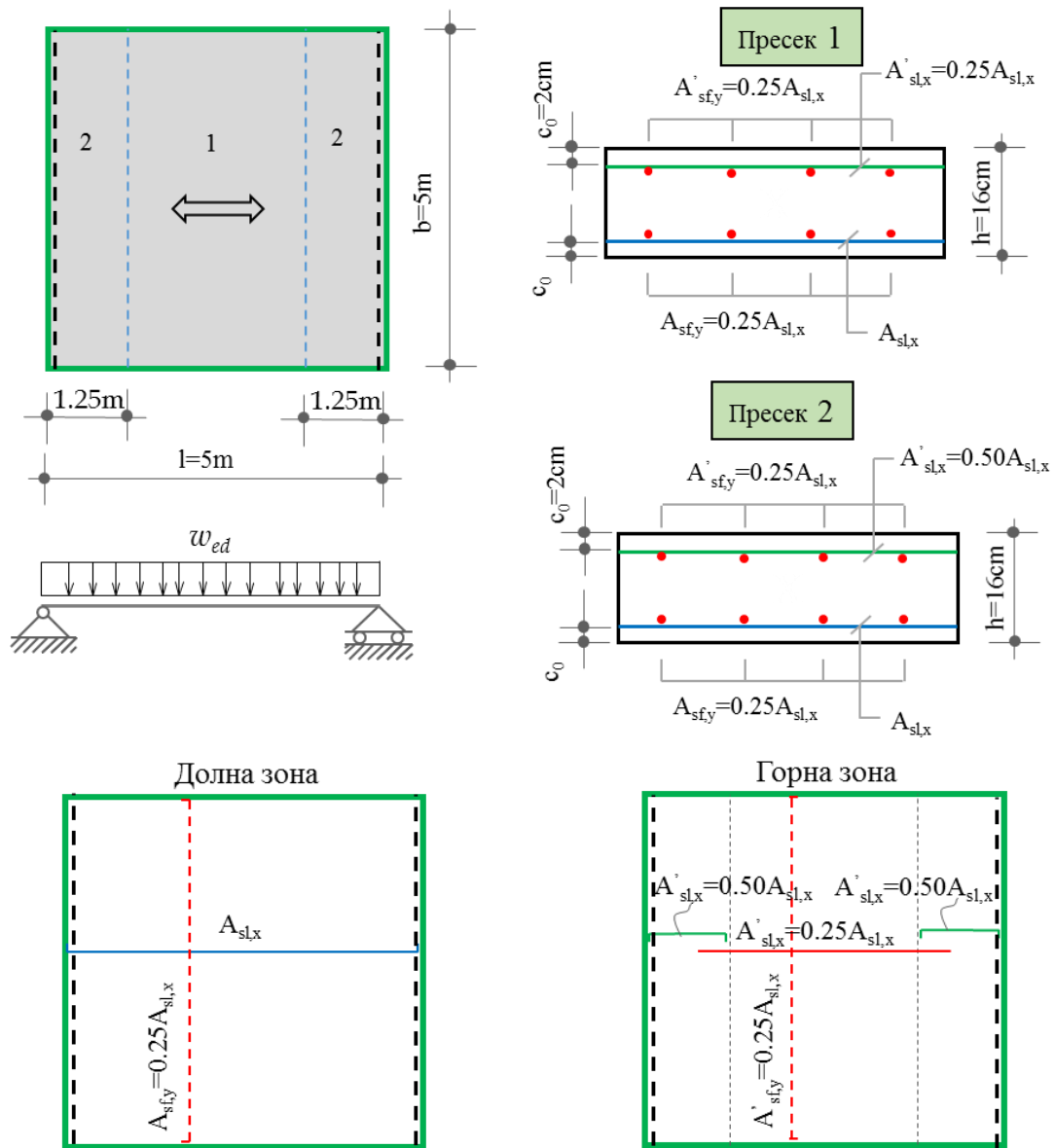
$$w_{Ed} = g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_q = 5.5 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.5 = 13.425\text{ kN/m}$$

- За пожарна ситуација

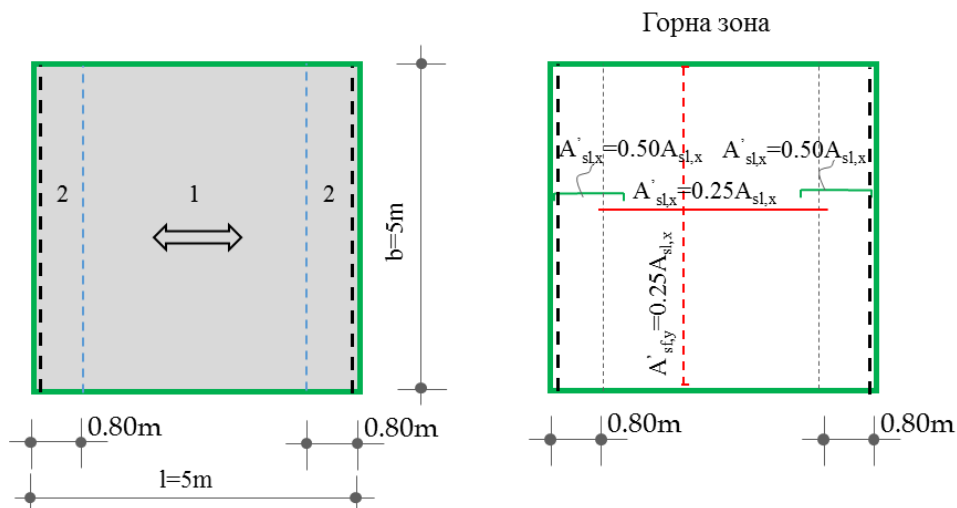
$$w_{Ed,fi} = g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \psi_1 = 5.5 \cdot 1.0 + 4 \cdot 0.6 = 7.9\text{ kN/m}$$

Согласно Еврокод 1-1-2 (5), факторот на комбинација за корисните товари ψ се движи во граници од 0.5, за објекти за живеење и канцеларии, до 0.9, за магацински простор. Во конкретниот случај усвоена е вредност $\psi=0.6$

Во пракса, кога слободно потпрена плоча е под влијание само на гравитациони товари, истата се армира во долната зона, додека во горната зона се поставува арматура само над потпорите, при што се усвојува приближно 50% од потребната арматура во поле. Со анализа на плочите за пожарна состојба е утврдено дека, доколку плочите се армираат и во горната зона по целиот распон, како што е прикажано на Слика 7.7, се обезбедува подобра пожарна отпорност. Во конкретниот случај плочата дополнително е армирана во горна зона во поле со 25% од потребната арматура во долна зона.



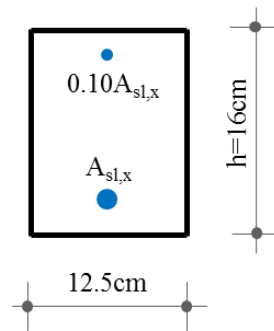
Слика 7.7. Шема на армирање на слободно потпрена плоча носива во еден правец



Слика 7.8. Должина на арматура во горна зона, усвоена за анализите во SAFIR2016

За 3D-анализите должината на арматурата во горната зона над потпорите е увеоена согласно Слика 7.8. Реалната должина на арматурата од 125cm е редуцирана на 80cm , односно одземена е должината на анкерување на арматурата.

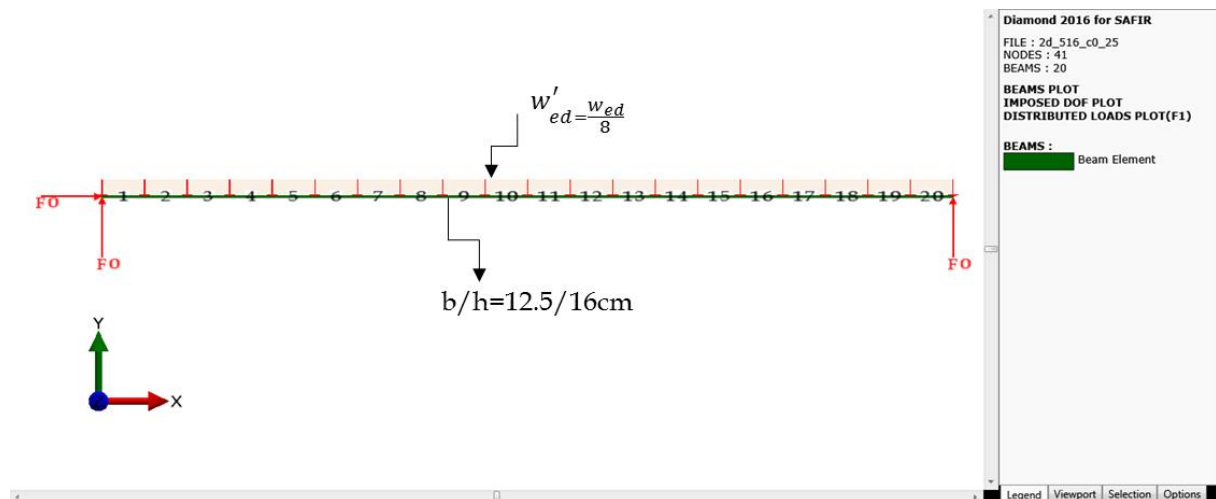
За 2D анализите плочите се анализирани како ленти со ширина 12.5 cm , а арматурата е усвоена согласно шемата дадена на Слика 7.9.



Слика 7.9. Напречен пресек и процент на армирање за 2D анализа

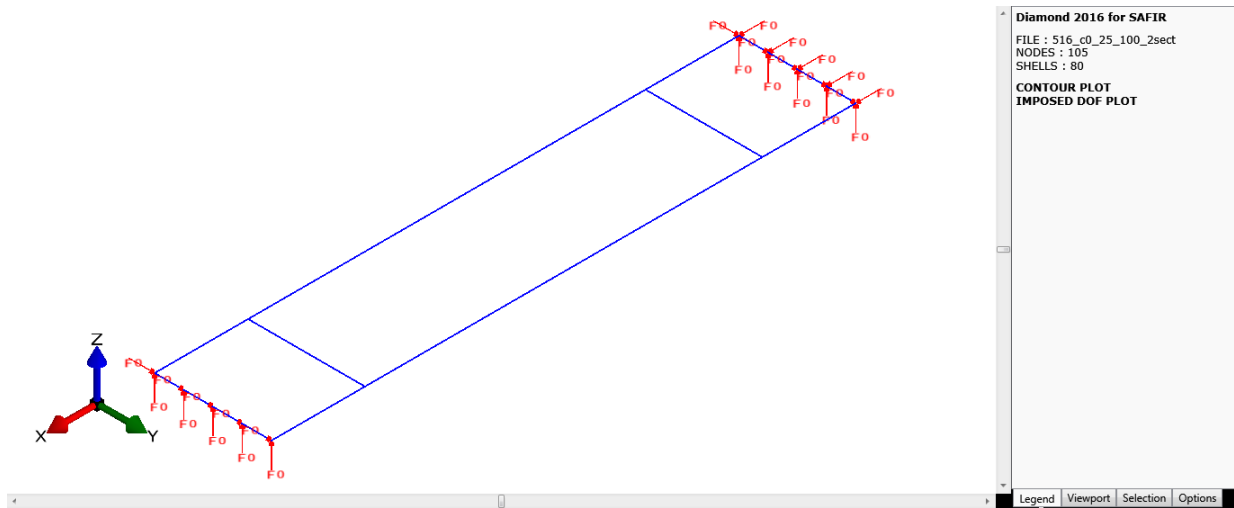
7.2.2 Статички модел

За 2D-анализата, плочата е моделирана со 20 гредни елементи и гранични услови како што се прикажани на Слика 7.10.

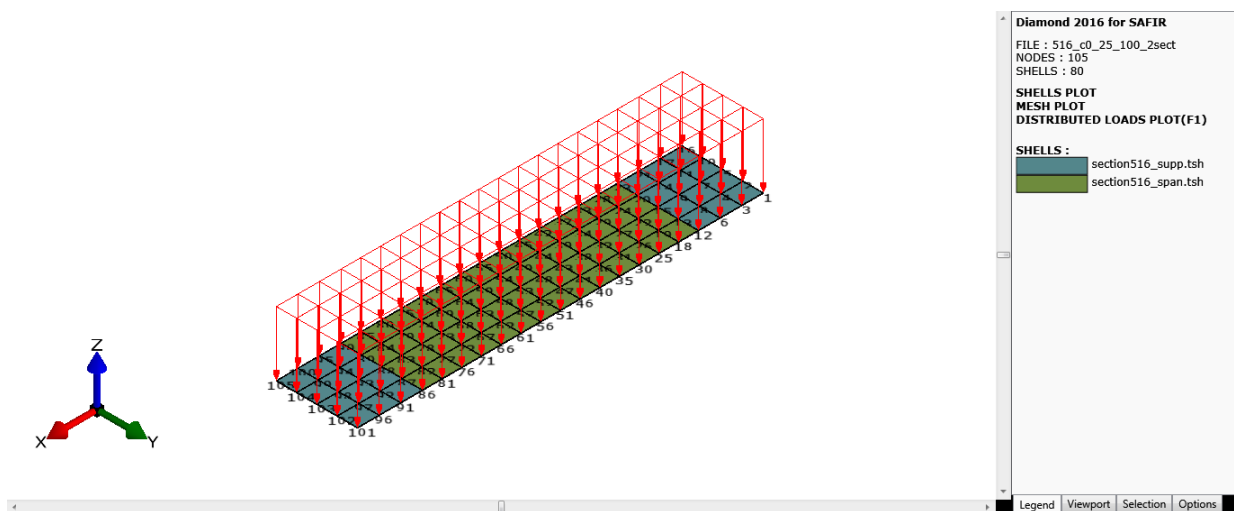


Слика 7.10. 2D-Модел и дискретизација на плоча со распон $l=5\text{m}$, за статичка анализа во SAFIR2016

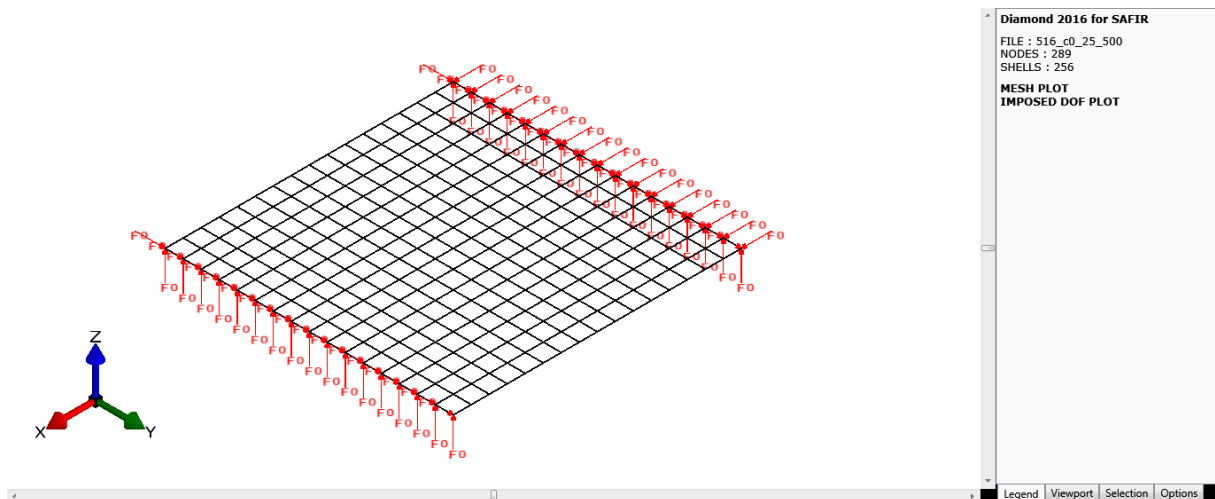
За 3D-анализата плочата е моделирана со 80 лушпести конечни елементи, кога е анализирана само лента со ширина 1m , Слика 7.12, односно 256 лушпести конечни елементи, кога плочата е анализирана со реална ширина 5m . Граничните услови се прикажани на Слика 7.11 и Слика 7.13, соодветно.



Слика 7.11. 3D-Модел на плоча со распон $l=5m$ и ширина $b=1m$, за статичка анализа во SAFIR2016



Слика 7.12. Дискретизација на плоча со распон $l=5m$ и ширина $b=1m$, за статичка анализа во SAFIR2016



Слика 7.13. 3D-Модел на плоча со распон $l=5m$ и ширина $b=5m$, за статичка анализа во SAFIR2016

7.2.3 Влијание на заштитниот бетонски слој

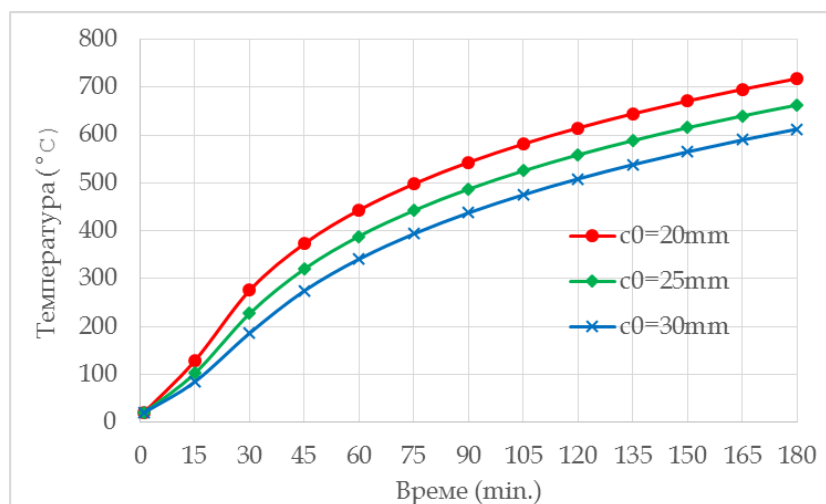
Влијанието на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрените плочи носиви во еден правец е анализирано на плоча со распон $l=5m$ и дебелина $h=16cm$. Усвоени се три различни вредности за дебелината на заштитниот бетонски слој во долната опожарена зона: $c_0 = 20mm$; $c_0 = 25mm$ и $c_0 = 30mm$, додека во горната неопожарена зона заштитниот слој е ист и изнесува $c_0 = 20mm$.

Со менување на заштитниот бетонски слој се менува и статичката висина на пресекот. Од таа причина, за да се добие реална слика за влијанието на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрените плочи носиви во еден правец, површината на усвоената арматура е еднаква со површината на потребната арматура Табела 7.1, со што во сите три случаја се обезбедени исти почетни напрегања, односно иста почетна искористеност на арматурата.

Табела 7.1. Површина на усвоена арматура во 1 m ширина на плочите

Дебелина на заштитен слој	Усвоена главна арматура
c_0 (cm)	$A_{sl,x}$ (cm ²)
2.0	7.778
2.5	8.136
3.0	8.532

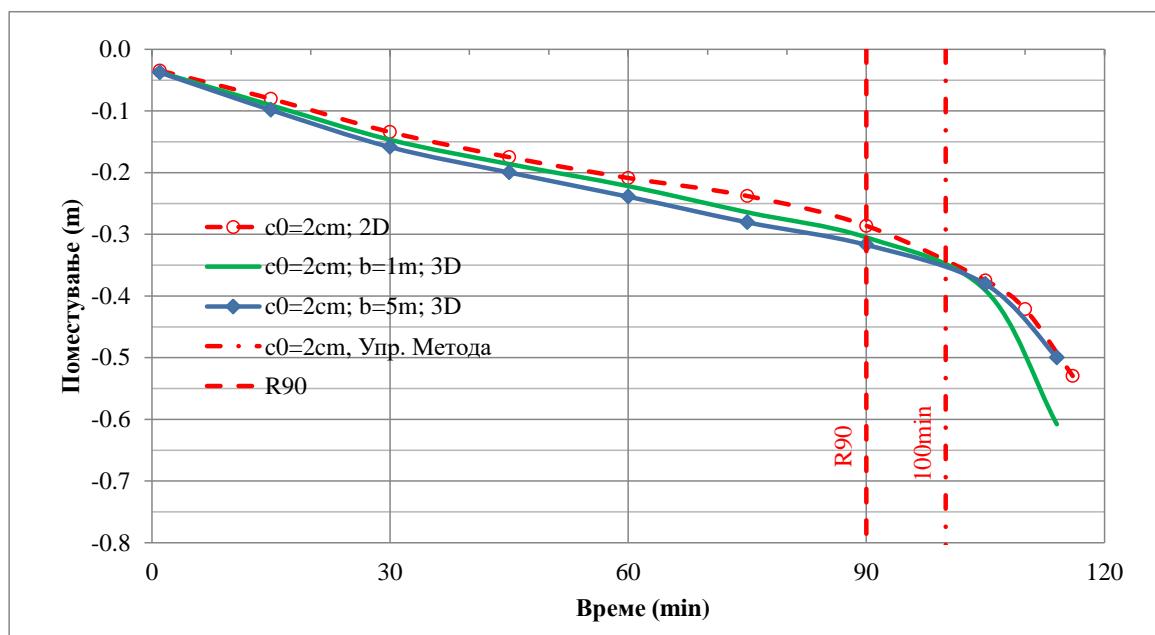
Пожарната отпорност на слободно потпрените плочи носиви во еден правец најмногу зависи од границата на развлекување на челикот, односно на арматурата, која со пораст на температурата значително се редуцира (Слика 4.10). На Слика 7.14 е прикажано влијанието на дебелината на заштитниот слој врз температурата на арматурата. Очигледно е дека со зголемување на дебелината на заштитниот слој се намалува температурата во арматурата, што допринесува за помала редуција на границата на развлекување на челикот и поголема носивост на плочата.



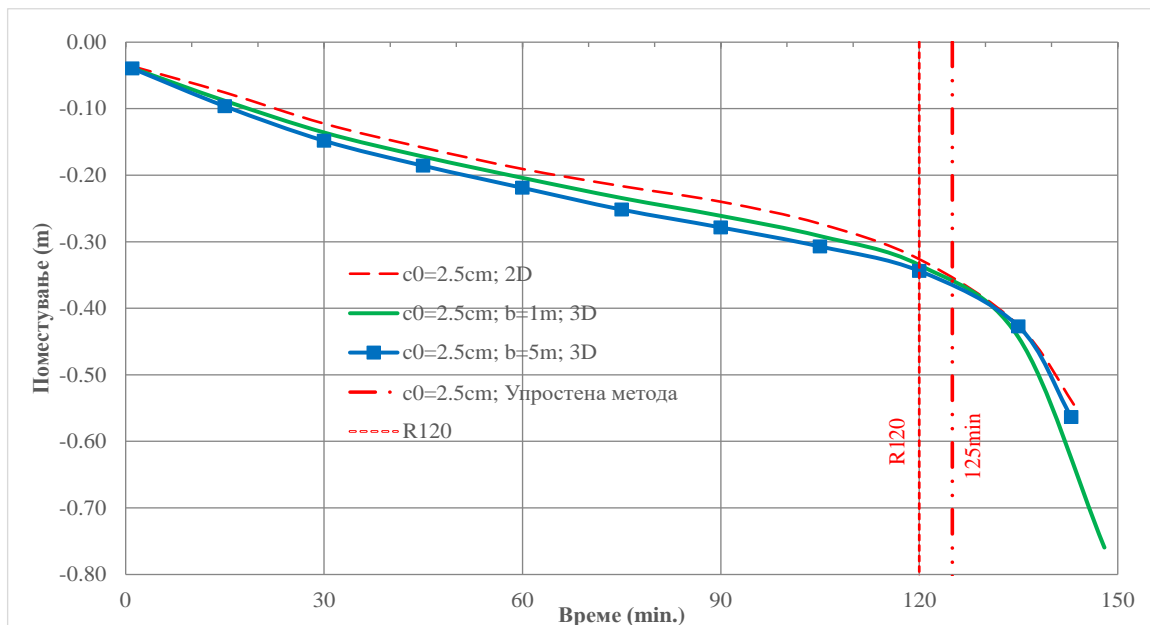
Слика 7.14. Температура во арматурата, зависно од дебелината на заштитниот бетонски слој

На Слика 7.15, Слика 7.16 и Слика 7.17 се прикажани вертикалните поместувања во тек на време за различни вредности на дебелината на заштитниот бетонски слој, добиени со 2D и 3D анализа. 2D анализата е спроведена со греден елемент со ширина 12.5 cm. 3D анализата е спроведена и за лента со ширина 1m и за реална ширина на плочата, која е усвоена еднаква со распонот, во овој случај 5m. Како критериум за пожарна отпорност е усвоено времето кога плочата претрпува лом и програмот го прекинува пресметувањето. Дополнително, пожарната отпорност на плочите е определена и со приближната метода дадена во Еврокод 2-1-2, и добиените резултати се споредени со резултатите од 2D и 3D анализата. Со двете нумерички анализи, плочите претрпуваат лом за време подолго од времето добиено согласно приближната метода.

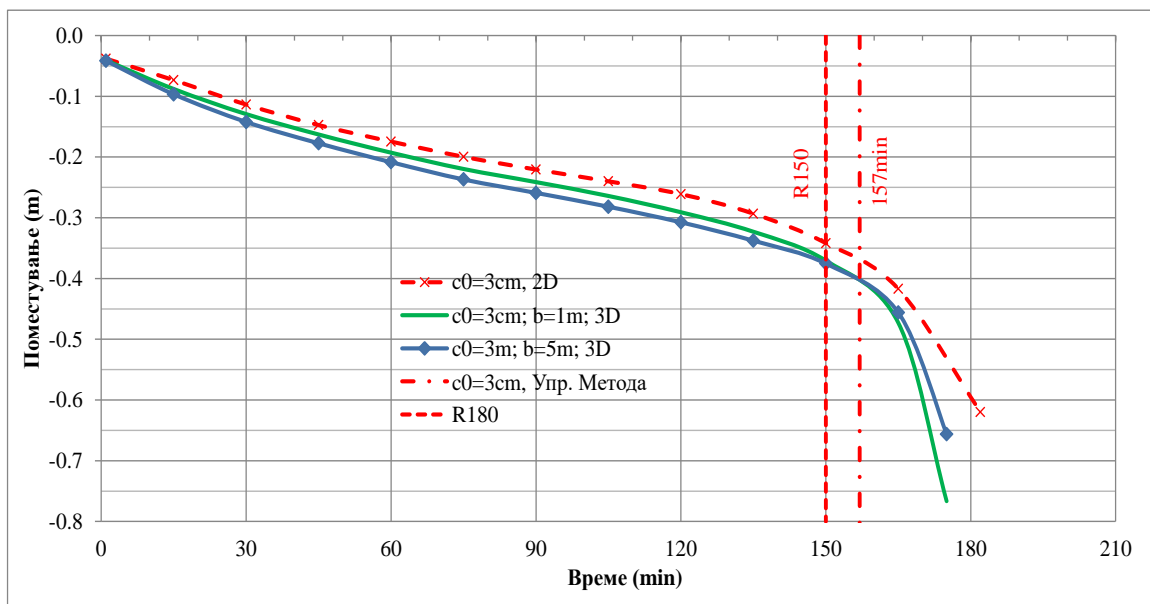
Од дијаграмите се гледа дека од аспект на времето на лом, плочите имаат приближно иста пожарна отпорност, но со 3D анализата се добиваат поголеми поместувања отколку со 2D анализата, што е и пореално, затоа што при 3D анализата се вклучува и ефектот од мембранските сили. Кога 3D анализата се спроведува на лента со ширина 1m, бројот на конечни елементи е помал, следствено и времето потребно за анализата е пократко, но ефектот од мембранските сили не може да дојде до израз и во моментите пред лом се добиваат многу поголеми поместувања. Од аспект на носивоста, за да се скрати времето за пресметка, анализите за пожарната отпорност на плочите може да се спроведат и на 2D модел кој дава задоволителни резултати и од аспект на вертикалните поместувања. Со 2D анализата се добиваат помали вертикални поместувања, но времето на пожарна отпорност незначително се разликува. Во моментите пред лом, кога вертикалните поместувања се значително поголеми од 1/30 (критериум за максимално дозволен уклон) и плочата почнува да функционира како ланчаница, разликата во поместувањата помеѓу двата пристапа се намалува.



Слика 7.15. Вертикални поместувања на плоча носива во еден правец, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност на плочата согласно Еврокод 2, за заштитен бетонски слој 2 cm

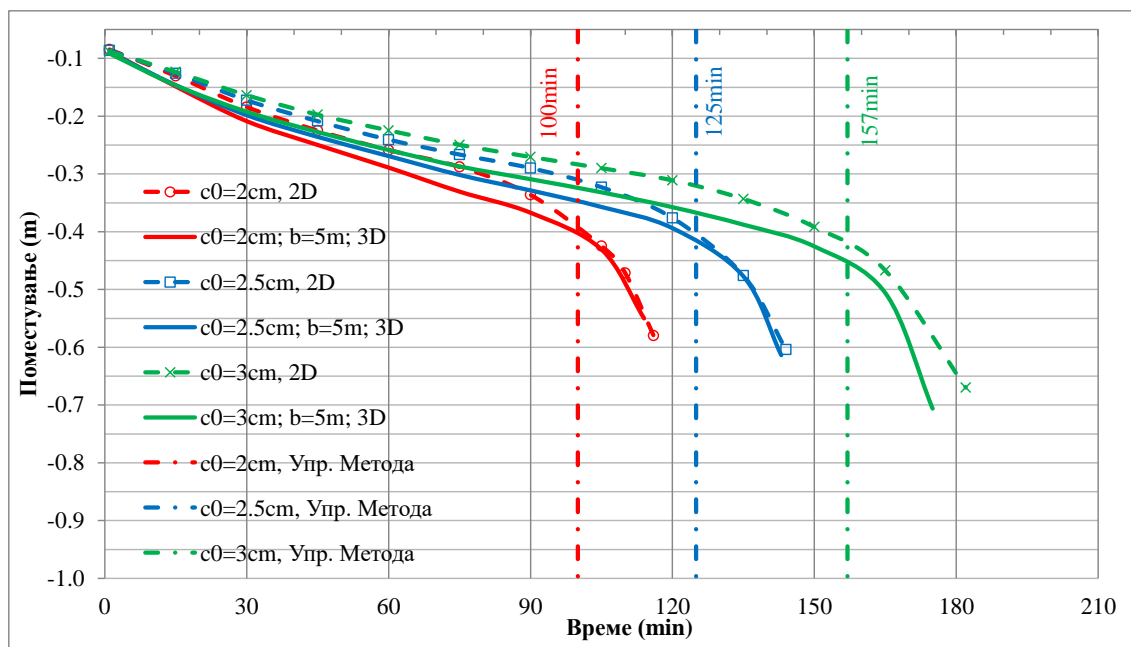


Слика 7.16. Вертикални поместувања на плоча носива во еден правец, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност на плочата согласно Еврокод 2-1-2, за заштитен бетонски слој 2.5 cm



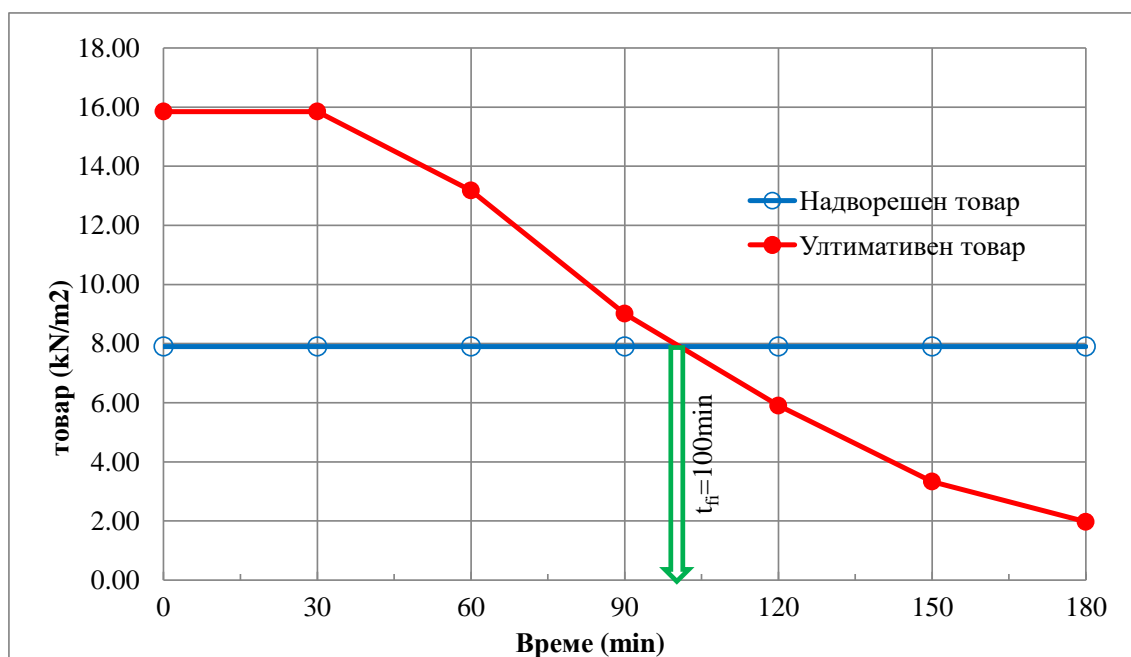
Слика 7.17. Вертикални поместувања на плоча носива во еден правец, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност на плочата согласно Еврокод 2-1-2, за заштитен бетонски слој 3 cm

На Слика 7.18 се прикажани вертикалните поместувања во тек на време за различни вредности на заштитниот бетонски слој кај слободно потпрени плочи носиви во еден правец, добиени согласно 2D анализата, 3D анализата за реална ширина на плочата и со приближната метода дадена во Еврокод 2-1-2. Дејството на пожарот е од долната страна на плочите. Евидентно е дека заштитниот бетонски слој има големо влијание и врз пожарната отпорност на плочите и врз големината на деформациите.

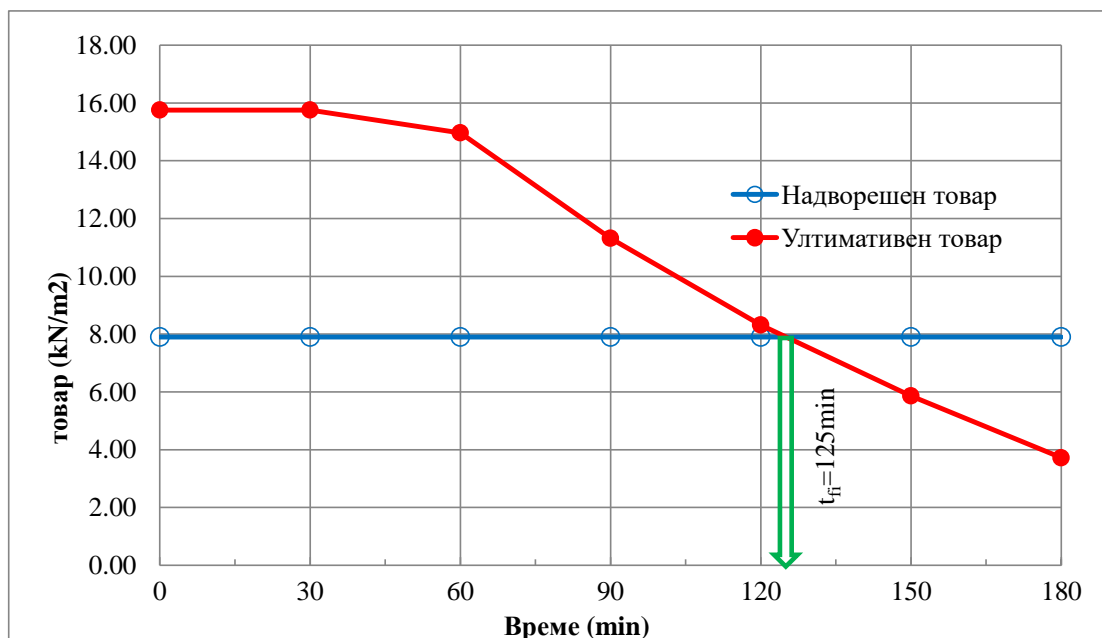


Слика 7.18. Споредба на максималните вертикални поместувања на плочи со распон $l=5m$ опожарени од долната страна, во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој, согласно 2D и 3D анализа за реална ширина на плочите

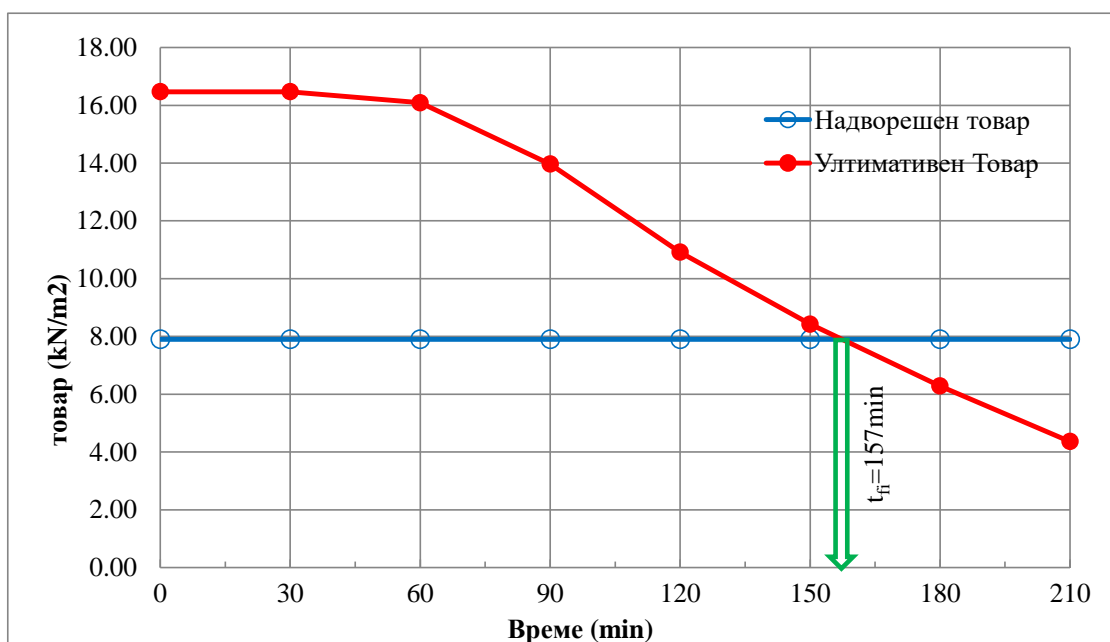
На Слика 7.19, Слика 7.20 и Слика 7.21 е прикажано намалувањето на носивоста на слободно потпрена плоча носива во еден правец и изложена на дејство на стандарден пожар ISO 834 од долната страна, во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој и времето на дејство на пожар. Пресметките за носивоста на плочите се направени согласно приближната метода дадена во Еврокод 2-1-2.



Слика 7.19. Пожарна отпорност на плоча носива во еден правец, со распон $l=5m$ и заштитен бетонски слој 20 mm, согласно приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2



Слика 7.20. Пожарна отпорност на плоча носива во еден правец, со распон $l=5m$ и заштитен бетонски слој 25 mm, согласно приближна метода дадена во Ерокод 2-1-2



Слика 7.21. Пожарна отпорност на плоча носива во еден правец, со распон $l=5m$ и заштитен бетонски слој 30 mm, согласно приближна метода дадена во Ерокод 2-1-2

Имајќи предвид дека слободно потпрена плоча е статички определен носач, лом се случува во моментот кога максималниот момент на свиткување на плочата од дејство на надворешни товари ќе се изедначи со носивиот капацитет на плочата кој, како резултат на високите температури, претрпува редукција во тек на време. Носивоста на плочата директно зависи од границата на развлекување на челикот, односно на арматурата во долната зона на плочата која е пожарно изложена и во тек на време се загрева и ги губи своите јакостни и крутостни карактеристики.

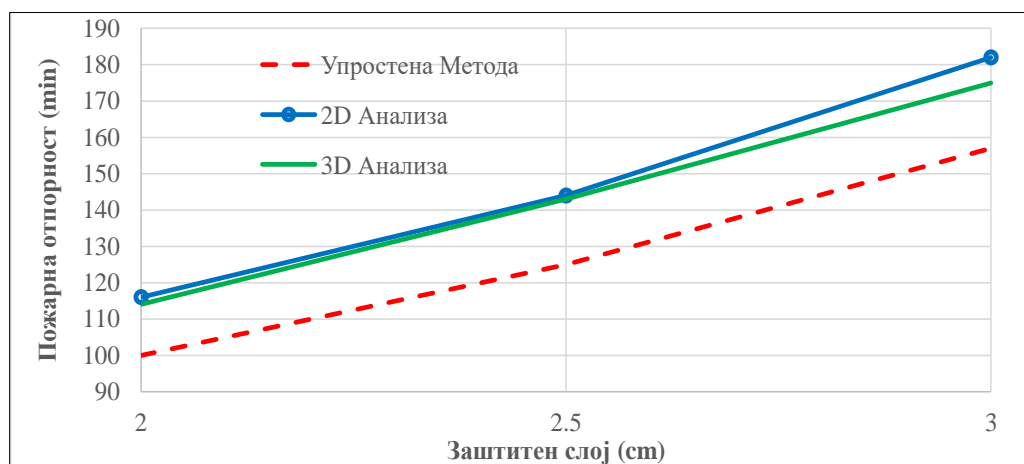
Параметарска анализа на пожарна отпорност на различни типови армиранобетонски плочи

Во Табела 7.2, како и на Слика 7.22 и Слика 7.23 прикажан е преглед на влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден правец и опожарени од долната страна. Прикажани се резултатите од аспект на носивоста на плочите и од аспект на предизвиканите деформации, односно дадено е времето кога вертикалните поместувања ја достигнуваат максимално дозволената вредност $l/30$ (16.667cm), како критериум за гранична употребливост.

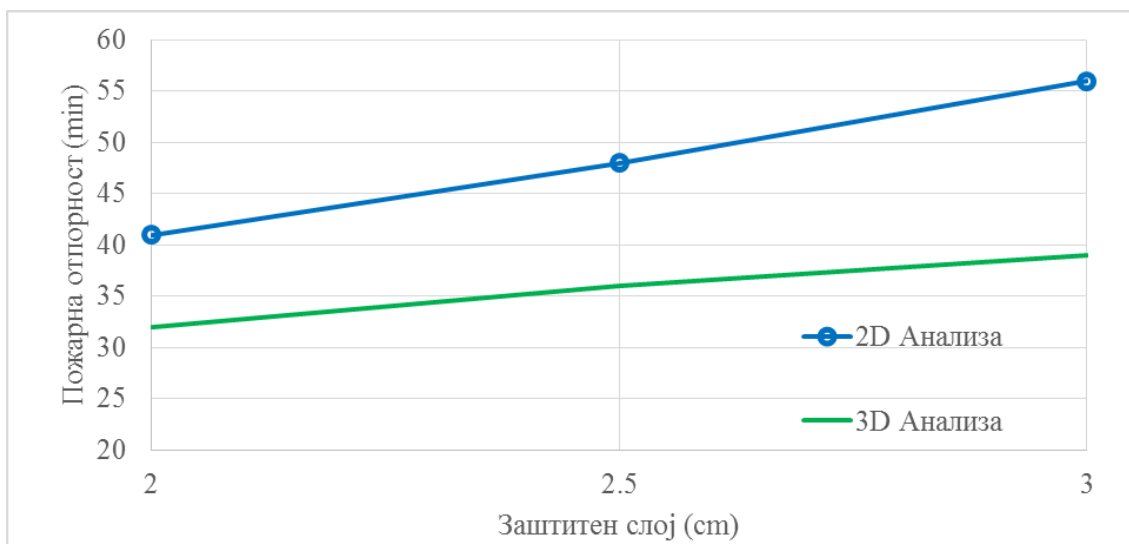
Од прикажаните резултати може да се заклучи дека заштитниот бетонски слој има големо влијание врз пожарната отпорност на плочите, особено од аспект на носивоста на плочите. Со зголемување на заштитниот бетонски слој за 0.5cm , пожарната отпорност се зголемува за приближно 30 минути. Општ заклучок е дека една од мерките за зголемување на пожарната отпорност на плочите е зголемувањето на заштитниот бетонски слој. Од аспект на поместувањата, дозволената вредност $l/30$ се достигнува уште во првиот час на пожарно дејство, па заштитниот бетонски слој има мало влијание.

Табела 7.2. Пожарна отпорност на плочи носиви во еден правец, согласно критериумот за носивост и критериумот за деформации $l/30$

c_0 (cm)	t_{ult} (3D Анализа) (min)	t_{ult} (2D Анализа) (min)	Приближна Метода (min)	Поместување $l/30$ (min) (3D Анализа)	Поместување $l/30$ (min) (2D Анализа)
2.0	114	116	100	32	41
2.5	143	144	125	36	48
3.0	175	182	157	39	56



Слика 7.22. Пожарна отпорност на плочи носиви во еден правец во зависност од заштитниот бетонски слој, согласно 2D и 3D анализа и приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2

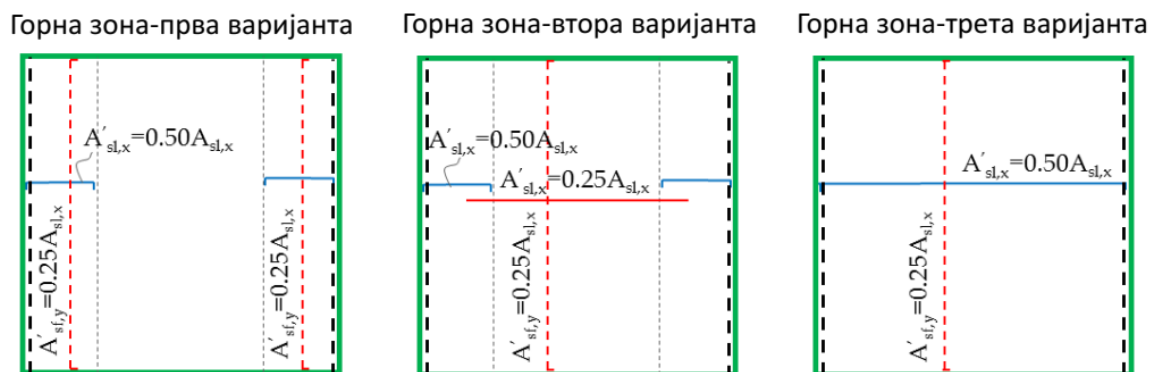


Слика 7.23. Време на достигнување на максимално дозволеното вертикално поместувања $l/30$ на плоча со распон $l=5m$, во зависност од заштитниот бетонски слој, согласно 2D и 3D анализа

7.2.4 Влијанието на шемата на армирање

Цел на анализата во овој дел е да се разјасни влијанието на конструктивната надолжна арматура во горната зона на плоча носива во еден правец и изложена на пожар од долната страна. Анализата е спроведена на плоча со дебелина на заштитен бетонски слој $25mm$. Анализирани се три варијанти на армирање во горната зона, Слика 7.24.

Во првата варијанта, плочата не е армирана во горната зона во поле, варијанта која најчесто се наоѓа во пракса за овој тип на плочи. Во втората варијанта, горната зона во поле е армирана со 25% а над потпора со 50% од потребната главна арматура во долна зона. Во третата варијанта, горната зона по цела должина на плочата е армирана со 50% од потребната главна арматура во долна зона. Разделната арматура во сите три варијанти е увоеана 25% од потребната главна арматура во долна зона. Шемата на армирање во долната зона е иста во трите варијанти, и е прикажана на Слика 7.7.

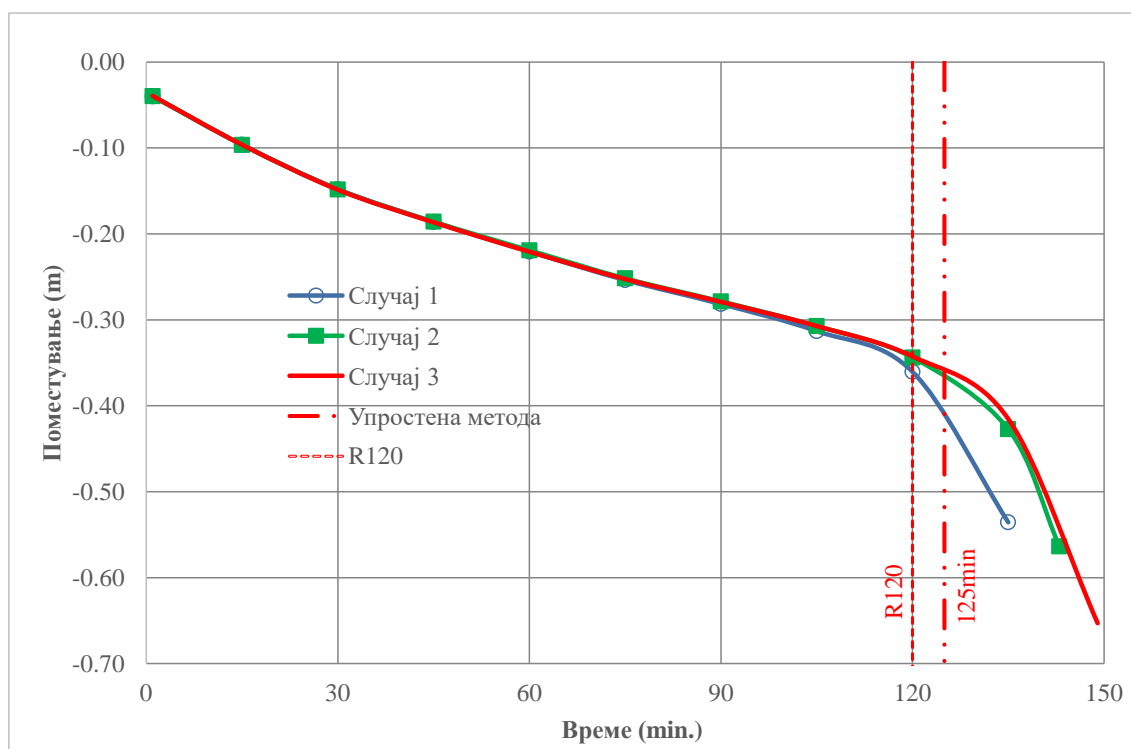


Слика 7.24. Варијантни шеми на армирање на плоча носива во еден правец

На Слика 7.25 споредени се вертикалните поместувања во тек на време за сите три варијанти на армирање, добиени согласно 3D анализата со реална ширина на плочата. Од спроведените анализи се гледа дека трите варијанти на армирање на слободно потпрена плоча покажуваат исто однесување се до 2 часа изложеност на пожар. По ова време плочите армирани според втората и третата варијанта покажуваат нешто подобро однесување, од каде може да се заклучи дека горната арматура, иако конструктивна, ако се постави по цела должина на плочата ја зголемува пожарната отпорност на слободно потпрените плочи. Причина за подоброто однесување на плочите е активирањето на горната конструктивна арматура за прием на мембранските сили кои, во моментите кога вертикалните поместувања се екстремно големи, односно кога плочата работи како ланчаница, нагло растат.

На Слика 7.25 е прикажана и пожарната отпорност на плочата добиена согласно приближната метода, дадена во Еврокод 2-1-2, но при таа пресметка носивоста на арматурата во горната зона не се зема во предвид.

Имајќи во предвид дека поместувањата на плочите армирани согласно втората и третата варијанта се исти, и дека третата варијанта дава поголема пожарна отпорност за само 6 мин., а втората варијанта е поекономична, се препорачува за армирање на слободно потпрени плочи носиви во еден правец да се применува втората варијанта.



Слика 7.25. Споредба на вертикалните поместувања на плочи носиви во еден правец, за три различни варијанти на армирање на горната зона

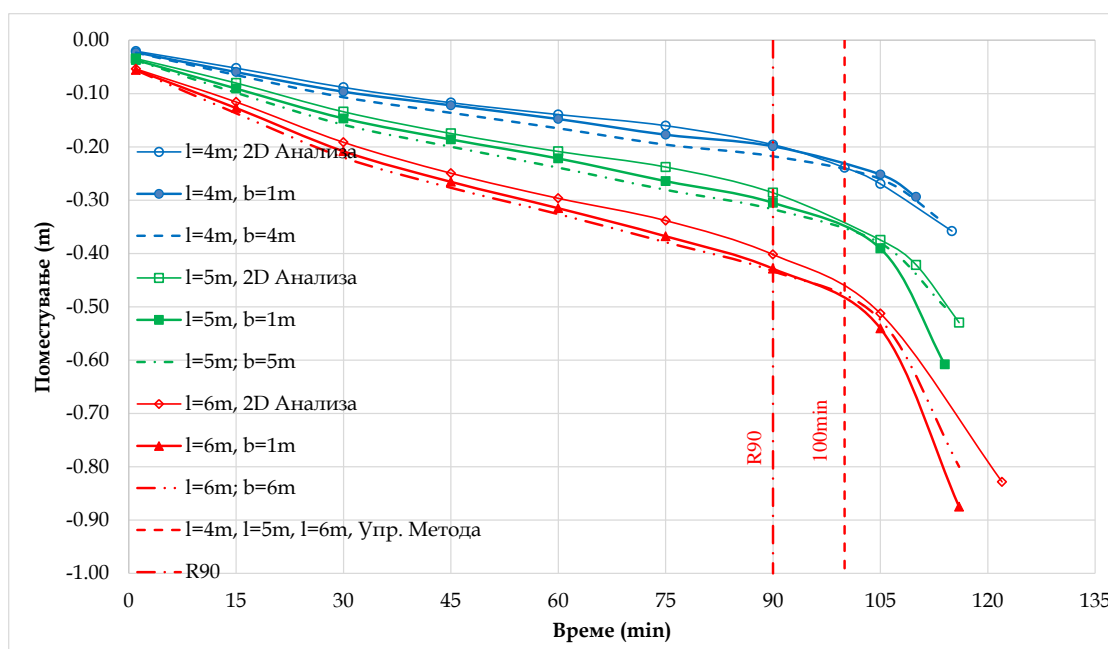
7.2.5 Влијание на распонот

Често во пракса меѓукатните конструкции се со повеќе полиња со различни распони. Имајќи во предвид дека плочите најчесто се изведуваат со константна дебелина, од интерес е да се дефинира влијанието на распонот врз пожарната отпорност на слободно потпрените плочи. Во овој дел анализирани се плочи со распони: $l=4m$, $l=5m$ и $l=6m$, со дебелина $h=16cm$. Дебелината на заштитниот бетонски слој за сите три плочи е $c_0=2cm$. Товарите и својствата на материјалите се исти како во делот 7.2.3. Усвоената арматура е еднаква со потребната, што овозможува почетните напрегања во арматурата да се еднакви во трите случаи. На овој начин се добива реална слика за влијанието на распонот на плочата врз нејзината пожарна отпорност. Во Табела 7.3 се прикажани површините на усвоената арматура за анализирани распони на слободно потпрените плочи.

Табела 7.3. Површина на усвоена арматура за анализирани распони на слободно потпрени плочи

Распон на плочата, L (m)	4	5	6
Површина на усвоена арматура, $A_{sl,req}$ (cm ²)	4.831	7.778	11.668

На Слика 7.26 се прикажани вертикалните поместувања во тек на време, се до лом, за плочи со различни распони, согласно 2D и 3D анализи. Очигледно е дека со зголемување на распонот се добиваат поголеми деформации, но не и поголемо време на пожарна отпорност на плочите.



Слика 7.26. Вертикални поместување на плочи со распон: $l=4m$, $l=5m$, $l=6m$, со заштитен бетонски слој $c_0=2cm$, изложени на Стандарден пожар, согласно 2D и 3D анализи, и пожарна отпорност согласно приближна метода (Еврокод 2-1-2)

Во Табела 7.4. и на Слика 7.27 и Слика 7.28 е даден преглед на влијанието на распонот на слободно потпрените плочи врз нивната пожарна отпорност. Пожарната отпорност е дефинирана согласно два критериума, критериумот за носивост и критериумот за дозволени деформации на плочите при дејство на пожар.

Од аспект на носивост, плочите претрпуваат лом речиси во ист момент. Ова е резултат на фактот што почетните напрегања во арматурата се исти во сите три анализирани плочи. Имајќи во предвид дека слободно потпрените плочи се статички определени носачи и при промена на температурата во напречниот пресек не се менуваат внатрешните сили, односно нападните моменти, а кај сите три плочи дебелината на заштитниот бетонски слој е иста, па арматурата претрпува иста редуција на границата на развлекување, следствено плочите претрпуваат иста редуција на носивиот капацитет и истовремено доживуваат лом согласно критериумот за носивост.

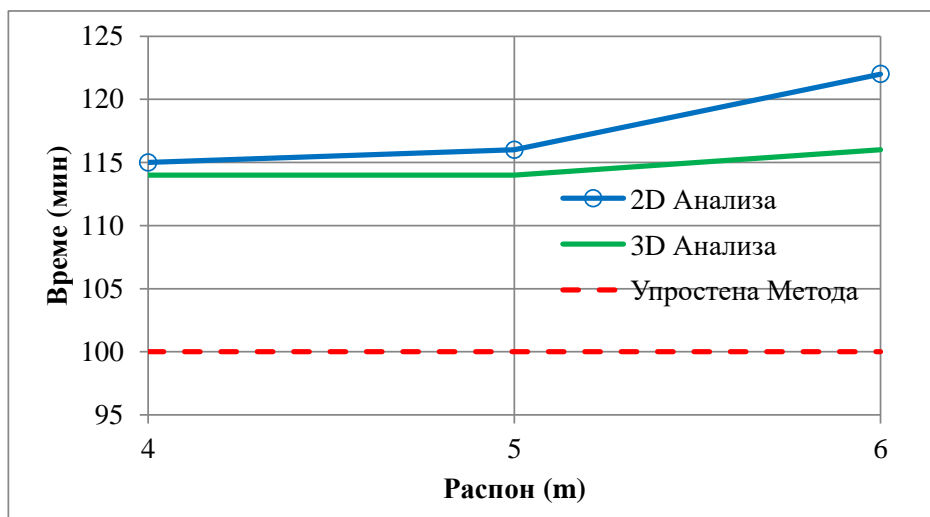
Согласно критериумот за дозволени деформации, очигледно е дека со зголемување на распонот се намалува пожарната отпорност затоа што се добиваат поголеми деформации (Слика 7.26).

Пожарната отпорност на слободно потпрени плочи согласно критериумот за дозволени деформации е значително помала во однос на пожарната отпорност согласно критериумот за носивост. Тоа се должи на фактот што, поради промени во „ σ - ϵ “ дијаграмот за бетонот и челикот, конструкциите во услови на пожар стануваат подуктилни и можат да преживеат значително поголеми дилатации пред лом отколку во ладна состојба.

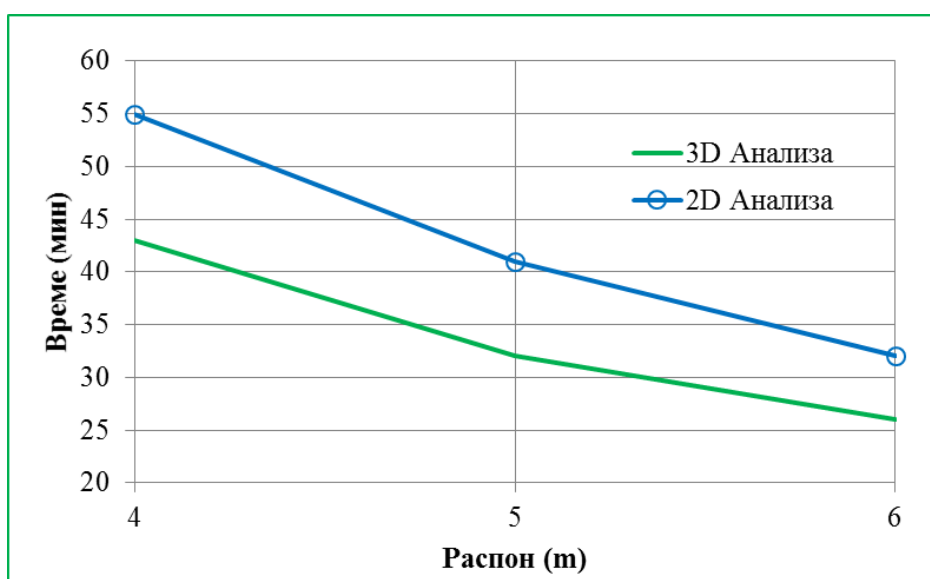
Општ заклучок е дека распонот на слободно потпрените плочи носиви во еден правец има влијание врз нивната пожарна отпорност само од аспект на критериумот за дозволени деформации, кој при дефинирање на пожарната отпорност на конструкциите не го земаме за меродавен, затоа што основна цел е конструкцијата да го преживее пожарот во пропишаното време на пожарно дејство.

Табела 7.4. Влијание на распонот врз пожарната отпорност на плочи носиви во еден правец, согласно критериумот за носивост и критериумот на деформации 1/30

L (m)	Пожарна отпорност (min.)				
	t_{ult} (2D Анализа)	t_{ult} (3D Анализа)	t_{ult} (Еврокод 2-1- 2)	Поместувања 1/30 (2D Анализа)	Поместувања 1/30 (3D Анализа)
4	115	114	100	55	43
5	116	114	100	41	32
6	122	116	100	32	26



Слика 7.27. Пожарна отпорност на плочи носиви во еден правец, за различни распони, согласно 2D и 3D анализа, и пожарна отпорност согласно Еврокод 2-1-2



Слика 7.28. Време кога вертикалните поместувања на плочи со различни распони ја постигнуваат вредноста $1/30$, согласно 2D и 3D анализи

7.2.6 Влијание на пожарното сценарио

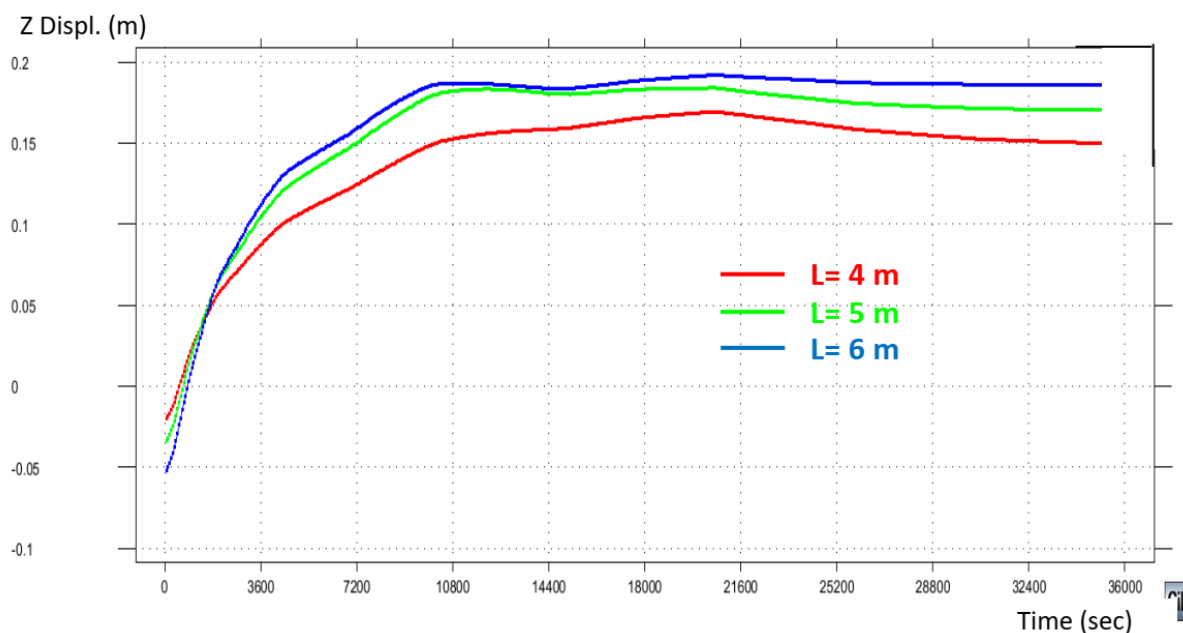
Пожарното сценарио, односно положбата на пожарот, има големо влијание врз пожарната отпорност и однесувањето на слободно потпрените плочи со ослободено аксијално дилатирање.

Кога пожарот е од долната страна, зависно од дебелината на заштитниот бетонски слој, пожарната отпорност на плочите не е поголема од 3 часа, а поместувањата се позитивни, односно на страна на пожарот (Слика 7.26).

За да се објасни влијанието на пожарното сценарио, анализирани се плочи со различен распон: $l=4$ m, $l=5$ m, $l=6$ m, кога заштитниот бетонски слој и во горната и во долната зона изнесува $s_o=2.0$ cm.

Кога пожарот е од горната страна, а термичките дилатации не се спречени, и покрај дејството на надворешните товари кои треба да предизвикаат позитивни поместувања, поради поголемото издолжување на влакната од страна на пожарот се јавуваат негативни вертикални поместувања, односно плочата се поместува кон дејството на пожарот (Слика 7.29). Само во моментите пред лом на плочата истите стануваат позитивни.

Пожарната отпорност на сите три анализирани плочи е поголема од 10 часа. Ова се должи на фактот што и по 10 часа дејство на пожар од горната страна, температурата во главната арматура во долната зона благо се покачува и не надминува 400°C , односно не претрпува редуција, па плочата може да ги прими надворешните оптоварувања.

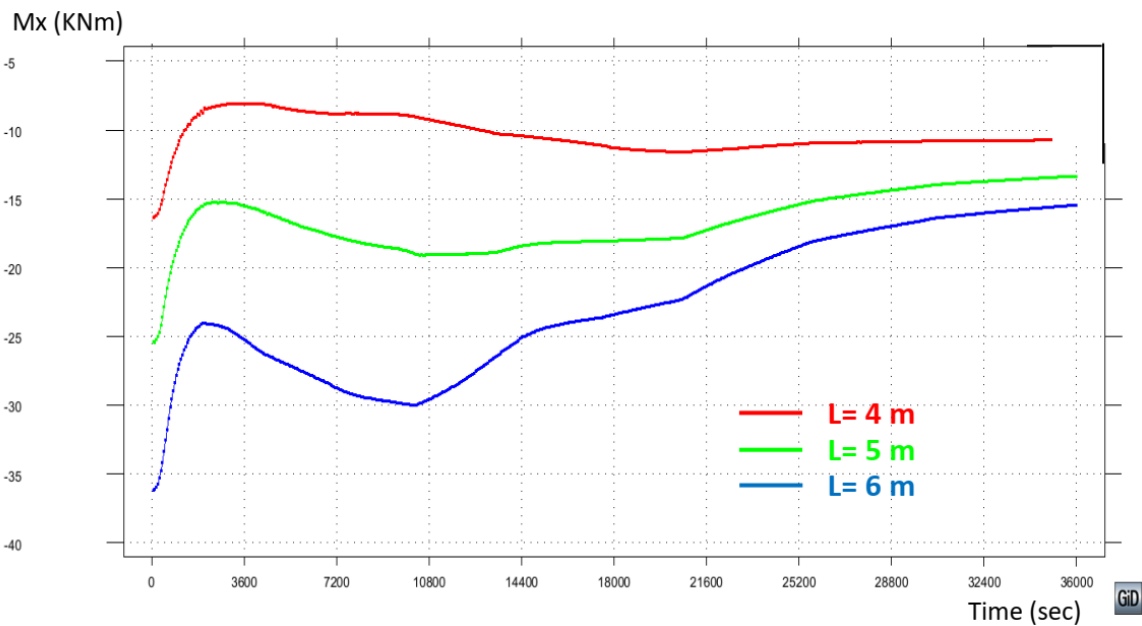


Слика 7.29. Вертикални поместувања во средина на поле кај плочи опожарени од горната страна, при заштитен бетонски слој $c_o=2.0$ cm

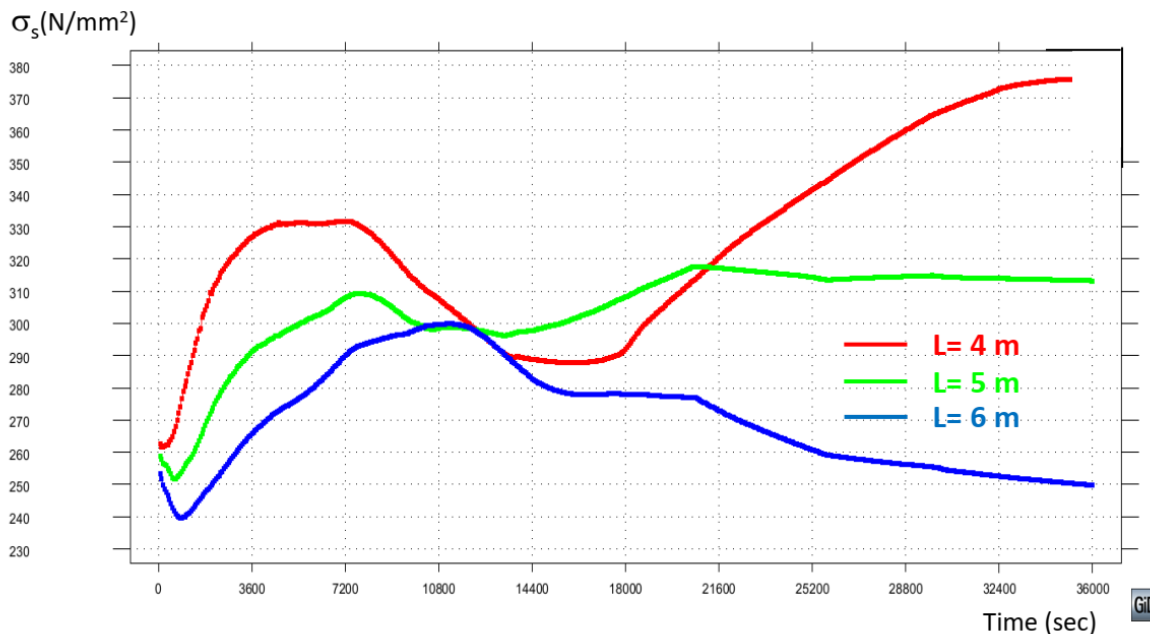
И покрај тоа што се работи за статички определен систем, моментите на свиткување се менуваат и во двата правци. Во “x” правец, односно во правец на распонот, во првите 30 мин. моментот на свиткување се намалува (Слика 7.30). Причина за оваа појава се големите поместувања кои ги активираат мембранските сили на затегање во поле, кои пак влијаат на намалување на моментите на свиткување предизвикани од надворешните товари (знакот “-“ осначува затегнување на долната страна од пресекот).

Напрегањата во главната арматура се зголемуваат и покрај намалувањето на моментот на свиткување. Ова зголемување е најизразено по првите 30 min., а потоа доаѓа до растеретување (Слика 7.31). Причина за оваа појава се напрегањата на притисок во загреаната горна зона, односно на затегнување во ладната долна зона на пресекот, кои се резултат на големите температурни разлики. Кога температурата ќе навлезе подлабоко во пресекот доаѓа до намалување на овој ефект и напрегањата во главната арматура се намалуваат. Со тек на време повторно растат како резултат на редуцијата на својствата на материјалите предизвикана од високите температури.

Општ заклучок е дека слободно потпрените плочи со ослободено аксијално дилатирање и опожарени од горната страна многу подобро се однесуваат од плочите опожарени од долната страна.



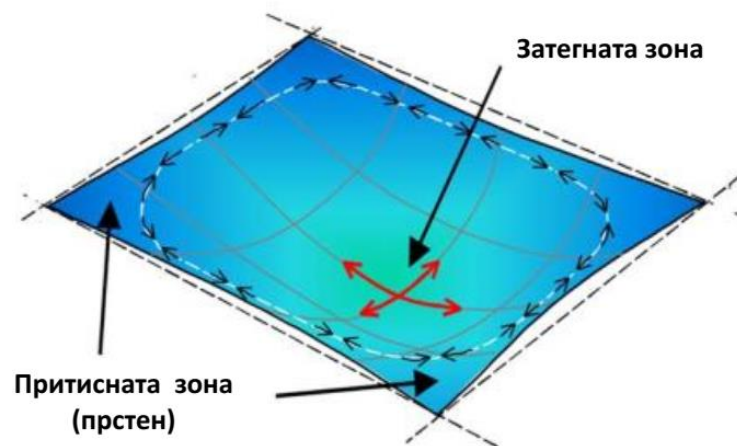
Слика 7.30. Моменти на свиткување во средина на поле во тек на време, кај плочи опожарени од горната страна, при заштитен бетонски слој $s_o=2.0$ cm



Слика 7.31. Напрегања во главната арматура во средина на поле, во тек на време, кај плочи опожарени од горната страна, при заштитен бетонски слој $s_o=2.0$ cm

7.3 СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СО СПРЕЧЕНА АКСИЈАЛНА ДИЛАТАЦИЈА

Праксата покажала дека слободно потпрените плочи кај кои е спречено аксијалното дилатирање имаат значително поголема пожарна отпорност од плочите кај кои тоа е овозможено, но само кога плочите се опожарени од долната страна. Кога пожарот е од горната страна на плочата, ефектот е обратен. Причина за позитивниот ефект во првиот случај се аксијалните сили на притисок кои се јавуваат како резултат на спречените дилатации, но и активирањето на мембранските сили на затегнување во двата правца во поле (Слика 7.32 (53)). Напрегањата предизвикани од нив се суперпонираат со напрегањата од надворешните товари и од температурната разлика, при што доаѓа до растеретување на загреаната затегната арматура.



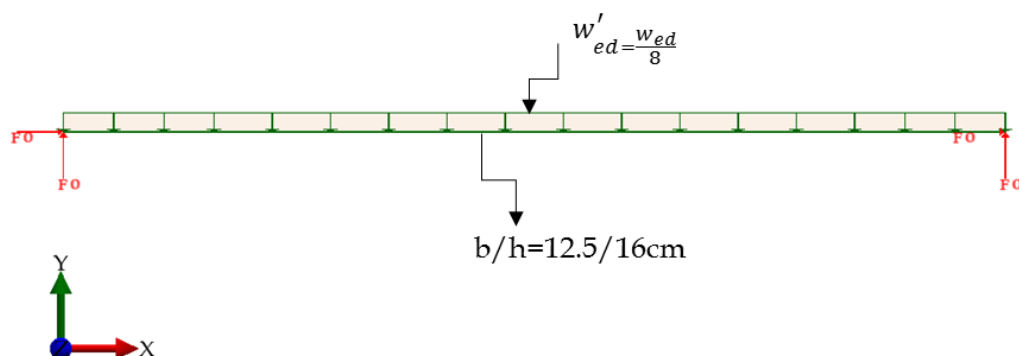
Слика 7.32. Мембрански сили во плоча со спречени хоризонтални поместувања

Во вториот случај иницираните аксијални сили на притисок го зголемуваат напрегањето на притисок во горната загреана зона, што доведува до дробење на бетонот и плочата доживува лом многу порано отколку без спречено аксијално дилатирање.

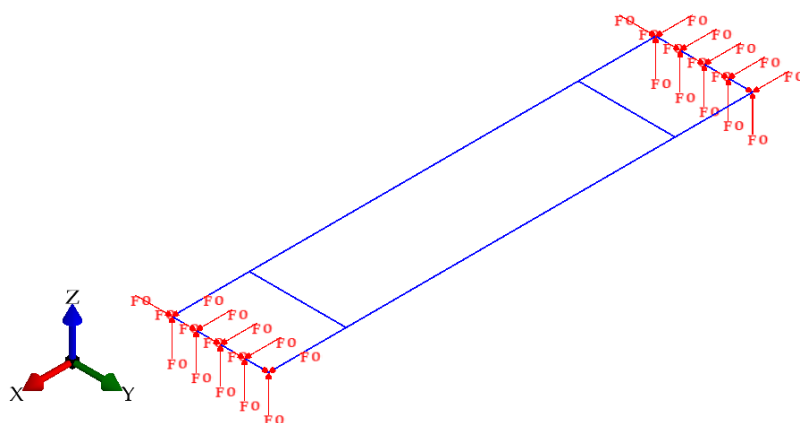
За да се докажат наведените ставови, анализирано е влијанието на спреченото аксијално дилатирање кај слободно потпрените плочи со иста дебелина, а различни распони, односно кај плочи со различен однос l/h . Анализирани се плочи со дебелина $h=16$ cm и распон $l=4$ m, $l=5$ m и $l=6$ m. Подетално ќе бидат прикажани резултатите за плоча со распон $l=5$ m и $l=6$ m. За плочата со распон $l=5$ m ќе бидат прикажани и поместувањата кога плочата е опожарена од горната страна.

Товарите и карактеристиките на материјалите се исти како во примерот даден во Глава 7.2.1. Заштитниот бетонски слој на арматурата во долната и горната зона, кај секој од анализираните случаи, изнесува 20 mm. Плочите се армирани согласно Еврокод 2-1-2 и Табела 7.3.

Спроведени се 2D и 3D анализи. На Слика 7.33 и Слика 7.34 се прикажани статичките шеми за 2D, односно 3D анализата за реална ширина на плочата, спроведена во SAFIR2016.



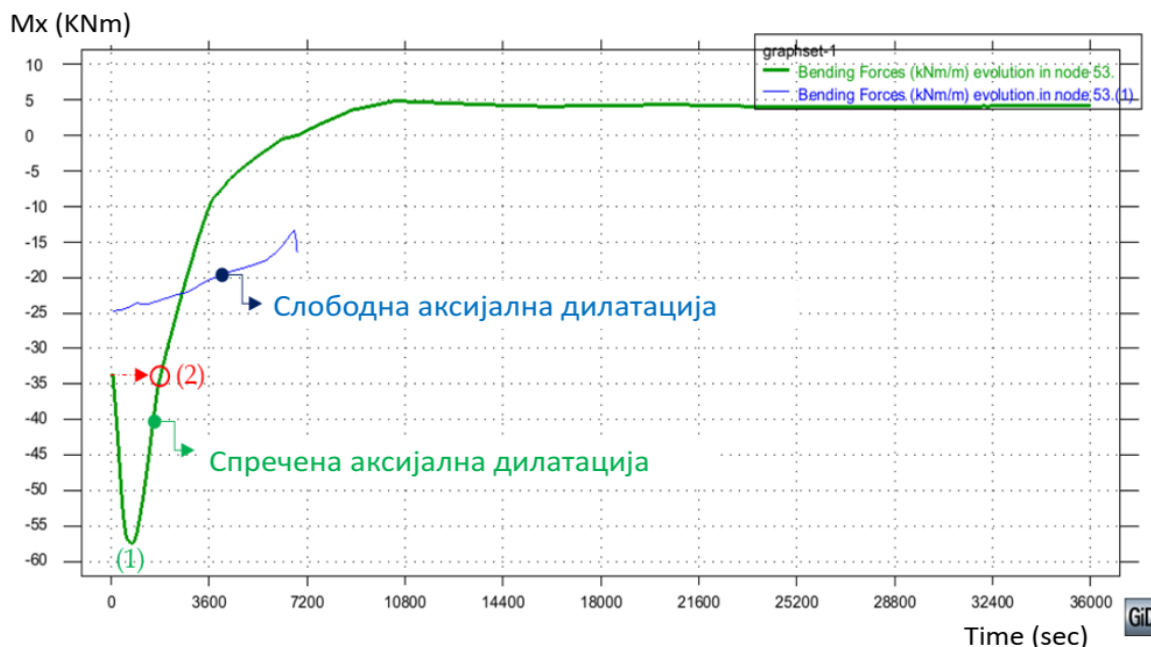
Слика 7.33. 2D-Модел и контурни услови кај слободно потпрена плоча со спречено аксијално дилатирање, за статичка анализа во SAFIR2016



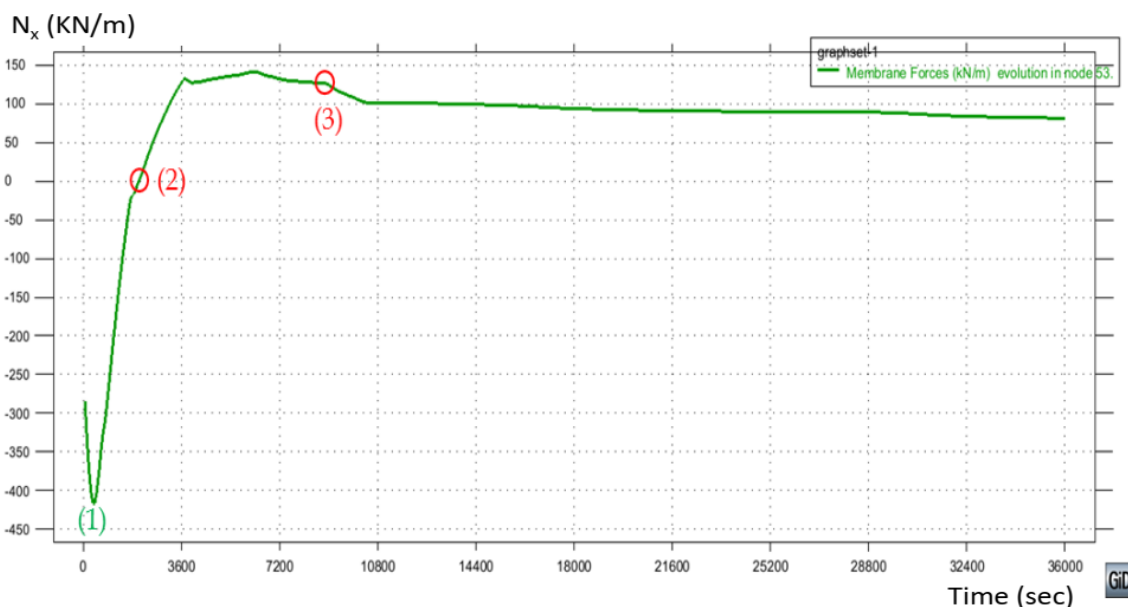
Слика 7.34. 3D-Модел и контурни услови кај слободно потпрена плоча со реална ширина $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, за статичка анализа во SAFIR2016

7.3.1 Плочи опожарени од долната страна

На Слика 7.35 е прикажана временската промена на моментот на свиткување во средина на распонот на слободно потпрена плоча со распон $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, кога истата е опожарена од долната страна. Знакот “минус“ се однесува на момент кој ја затегнува долната зона на плочата. Од дијаграмот е очигледно дека во плочата со спречена аксијална дилатација, во првите моменти од дејството на пожарот моментот на свиткување брзо расте и максималната вредност ја достигнува во 15-тата минута (точка 1 на Слика 7.35), а потоа почнува да се намалува. Причина за оваа појава е што во овој краток временски период само во мал дел од долната опожарена зона температурите имаат многу високи вредности, а останатиот дел од пресекот е ладен. Како резултат на тоа се иницираат екстремни напрегања на притисок во мал дел од долната зона, и напрегања на затегнување во останатиот дел од пресекот. Вкупната аксијална сила е негативна и во првите 15 минути постепено се зголемува (точка 1 на Слика 7.36). Потоа со навлегување на температурата подлабоко во пресекот се намалува и во еден момент добива вредност “0“ (точка 2 на Слика 7.36). По првите 30 минути во пресекот се смалуваат температурните разлики, поместувањата на плочата се зголемуваат и доаѓаат до израз мембранските сили на затегнување кои постепено растат. Времето на достигнување на пикот и на растеретување зависи од дебелината на плочата.



Слика 7.35. Временски развој на нападниот момент во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, добиен со 3D анализа

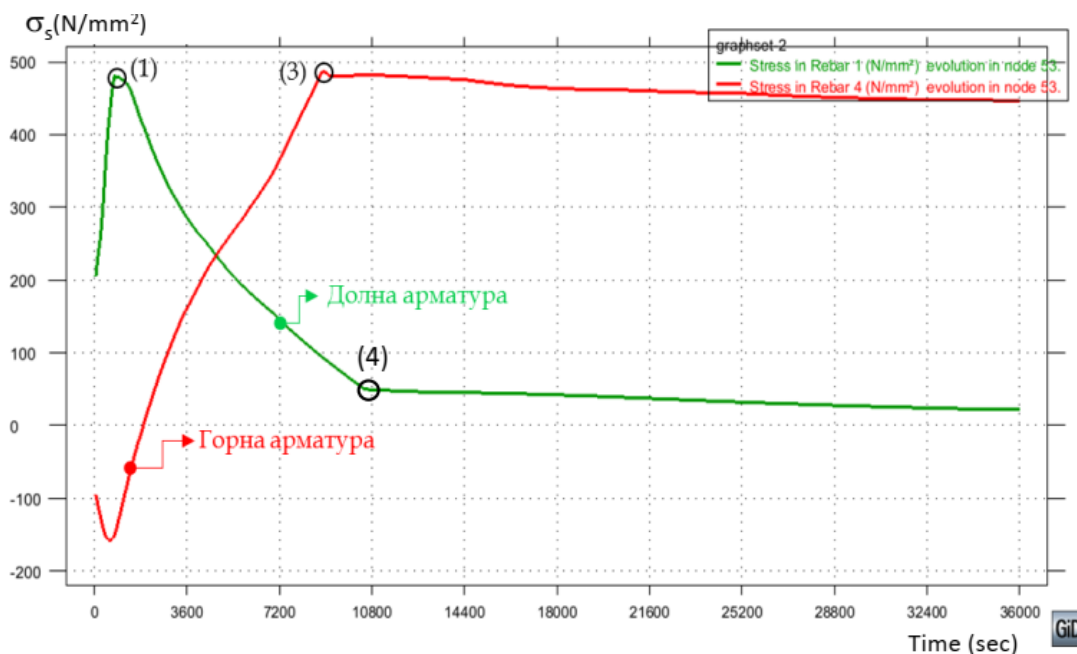


Слика 7.36. Временски развој на аксијалната сила во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, добиена со 3D анализа

Од аспект на иницираните нападни моменти, во првите 15 минути, кога негативната аксијална сила расте, хоризонталната реакција во потпорните точки влијае на зголемување на моментот во поле кој е предизвикан од надворешните товари и е изразен во однос на референтната оска за пресекот во деформирана состојба (средишната точка на пресекот е пониско од потпорната точка). Во момент $t=15\text{ min}$, нападниот момент има максимална вредност. Кога аксијалната сила ќе добие вредност “0“, нападниот момент има почетната вредност (точка 2 на Слика 7.35), а потоа го менува знакот. Причина за промена на знакот е реакцијата на врска, која при поголеми вредности на мембранските сили на затегнување го менува знакот и иницира

обратен момент од моментот предизвикан од надворешните товари. Токму на овој феномен и се должи поголемата носивост на плочите кај кои е спречено поместувањето во рамнината на плочата (53).

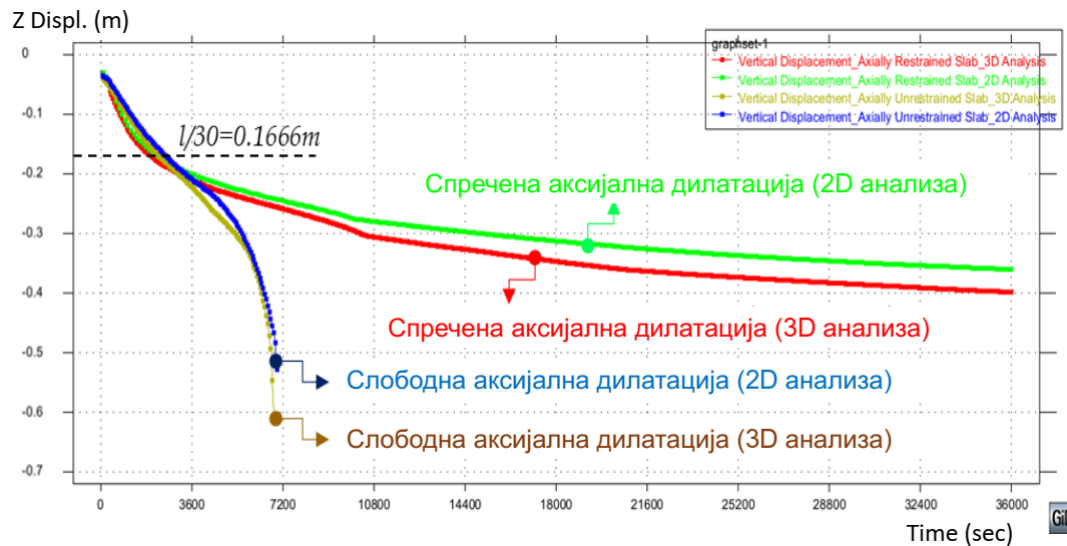
На Слика 7.37 се прикажани напрегањата во долната и горната арматура во поле на плоча со распон $l=5\text{ m}$, со спречена аксијална дилатација. Како резултат на порастот на нападниот момент во поле, растат и напрегањата и во долната затегната арматура, и во горната притисната арматура (точка 1 на Слика 7.37). Потоа, поради намалување на нападниот момент, следи благо растеретување на затегнатата арматура, но со пораст на вертикалните поместувања се зголемуваат мембранските сили на затегнување и напрегањата на затегнување растат и во арматурата во долна и во арматурата во горна зона. На дијаграмот на Слика 7.37 напрегањата во долната арматура привидно опаѓаат затоа што се изразени во Мра, а не како процент од моменталната носивост на челикот на соодветна температура. Оваа арматура протекува поле 2.5 часа, односно 10800 sek. (точка 4 на Слика 7.37). Арматурата во горната зона во средина на распонот ја достигнува границата на развлекување на челикот за соодветна температура после 2.5 часа дејство на пожар (точка 3 на Слика 7.37). Во тој момент се формира пластичен зглоб и плочата се претвора во ланчаница, а носивоста ја обезбедуваат мембранските сили на затегање во двата правци. За да се примат силите на затегање, во плочата е потребно да постои арматура и во горната зона во поле.



Слика 7.37. Временски развој на напрегањата во арматурата во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, 3D анализа

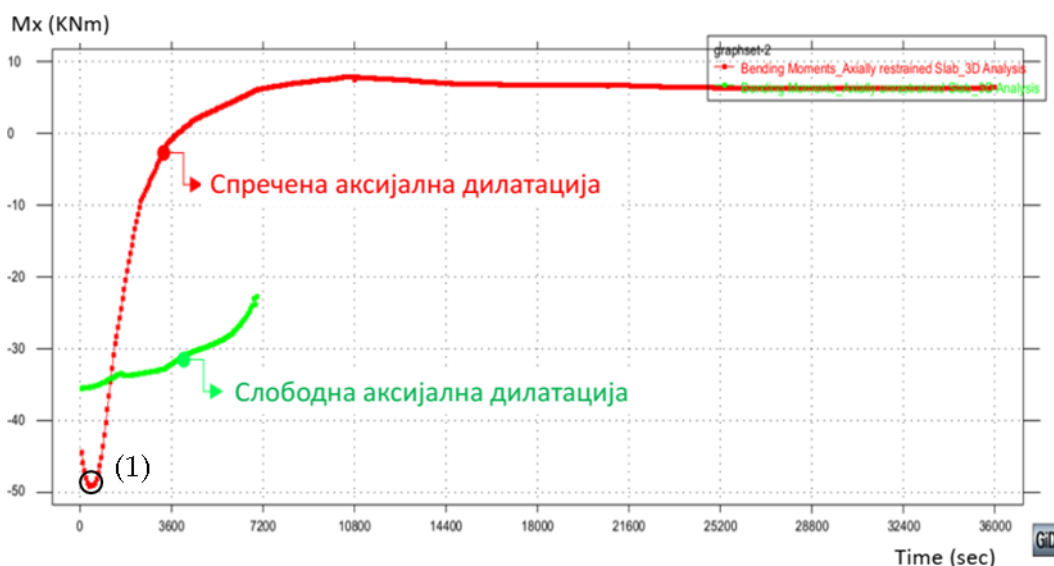
Вертикалните поместувања на плочата прикажани се на Слика 7.38, добиени со 2D и 3D анализа и споредени се со вертикалните поместувања на плочата кога е овозможено аксијалното дилатирање. Евидентно е дека спреченото аксијално дилатирање значително ја зголемува пожарната отпорност на плочите носиви во еден правец и ги намалува вертикалните поместувања.

Од аспект на критериумот за дозволени деформации, кај плочата со спречено аксијално дилатирање вертикалните поместувања ја достигнуваат вредноста $l/30$ за 10 минути порано отколку кај плочата со слободно аксијално дилатирање. Во почетните моменти, поради спреченото аксијално дилатирање се јавуваат поголеми поместувања, но потоа активираниите мембрански сили на затегнување придонесуваат за помали поместувања и соодветно поголема пожарна отпорност на плочата.



Слика 7.38. Споредба на временскиот развој на вертикалните поместувања во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=5$ m, со и без спречено аксијално дилатирање, добиени со 2D и 3D анализа

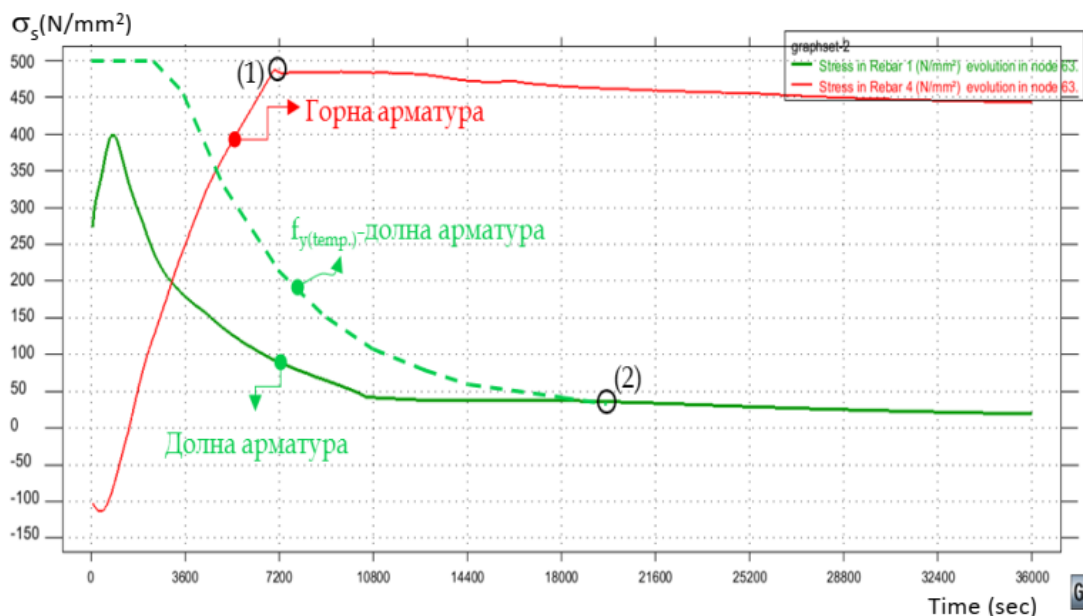
При поголеми распони ($l=6$ m) почетните вертикални поместувања предизвикани од товарите се поголеми, мембранските сили на затегнување порано доаѓаат до израз и ги совладуваат силите на притисок кои се јавуваат како резултат на температурните разлики, па пикот во дијаграмот за моментите е помал (точка 1 на Слика 7.39).



Слика 7.39. Временски развој на нападниот момент во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=6$ m, со спречено аксијално дилатирање, добиен со 3D анализа

Соодветно предизвиканите напрегања во арматурните прачки прикажани се на Слика 7.40. Во овој случај арматурата во долната зона протекува по 4.5 часа (точка 2 на Слика 7.40). Цртканата линија ја претставува редуцијата на границата на развлекување на челикот коко резултат на моменталната температура на арматурата. Кога напрегањата во арматурата ќе се изедначат со границата на развлекување, арматурата протекува и се формира пластичен зглоб, па плочата работи како ланчаница.

Напрегањата во арматурата во горната зона порано се приближуваат до границата на течење (точка 1 на Слика 7.40) затоа што истата е во ладна зона, во неа температурата не предизвикува дополнителни напрегања на притисок и не ја растеретува, како што е тоа случај со долната арматура.



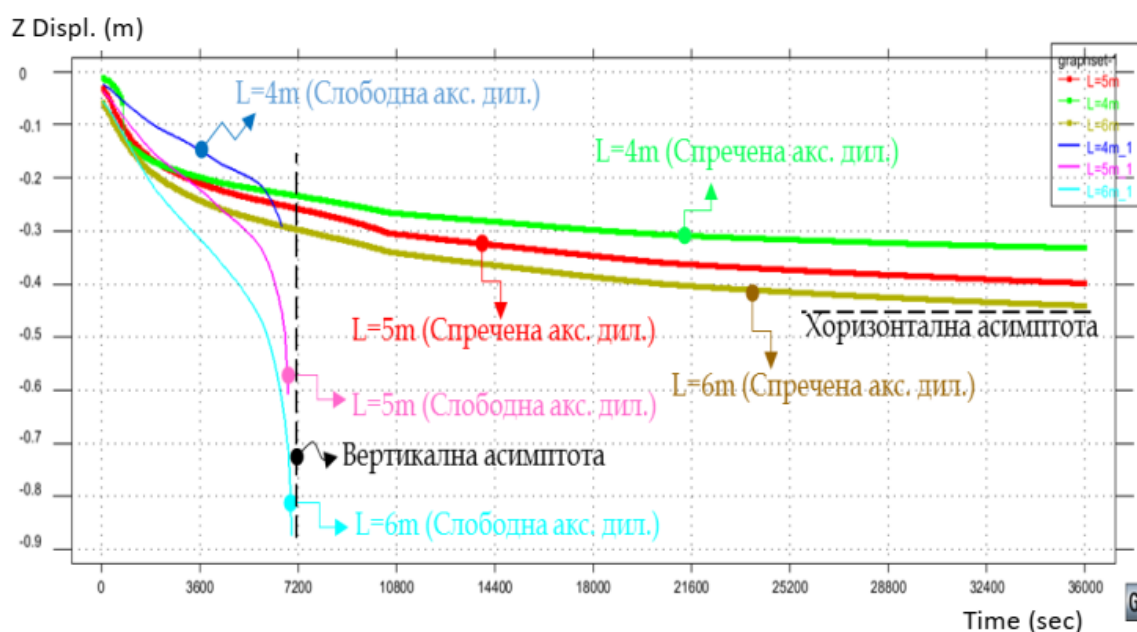
Слика 7.40. Временски развој на напрегањата во арматурата во поле кај слободно потпрена плоча со распон $l=6\text{ m}$, со спречено аксијално дилатирање, 3D анализа

Во Табела 7.5 се прикажани резултатите од спроведените анализи за пожарната отпорност на плочи носиви во еден правец, со и без спречено аксијално дилатирање, при различни распони. Од добиените резултати може да се заклучи дека со спречување на аксијалното дилатирање се зголемува пожарната отпорност на слободно потпрените плоче носиви во еден правец. Согласно критериумот за носивост, кај сите анализирани плочи лом не се јави ни до 10 часа дејство на пожар. Што се однесува до критериумот за дозволени поместувања $L/30$, треба да се истакне дека одредено влијание има витоста на плочите l/h . Плочите со поголема виткост, поместувањата $L/30$ ги достигнуваат порано.

Покрај поголемата пожарната отпорност, кај плочи со спречена аксијална дилатација кривите време-поместување се разликуваат од соодветните за плочи со слободно аксијално дилатирање. Кај плочи со слободно аксијално дилатирање асимптотата на кривите време-поместување во момент на лом е вертикална, додека кај плочи со спречена аксијална дилатација асимптотата на кривите време-поместување има тенденција да стане хоризонтална (Слика 7.41).

Табела 7.5. Влијание на распонот и аксијалното дилатирање врз пожарната отпорност на плочи носиви во еден правец, согласно критериумот за носивост и критериумот на деформации $l/30$

Пожарна отпорност (min.)				
Распон (m)	Слободна аксијална дилатација		Спречена аксијална дилатација	
	Лом	L/30	Лом	L/30
4	114	43	>600	15
5	114	32	>600	31
6	116	26	>600	35



Слика 7.41. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај слободно потпрени плочи со различни распони, со и без спречена аксијална дилатација, добиени со 3D анализа

7.3.2 Плочи опожарени од горната страна

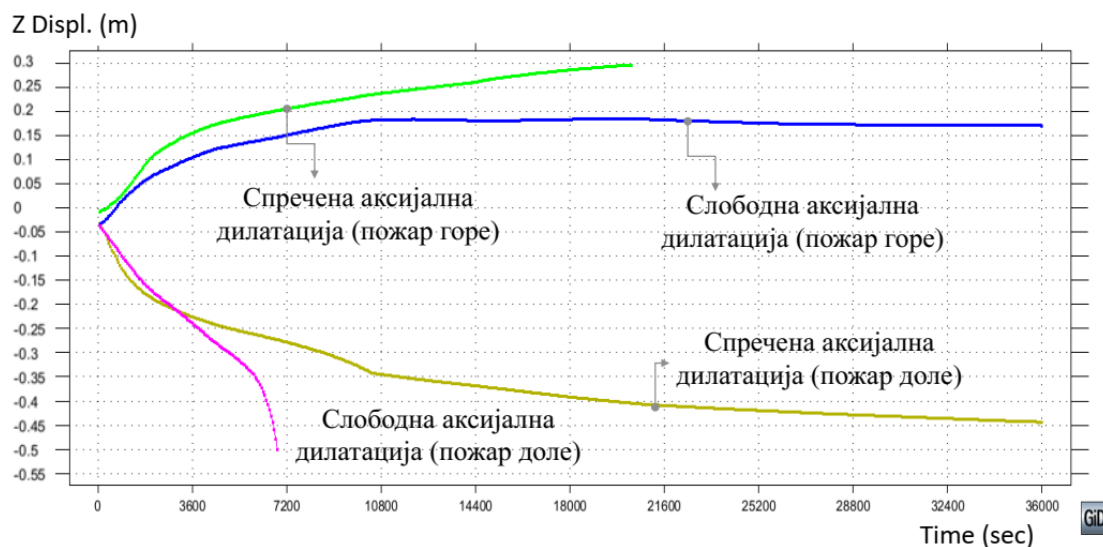
Во пракса можни се две сценарија за плочи изложени на пожар: пожарот делува од долната или од делува од горната страна. Опцијата пожарот да делува од двете страни не е разгледана бидејќи согласно препораките дадени во Еврокодовите, пожарот делува само во еден пожарен сектор.

Кога пожарот делува од горната страна на слободно потпрени плочи носиви во еден правец, кај кои е овозможено аксијалното дилатирање, пожарната отпорност е поголема од 10 часа (Слика 7.29).

Во случај на спречено аксијално дилатирање иницираните аксијални сили на притисок го зголемуваат напрегањето на притисок во горната загреана зона каде и надворешните товари и температурата предизвикуваат напрегања на притисок, што доведува до

дробење на бетонот кој поради високите температури има редуцирана јакост на притисок и плочата доживува лом многу порано отколку без спречено аксијално дилатирање.

На Слика 7.42 се споредени поместувањата кај плоча носива во еден правец, со распон $l=5\text{ m}$ и заштитен бетонски слој 2 cm , со и без спречено дилатирање. Евидентно е дека спреченото аксијално дилатирање ја смалува пожарната отпорност на плочите кога истите се опожарени од горната страна, што не е случај кога пожарот делува од долната страна.



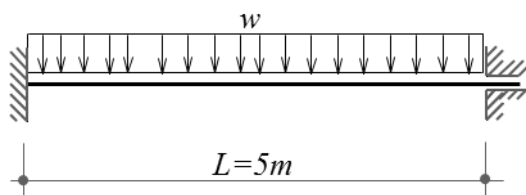
Слика 7.42. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај слободно потпрени плочи со распон $l=5\text{ m}$, со и без спречена аксијална дилатација, за различна положба на пожарот, добиени со 3D анализа

7.4 ДВОСТРАНО ВКЛЕШТЕНИ ПЛОЧИ СО ОСЛОБОДЕНО АКСИЈАЛНО ДИЛАТИРАЊЕ

7.4.1 Влезни податоци

Цел на анализата во овој дел е да се дефинира ефектот на шемата на армирање и распонот врз пожарната отпорност на двострано вклетени плочи носиви во еден правец, кај кои е овозможено аксијално дилатирање. Влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој е соодветно како и кај слободно потпрените плочи.

Шематски приказ на анализираните плочи даден е на Слика 7.43.



Слика 7.43. Статичка шема на двострано вклетена плоча

Дадени параметри:

- Распон на плочата $L=5\text{m}$
- Постојан товар (вклучена сопствена тежина) $G_k=5.5\text{ kN/m}^2$
- Корисен товар $Q_k=4\text{ kN/m}^2$
- Дебелина на плоча $h=16\text{cm}$
- Јакост на притисок на бетонот $f_{ck}=30\text{ Мра}$
- Граница на развлекување на челикот $f_{yk}=500\text{ Мра}$
- Заштитен бетонски слој во горна зона $c_0=20\text{mm}$

Комбинација на оптоварувања:

- За амбиентална ситуација

$$w_{Ed} = g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_q = 5.5 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.5 = 13.425 \text{ kN/m}$$

- За пожарна ситуација

$$w_{Ed,fi} = g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \psi_1 = 5.5 \cdot 1.0 + 4 \cdot 0.6 = 7.9 \text{ kN/m}$$

Согласно Еврокод 1-1-2 (5), за факторот на комбинација ψ е усвоена вредност $\psi=0.6$.

7.4.2 Пресметка на пожарната отпорност согласно Еврокод 2-1-2

Постапката за пресметка на пожарната отпорност на вклетени плочи согласно Еврокод 2-1-2 подетално е опишана во Глава 5 и истата е применета во следниот случај, односно за анализа на пожарната отпорност на вклетени плочи со ослободено аксијално дилатирање. По спроведени анализи за различни времиња, утврдено е дека плочата претрпува лом за време нешто поголемо од 155 минути. Прикажана е само контролата за време непосредно пред и по надминување на носивоста на плочата.

- **Проверка за време $t=155\text{ min}$**

Се контролира отпорноста на пресекот во поле

Температура во арматурата (Равенки 5.7-5.9): $\theta = 679.62^\circ\text{C}$

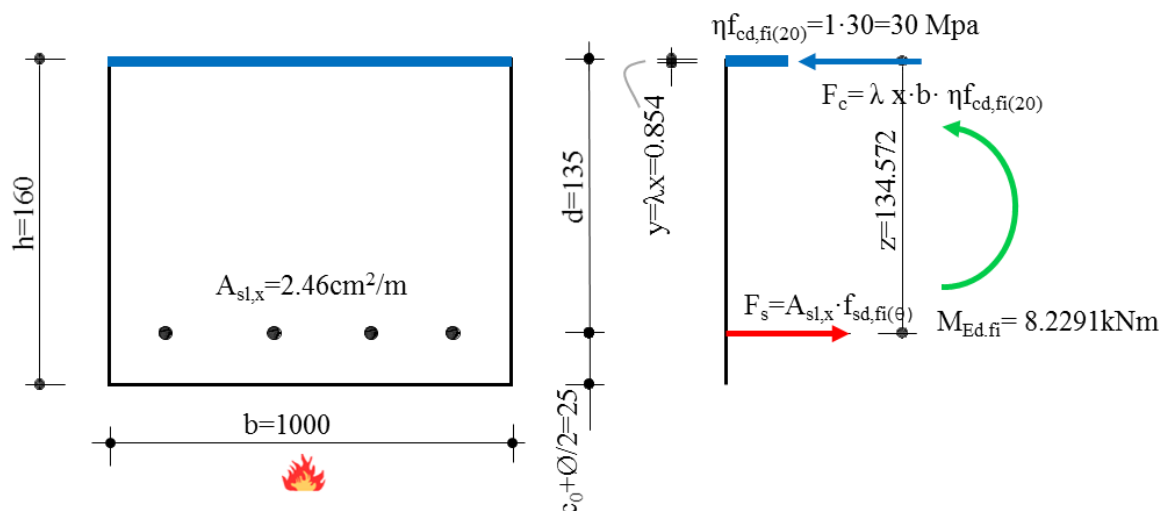
Коефициент на редукција на граница на развлекување на челикот (Табела 4.2): $k_{s(\theta)} = 0.177$

Гранична вредност на силата на затегање во арматурата:

$$F_S = A_{sl,x} k_{s(\theta)} f_{yd,fi(20)} = 2.46 \cdot 0.177 \cdot 50 = 21.771 \text{ kN}$$

Висина на притиснатиот блок на бетонот:

$$y = \lambda x = \frac{F_S}{b \cdot f_{cd,fi(20)}} = \frac{21.771}{100 \cdot 3} = 0.07257 \text{ cm} = 0.7257 \text{ mm}$$



Слика 7.44. Внатрешни сили во пресекот во поле

Крак на внатрешните сили:

$$z = d - \frac{y}{2} = 135 - \frac{0.725}{2} = 134.637 \text{ mm}$$

Ултимативен нападен момент во поле:

$$M_{Rd, \text{поле}} = F_s \cdot z = 21.771 \cdot 13.4637 = 293.118 \text{ kNcm} = 2.931 \text{ kNm}$$

Нападен момент од надворешни товари за пожарна комбинација:

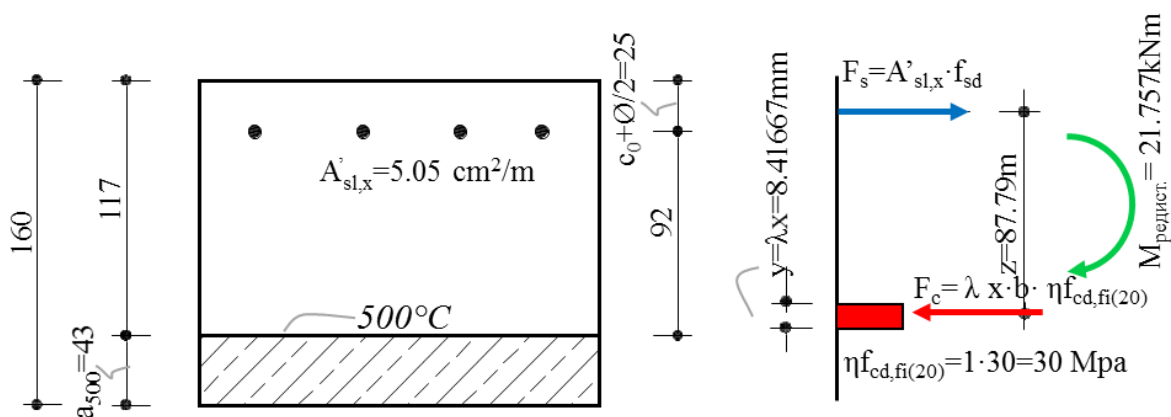
$$M_{Ed, \text{поле}} = \frac{w_{ed, fire} \cdot l^2}{24} = \frac{7.9 \cdot 5^2}{24} = 8.2291 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{поле}} = 2.931 \text{ kNm} < M_{Ed, \text{поле}} = 8.2291 \text{ kNm}$$

Во оваа ситуација се формира пластичен зглоб во поле, и доаѓа до редистрибуција на дијаграмот на нападни моменти:

$$M_{\text{редистр.}} = \frac{w_{ed, fire} l^2}{8} - M_{Rd, \text{поле}} = \frac{7.9 \cdot 5^2}{8} - 2.93 = 21.757 \text{ kNm}$$

Се контролира отпорноста на пресекот над потпора



Слика 7.45. Внатрешни сили во пресекот над потпора

Слој на бетон со температура над $\theta=500^\circ\text{C}$: $a_{(\theta>500)} = 4.30\text{cm}$

Гранична сила на затегање во арматурата:

$$F_S = A_{sl,x} f_{yd} = 5.05 \cdot 50 = 252.5 \text{ kN}$$

Висина на притиснатиот блок на бетонот:

$$y = \lambda x = \frac{F_S}{b \cdot f_{cd,fi(20)}} = \frac{252.5}{100 \cdot 3} = 0.841667\text{cm} = 8.41667\text{mm}$$

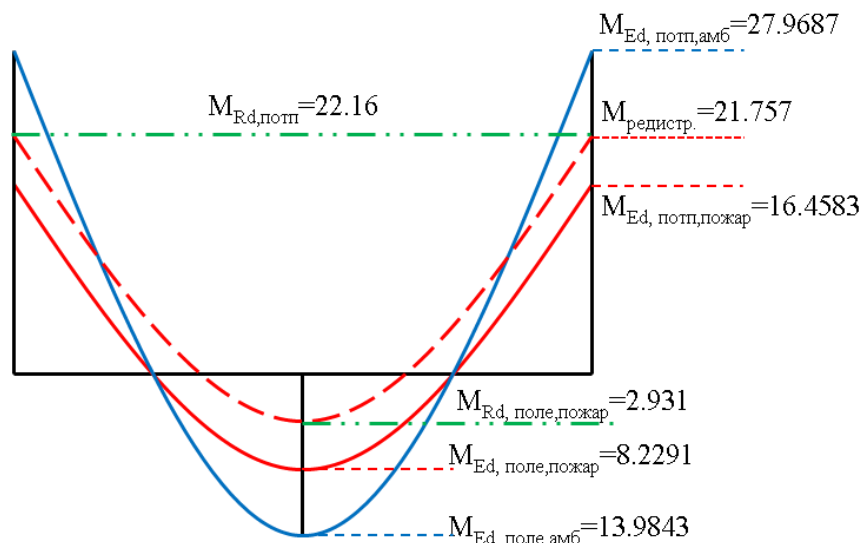
Крак на внатрешните сили:

$$z = d - \frac{y}{2} = 92 - \frac{8.41667}{2} = 87.79166 \text{ mm}$$

Ултимативен нападен момент над потпора:

$$M_{Rd,потп} = F_S \cdot z = 252.5 \cdot 8.78 = 2216.74 \text{ kNcm} = 22.16 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,потп} = 22.16 \text{ kNm} > M_{редистр.} = 21.75 \text{ kNm}$$



Слика 7.46. Дијаграми на нападни моменти на вклетена плоча, редистрибуирани и ултимативни нападни моменти во време $t=155 \text{ min}$

Пресекот над потпора може да го прифати нападниот момент кој, како резултат на остварената редистрибуција на нападните моменти (Слика 7.46), ја зголемува својата вредност. Носивиот капацитет на пресекот $M_{Rd,потп}$ е многу близу до вредноста на нападниот момент $M_{редистр.}$, па може да се заклучи дека пожарната отпорност на плочата е близу до 155 min. За споредба, прикажана е и анализата за време $t=160 \text{ min}$.

- **Проверка за време $t=160 \text{ min}$**

Се контролира отпорноста на пресекот во поле

Температура во арматурата (Равенки 5.7-5.9): $\theta = 687.74^\circ\text{C}$

Коефициент на редуција на граница на развлекување на челикот (Табела 4.3): $k_{s(\theta)} = 0.154$

Гранична вредност на силата на затегање во арматурата:

$$F_S = A_{sl,x} k_s(\theta) f_{yd,fi(20)} = 2.46 \cdot 0.154 \cdot 50 = 18.942 \text{ kN}$$

Висина на притиснатиот блок на бетонот:

$$y = \lambda x = \frac{F_S}{b \cdot f_{cd,fi(20)}} = \frac{18.942}{100 \cdot 3} = 0.063 \text{ cm} = 0.63 \text{ mm}$$

Крак на внатрешните сили:

$$z = d - \frac{y}{2} = 135 - \frac{0.63}{2} = 134.68 \text{ mm}$$

Ултимативен нападен момент во поле:

$$M_{Rd,поле} = F_S \cdot z = 24.6 \cdot 13.468 = 255.12 \text{ kNcm} = 2.55 \text{ kNm}$$

Нападен момент од надворешни товари за пожарна состојба:

$$M_{Ed,поле} = \frac{w_{ed,fire} \cdot l^2}{24} = \frac{7.9 \cdot 5^2}{24} = 8.2291 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,поле} = 2.55 \text{ kNm} < M_{Ed,поле} = 8.2291 \text{ kNm}$$

Во оваа ситуација се формира пластичен зглоб во поле, и доаѓа до редистрибуција на дијаграмот на нападните моменти:

$$M_{редистр.} = \frac{w_{ed,fire} l^2}{8} - M_{Rd,поле} = \frac{7.9 \cdot 5^2}{8} - 2.55 = 22.136 \text{ kNm}$$

Се контролира носивоста на пресекот над потпора

Слој на бетон со температура над $\theta=500^\circ\text{C}$ ($x_{(\theta>500)} = 4.40 \text{ cm}$)

Гранична сила на затегање во арматурата:

$$F_S = A_{sl,x} f_{yd} = 5.05 \cdot 50 = 252.5 \text{ kN}$$

Висина на притиснатиот блок на бетонот:

$$y = \lambda x = \frac{F_S}{b \cdot f_{cd,fi(20)}} = \frac{252.5}{100 \cdot 3} = 0.841667 \text{ cm} = 8.41667 \text{ mm}$$

Крак на внатрешни сили:

$$z = d - \frac{y}{2} = 91 - \frac{8.41667}{2} = 86.79166 \text{ mm}$$

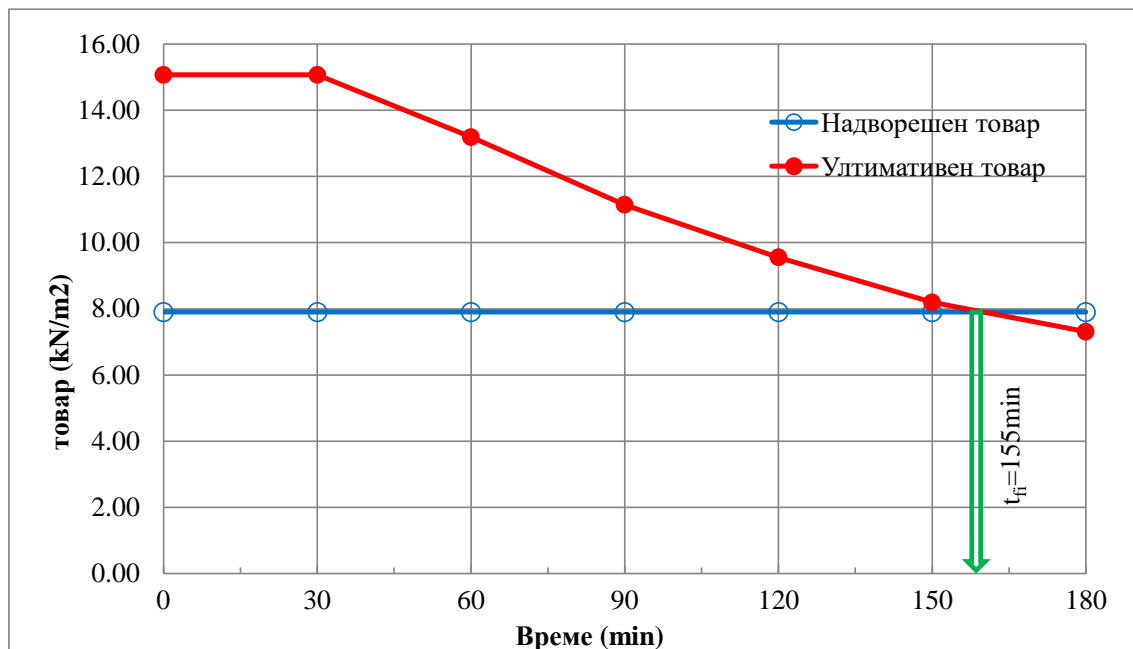
Ултимативен нападен момент над потпора:

$$M_{Rd,потп} = F_S \cdot z = 252.5 \cdot 8.68 = 219.14 \text{ kNcm} = 21.91 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,потп} = 21.91 \text{ kNm} > M_{редистр.} = 22.136 \text{ kNm}$$

Бидејќи пластичен зглоб се формира и над потпората, плочата не може да го издржи пожарот за време од 160 минути.

На Слика 7.47 е прикажана временската редуција на носивиот капацитет, односно на ултимативниот товар што анализираната вклетена плоча со ослободено аксијално дилатирање може да го издржи, и графички е дефиниран моментот кога плочата ќе доживее колапс. Колапс настанува во момент кога ултимативниот товар ќе се изедначи со надворешниот товар за пожарни услови. Од дијаграмот следи дека времето на пожарна отпорност, согласно критериумот за носивост на плочата, е приближно 155 min и плочата го задоволува критериумот R120.



Слика 7.47. Пожарна отпорност на двострано вклетена плоча со ослободено аксијално дилатирање, за заштитен бетонски слој $s_o=20$ mm, согласно приближната метода дадена во Ерокод 2-1-2

7.4.3 Влијание на шемата на армирање

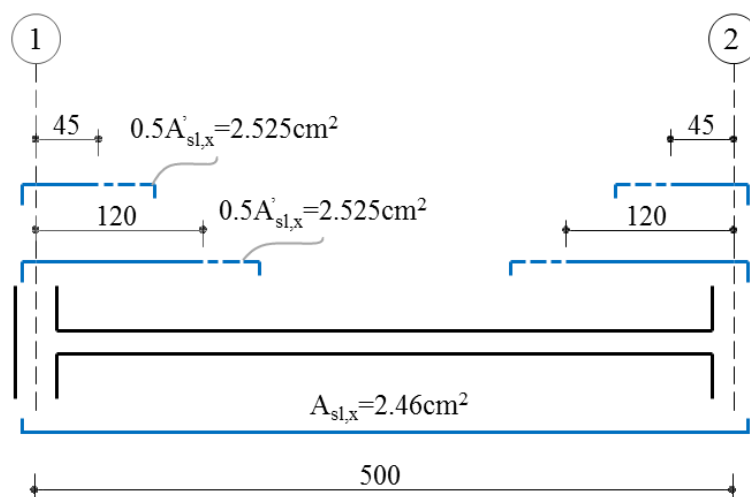
Во пракса, плочите во долната зона се армираат по целиот распон, додека во горната зона арматурата се поставува само над потпорите, при што должина на армирање се дефинира согласно Z-линијата. Постапката е опишана во Еврокод 2-1-1 (46). Во услови на пожар, кога плочата е опожарена од долната страна, при редистрибуција на нападните моменти нултите точки се поместуваат кон средината на распонот, во делот каде во горна зона не постои арматура. Овој ефект може да доведе до појава на пластични зглобови и да предизвика предвремен лом во плочата, па од таа причина во Еврокод 2-1-2 (1) е препорачано должината на арматурата над потпорите да се зголеми за најмалку 25% во однос на пресметаната за ладна состојба.

За да се дефинира влијанието на должината на арматурата во горната зона врз пожарната отпорност на двострано вклетени плочи со ослободено аксијално дилатирање, како и да се провери оправданоста на препораката за зголемување на должината на негативната арматура, анализирани се плочи со различни шеми на армирање:

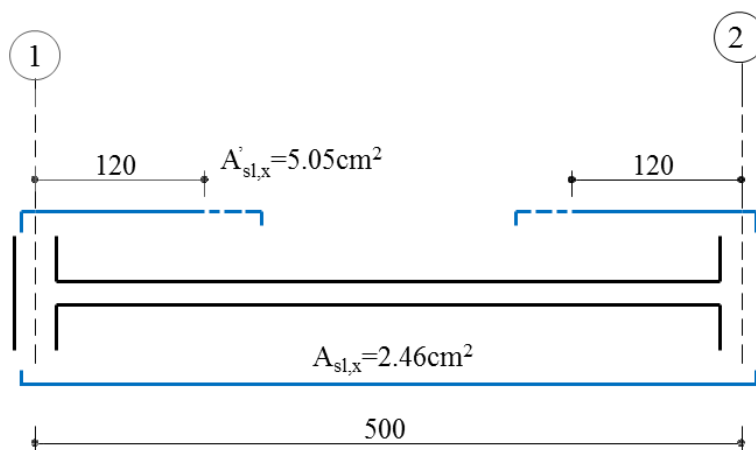
1. Плоча армирана согласно препораките дадени во Еврокод 2-1-1. Негативната арматура ја следи Z-линијата (Слика 7.48).
2. Плоча армирана согласно препораките дадени во Еврокод 2-1-1. Негативната арматура е со константен пресек по целата должина на армирање (Слика 7.49).
3. Плоча армирана согласно препораките дадени во Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25%, при што истата ја следи Z-линијата (Слика 7.50).
4. Плоча армирана согласно препораките дадени во Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25%, при што истата е со константен пресек по целата должина (Слика 7.51).
5. Плоча армирана согласно препораките дадени во Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25%, при што истата е со константен пресек по целата должина, но и со препуштање на 25% од горната арматура и во поле (Слика 7.52).

Анализата е спроведена со програмот SAFIR2016. Дискретизацијата на плочите, односно моделите за 2D и 3D статичката анализа, подетално се опишани во 7.2.2.

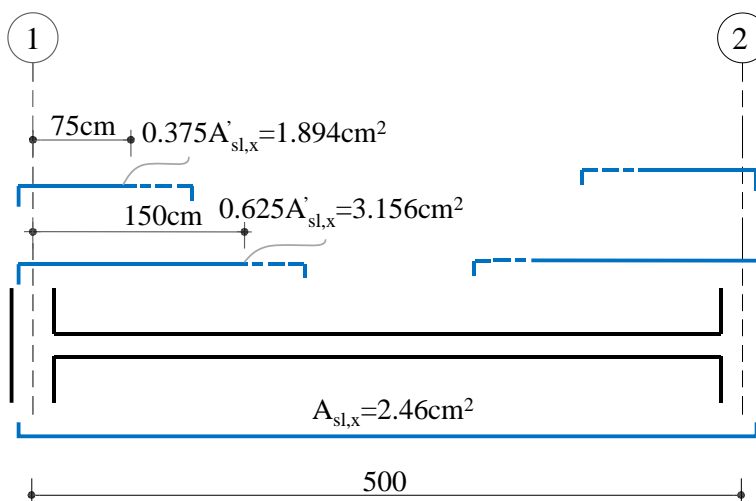
Резултатите од спроведената анализа се прикажани во Табела 7.6. Согласно критериумот за носивост, евидентно е дека со зголемување на должината на арматурата над потпорите се зголемува и пожарната отпорност на плочите. Во конкретниот случај пожарната отпорност е зголемена за 20%. Притоа е утврдено дека начинот на водење на арматурата во горната зона (со следење на Z-линијата или со константен пресек по цела должина) не влијае на пожарната отпорност. Резултатите за шема 1 и шема 2, односно шема 3 и шема 4, не се разликуваат. Доколку 25% од потребната арматура се препушти по целиот распон ефектите се значително поголеми (шема 5). Во овој случај, согласно 3D анализата за реална ширина на плочата, пожарната отпорност е зголемена за повеќе од 3 пати.



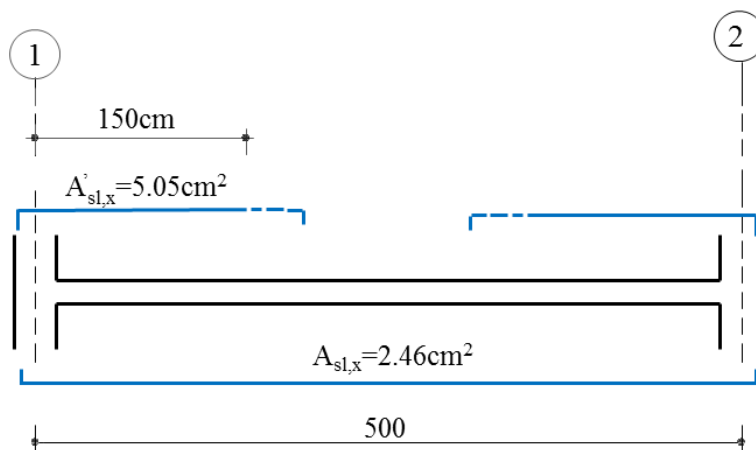
Слика 7.48. Шема на армирање на двострано вклетена греда согласно Еврокод 2-1-1, при што арматура ја следи Z-линијата – Шема 1



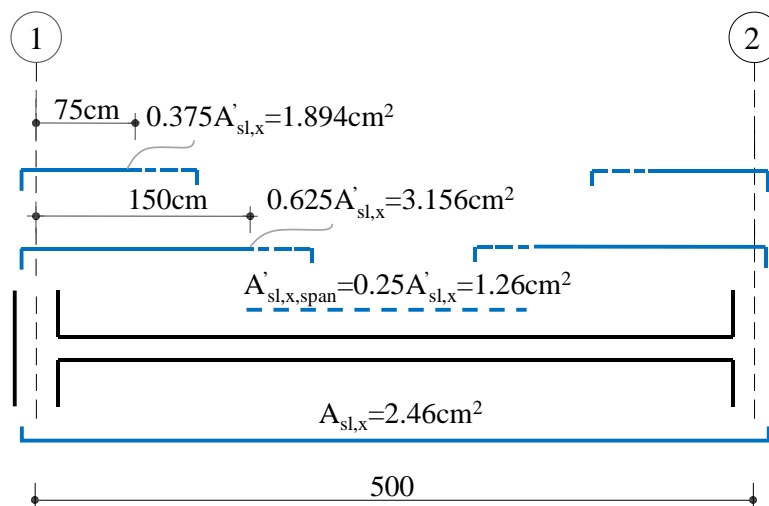
Слика 7.49. Шема на армирање на двострано вкештена греда согласно Еврокод 2-1-1, со константен пресек по цела должина – Шема 2



Слика 7.50. Шема на армирање на двострано вкештена греда согласно Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25% и следење на Z-линијата – Шема 3



Слика 7.51. Шема на армирање на двострано вкештена греда согласно Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25% и константен пресек по цела должина – Шема 4



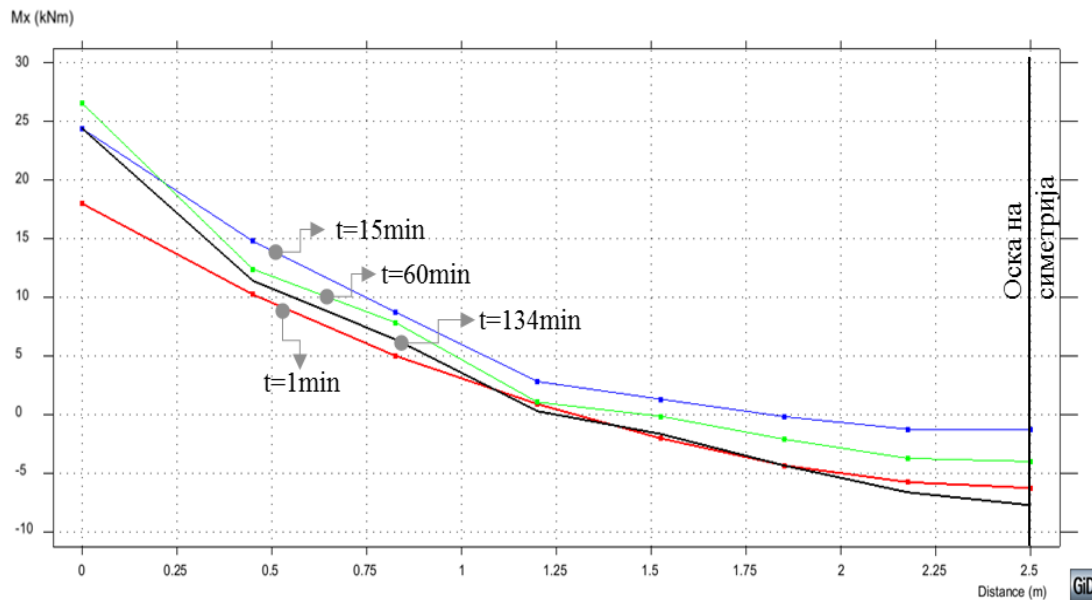
Слика 7.52. Шема на армирање на двострано вклетена греда согласно Еврокод 2-1-2, со зголемување на должината на негативната арматура за 25% и препуштање на 25% од арматурата во горна зона во поле – Шема 5

Табела 7.6. Пожарна отпорност на двострано вклетени плочи носиви во еден правец со ослободено аксијано дилатирање, распон $l=5$ m, опожарени од долната страна, согласно критериумот за носивост

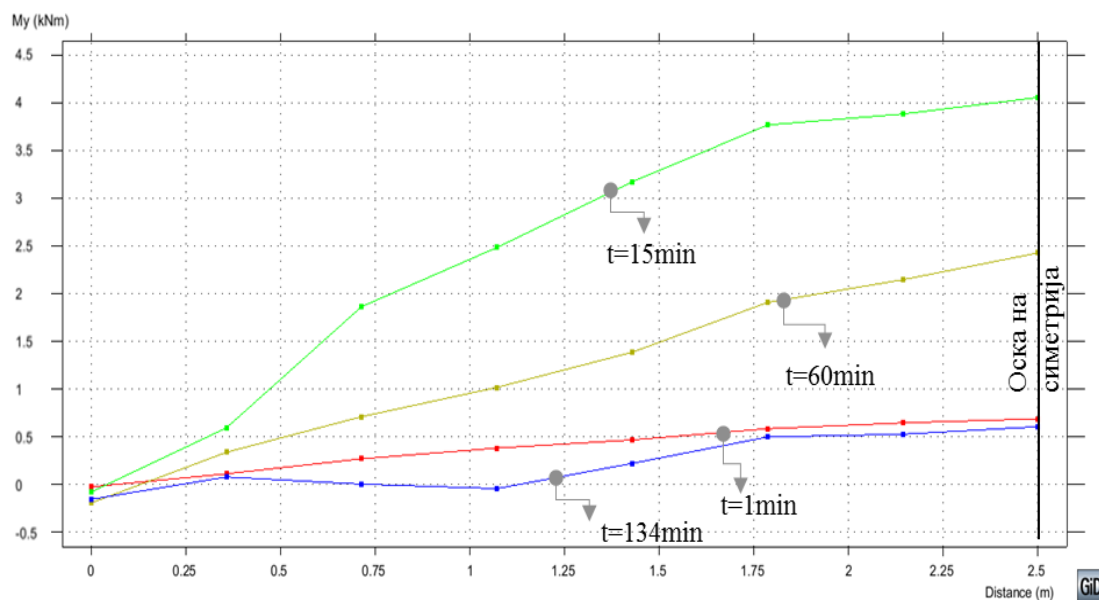
	Шема на армирање	Пожарна отпорност (min)		
		2D Анализа	3D Анализа (b=1m)	3D Анализа (b=5m)
EN.1992.1.1.2004	1	135	131	134
	2	135	131	133
EN.1992.1.2.2004	3	158	157	162
	4	158	157	162
	5	506	435	430

Ако резултатите од нумеричката анализа се споредат со резултатите од приближната метода дадена во Еврокод 2-1-2, ќе се забележи дека со 2D и 3D анализата за лента со ширина 1 m, во случај кога во горната зона плочата е армирана само над потпорите и согласно препораките дадени во Еврокод 2-1-2 (Шема 3 и 4), се добиваат идентични резултати, што ја оправдува примената на приближната метода.

На Слика 7.53 и Слика 7.54 се прикажани редистрибуциите на нападните моменти во подолжен и напречен правец во тек на време, кога плочата е армирана согласно Шема 1, односно без дополнително зголемување на должината на арматурата над потпорите. Резултатите се добиени со 3D анализа за плоча со реална ширина.



Слика 7.53. Редистрибуција на нападниот момент M_x во подолжен правец на двострано вквештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 1



Слика 7.54. Редистрибуција на нападниот момент M_y во напречен правец во средината на распонот на двострано вквештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 1

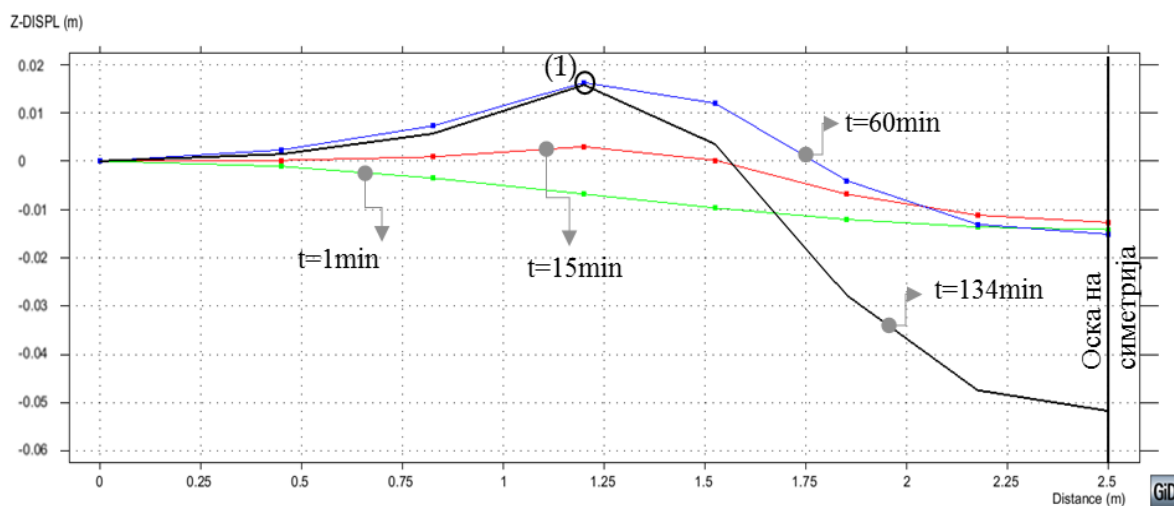
Големите температурни разлики помеѓу долната и горната зона на плочата, кои се поизразени во првите моменти од дејството на пожарот, и спреченоста термичките дилатации во напречниот пресек слободно да се остварат (Навиерова хипотеза за рамни пресеци), доведуваат до иницирање на моменти кои предизвикуваат затегнување на ладната горна страна од пресекот и притисок во долната загреана зона.

Овие ефекти, суперпонирани со ефектите од надворешните товари, доведуваат до редистрибуција на нападните моменти. Негативните моменти над потпората се

зголемуваат, а позитивните моменти во поле имаат тенденција да станат негативни. Притоа, положбата на нултите точки се поместува кон средината на распонот и доколку арматурата над потпорите нема доволна должина, се јавуваат пластични зглобови. Во конкретниот случај најголема редистрибуција се добива во момент $t=15 \text{ min}$. Со навлегување на температурата подлабоко во пресекот, температурната разлика се смалува и нападните моменти постепено се враќаат кон првобитните вредности (Слика 7.53 и Слика 7.54).

По појавата на двата пластични зглоба во зоните каде е прекината арматурата над потпорите, се менува статичкиот систем на плочата, па како резултат на негативните нападни моменти плочата добива негативни вертикални поместувања (Слика 7.55 и Слика 7.56, $t=15 \text{ min}$). Потоа, како резултат на постепеното намалување на негативните нападни моменти предизвикано од намалувањето на температурните разлики, но и како резултат на редуцијата на јакостните и крутостни карактеристики на загреаната арматура во долната зона од пресекот, вертикалните поместувања на плочата (угибот) во средината на распонот се зголемуваат и во моментите пред лом достигнуваат многу поголеми вредности од $L/30$.

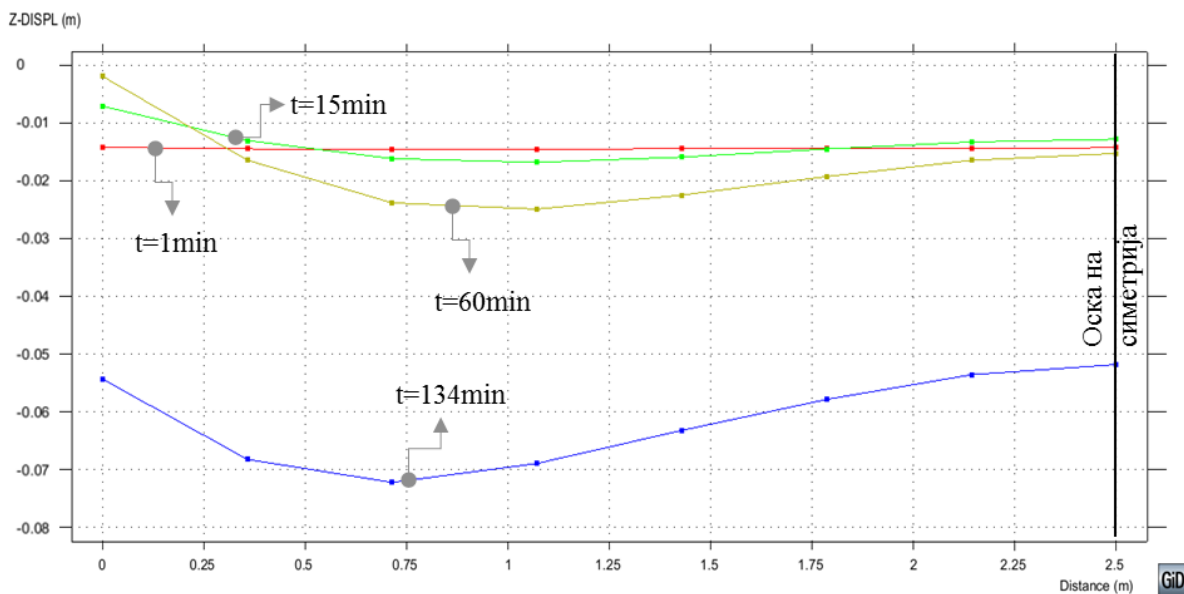
Разлика во вертикалните поместувања и редистрибуцијата на нападните моменти за Шемите на армирање 3 и 4 (со и без следење на Z-линијата) нема, што води до заклучок дека за поедноставна постапка на изведба треба да се усвои Шема 4.



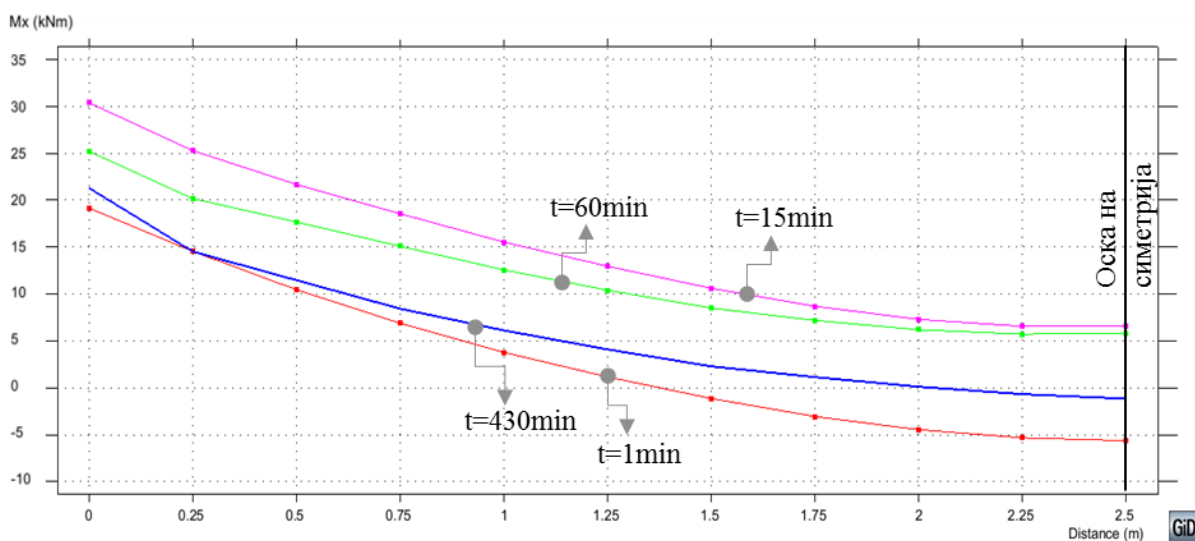
Слика 7.55. Вертикални поместувања долж распонот на двострано вклетена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 1, добиени со 3D анализа (точка 1-положба на пластичниот зглоб)

Во конкретниот случај, со зголемување на должината на арматурата над потпорите за 25% во однос на Шема 2, пожарната отпорност се зголемува за 17%, со што се потврдува оправаноста на препораката дадена во Еврокод 2-1-2.

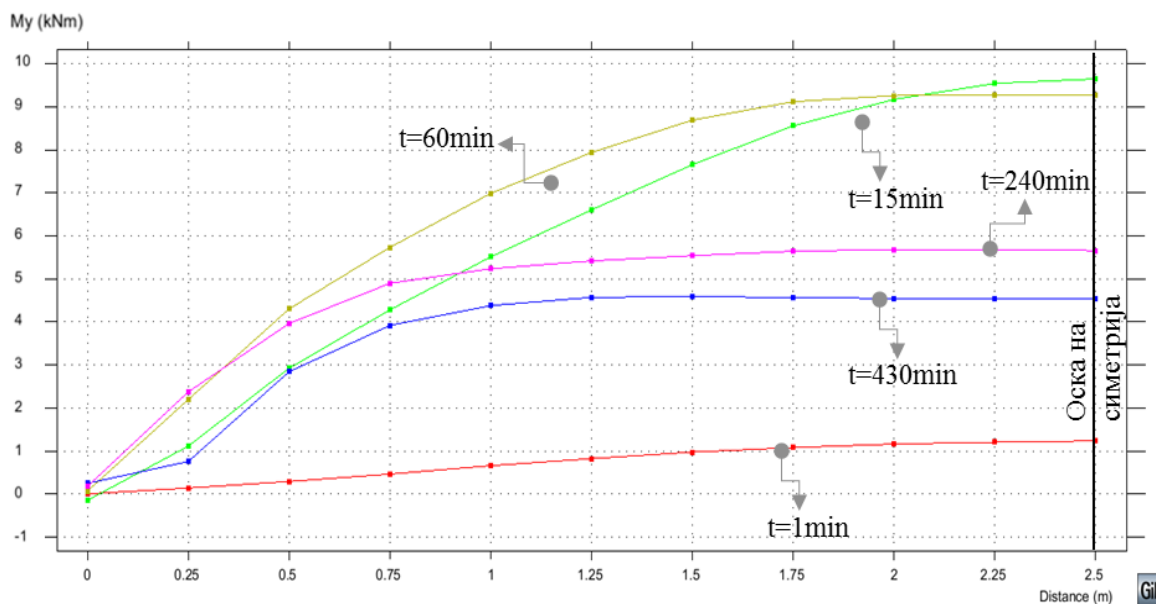
На Слика 7.57 и Слика 7.58 се прикажани редистрибуциите на нападните моменти во подолжен и напречен правец во тек на време, кога плочата е армирана согласно Шема 5, односно кога во целата горна зона се препушта 25% од потребната арматура над потпорите. Во овој случај не се јавуваат пластични зглобови заради поместување на нултите точки, па се постигнуваат позитивни ефекти и од аспект на деформацијата на плочите (Слика 7.59 и Слика 7.60) и од аспект на зголемување на пожарната отпорност.



Слика 7.56. Вертикали поместувања во средина на распонот, во напречен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 1, добиени со 3D анализа



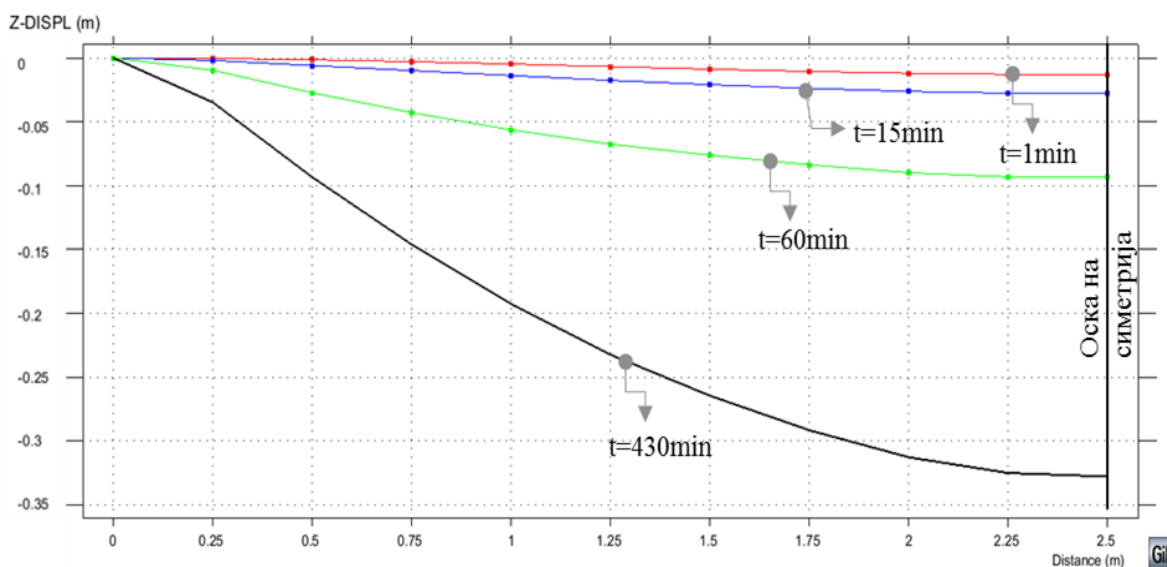
Слика 7.57. Редистрибуција на нападниот момент M_x во подолжен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 5



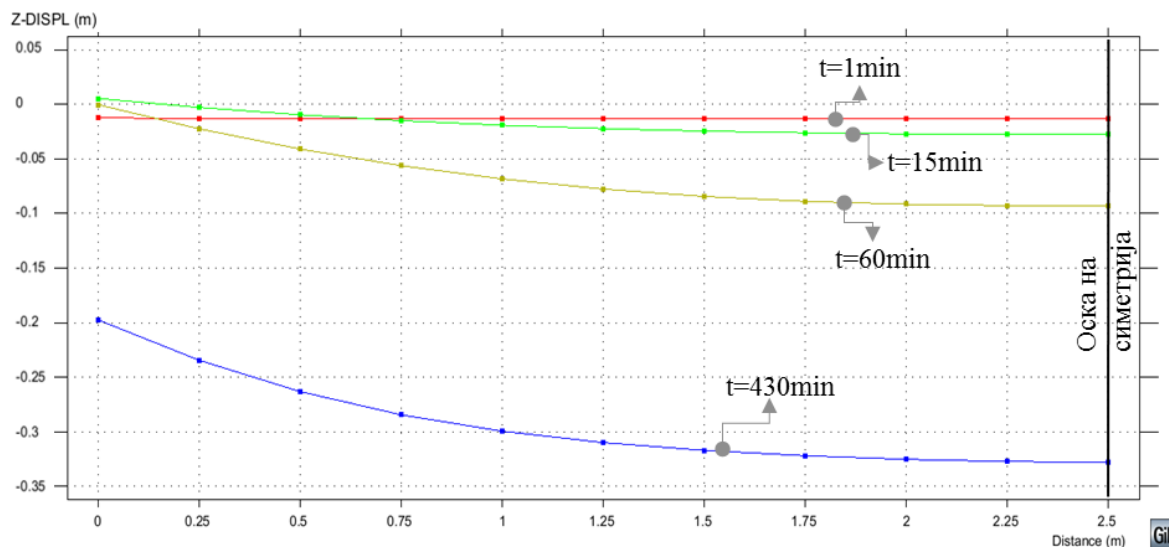
Слика 7.58. Редистрибуција на нападниот момент M_y во напречен правец во средината на распонот на двострано вклетена плоча со ослободено аксијално дилатирање, армирана согласно шема 5

На Слика 7.59 и Слика 7.60 се прикажани вертикалните поместувања на плочата во карактеристични моменти од дејство на пожарот. Во овој случај не се јавуваат пластични зглобови во поле и плочата не се поместува во спротивна насока од дејството на пожарот, што доведува до многу поголеми позитивни угиби одколку при армирање на плочата согласно Шема 2 или Шема 3. Евидентно е дека вертикалните поместувања постојано се зголемуваат, се до момент на лом.

Во овој случај пожарната отпорност е повеќе од 2.5 пати поголема отколку во случај на армирање согласно Шема 2 или Шема 3.



Слика 7.59. Вертикални поместувања долж распонот на двострано вклетена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 5, добиени со 3D анализа



Слика 7.60. Вертикали поместувања во средина на распонот, во напречен правец на двострано вкештена плоча со ослободено аксијално дилатирање и армирана согласно шема 5, добиени со 3D анализа

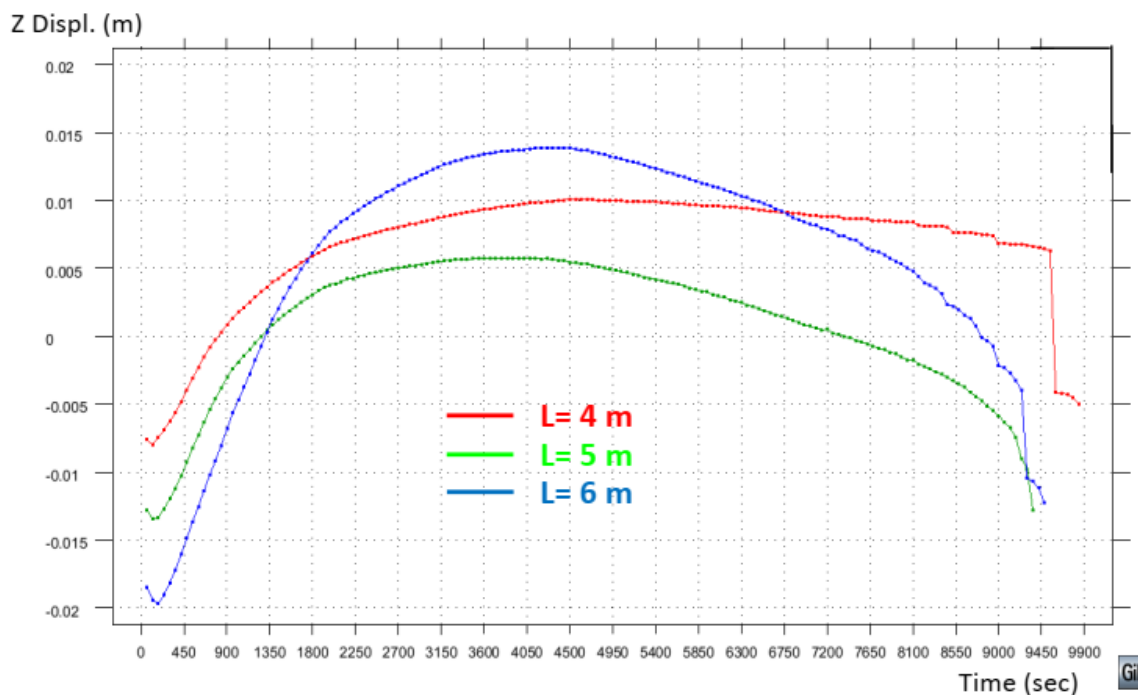
7.4.4 Влијание на распонот

Влијанието на распонот врз пожарната отпорност на двострано вкештените плочи носиви во еден правец, при ослободено аксијално дилатирање и армирани без арматура во горната зона во средината на распонот (Шема 4), е соодветно како и кај слободно потпрените плочи. Редукцијата на носивоста на пресекот во поле е иста за трите различни распони затоа што температурата во арматурата е иста, па кога плочите се со иста почетна искористеност нивната пожарна отпорност е приближно иста затоа што по појавата на пластични зглобови во третинските точки плочите го менуваат статичкиот систем и повеќе не се случува редистрибуција на нападните моменти. Времето на пожарна отпорност за различни распони е дадено во Табела 7.7.

Вертикалните поместувања по појавата на пластични зглобови добиваат негативна вредност, но пред лом се повторно позитивни. Истите зависат од распонот, односно при поголема виткост на плочата имаат поголеми вредности (Слика 7.61. Вертикални поместувања на двострано вкештени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 4, кога пожарот е од долната страна).

Табела 7.7. Пожарната отпорност на двострано вкештени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 4, кога пожарот е од долната страна на плочата

Распон (m)	Пожарна отпорност (min.)
4	164
5	162
6	158

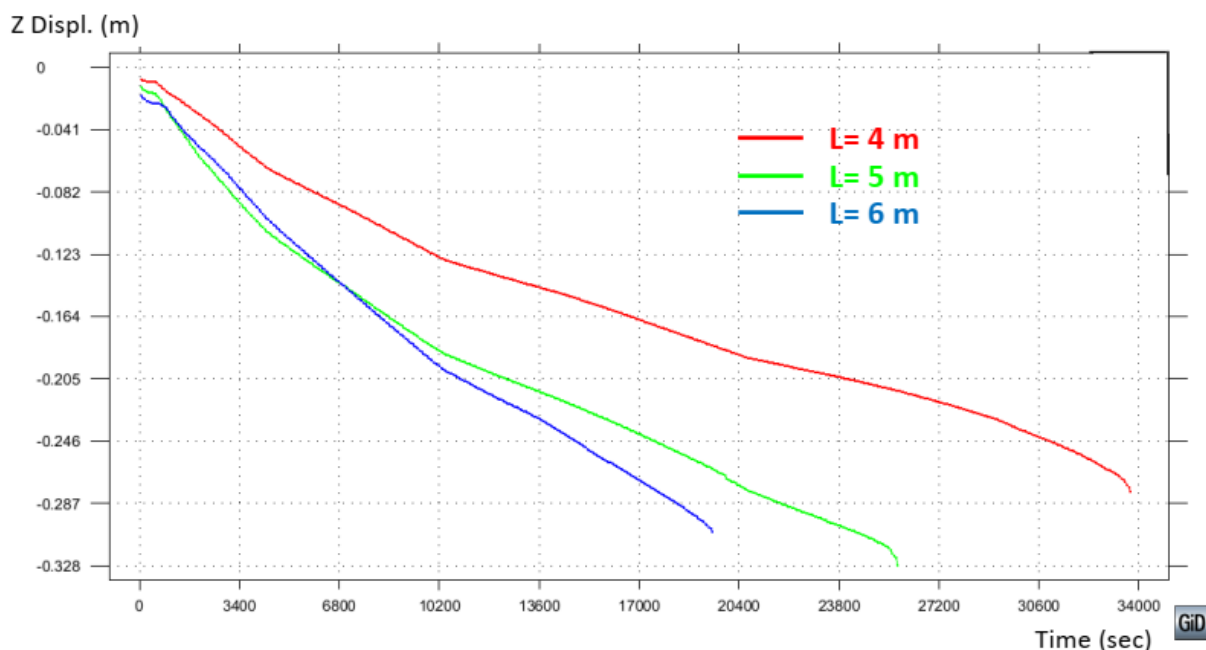


Слика 7.61. Вертикални поместувања на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 4, кога пожарот е од долната страна

Кога плочите се армирани согласно Шема 5 (Слика 7.62), долната арматура и во трите плочи претрпува иста редуција на носивоста, но поради тоа што не се јавуваат пластични зглобови во третинските точки од распонот, негативниот момент предизвикан од температурната разлика ја растеретува долната арматура (настанува редистрибуција на нападните моменти), што влијае на зголемување на пожарната отпорност. При поголем распон, а иста дебелина на плочата, односот помеѓу нападните моменти од надворешните товари и иницираниот негативен момент е помал, редистрибуцијата на моментите е послабо изразена, пресекот во поле помалку се растеретува, па плочата доживува лом за пократко време (Табела 7.8). Во овој случај вертикалните поместувања за цело време на дејство на пожарот се позитивни и при поголем распон имаат поголеми вредности (Слика 7.62).

Табела 7.8. Пожарната отпорност на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 5, кога пожарот е од долна страна

Распон (m)	Пожарна отпорност (min.)
4	562
5	430
6	325



Слика 7.62. Вертикални поместувања на двострано вклетени плочи со различни распони, при ослободено аксијално дилатирање и армирани согласно шема 5, кога пожарот е од долната страна

7.4.5 Влијание на пожарното сценарио

За разлика од слободно потпрените плочи со ослободено аксијално дилатирање, кај кои појавата на пожар над плочата значително ја зголемува нивната пожарна отпорност (Слика 7.42), кај двострано вклетените плочи со ослободено аксијално дилатирање, пожарното сценарио не влијае на нивната пожарна отпорност.

За да се потврди изнесенiot став, анализирани се плочи со дебелина $h=16\text{ cm}$, со распони $l=4\text{ m}$, $l=5\text{ m}$ и $l=6\text{ m}$ и со заштитен бетонски слој $c_0=2\text{ cm}$ во двете зони. За да се утврди влијанието на арматурата во горната зона во поле, која во случај на пожар од долната страна има големо влијание врз зголемувањето на пожарната отпорност на овој тип плочи (Табела 7.6), анализирано е однесувањето на плочите кога се армирани и согласно Шема 4 и согласно Шема 5.

Кај плочи армирани согласно Шема 4, распонот на плочата нема влијание врз пожарната отпорност кога пожарот е од долната страна (Табела 7.7), но има големо влијание кога плочите се армирани согласно Шема 5 (Табела 7.8).

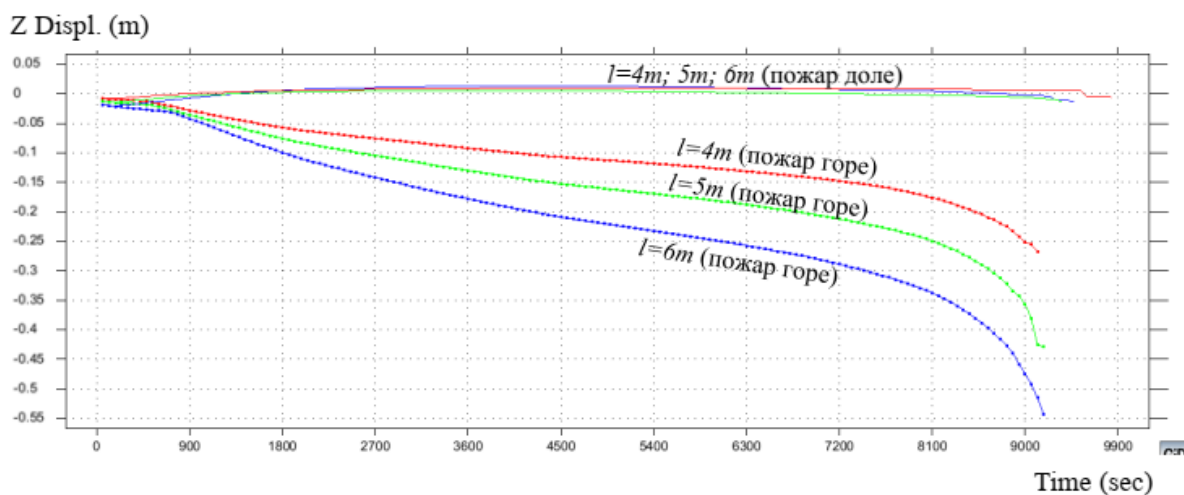
Резултатите од спроведените анализи на двострано вклетени плочи со ослободено аксијално дилатирање и опожарени од горната страна покажаа дека ниту шемата на армирање, ниту пак распонот влијаат на пожарната отпорност (Табела 7.9). Причина за изнесенiot став е редистрибуцијата на нападните моменти кои, во ова пожарно сценарио, се поместуваат надолу затоа што температурната разлика дава ист ефект како и нападните моменти од надворешните товари (ја притиска горната, а ја затегнува долната страна од пресекот).

Табела 7.9. Пожарна отпорност на двострано вкештени плочи носиви во еден правец со ослободено аксијално дилатирање, опожарени од горната страна, согласно критериумот за носивост

Распон l (m)	Шема на армирање 4	Шема на армирање 5
4	152min	152min
5	153min	151min
6	153min	152min

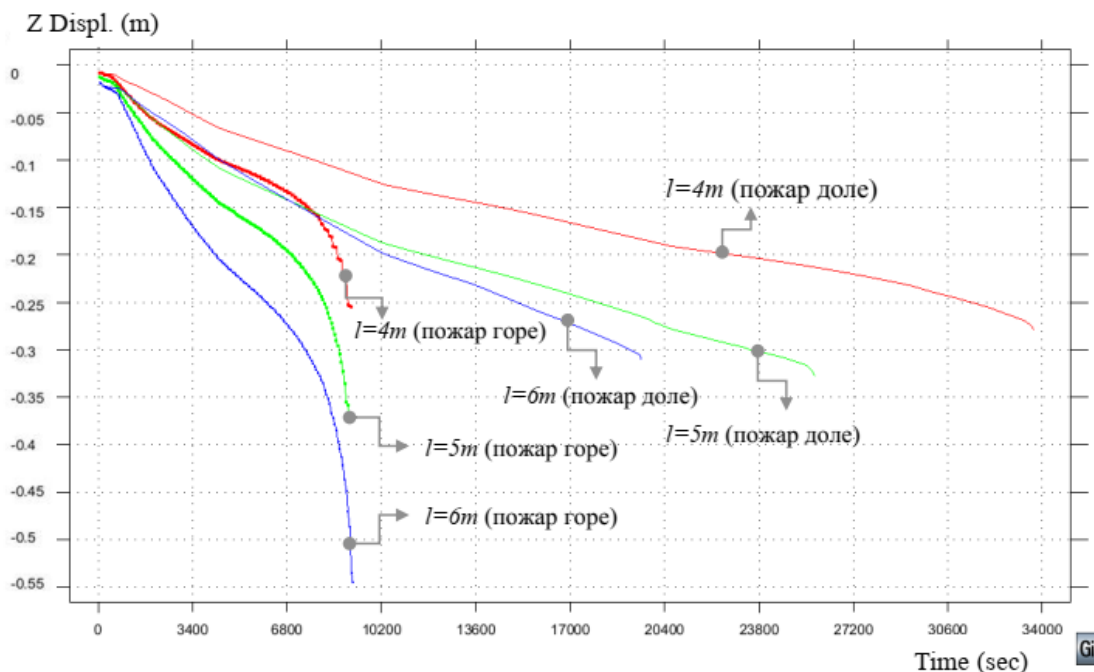
И покрај тоа што долната арматура е ладна подолго време (и после 5 часа на пожарно дејство температурата е пониска од 400°C), и нема редуцирана граница на развлекување, поради зголемениот позитивен момент протекува и се формира пластичен зглоб. Бидејќи кај сите три распони почетните напрегања во долната арматура се исти, а плочите се со иста дебелина, се случува иста редистрибуција на нападните моменти и арматурата протекува во ист момент. Горната арматура во поле, која се јавува во Шема 5, не придонесува за носивоста затоа што се наоѓа во притисната зона.

На Слика 7.63 се споредени вертикалните поместувања во поле на двострано вкештени греди со слободно аксијално дилатирање, армирани согласно Шема 4, за различни распони и за двете пожарни сценарија. Резултатите се добиени со 3D анализа со програмот SAFIR2016.



Слика 7.63. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двострано вкештени плочи со слободна аксијална дилатација, армирана согласно Шема 4, за различни распони и различна положба на пожарот, добиени со 3D анализа

На Слика 7.64 се споредени вертикалните поместувања во поле на двострано вкештени плочи со слободно аксијално дилатирање, армирани согласно Шема 5, за различни распони и за двете пожарни сценарија. Резултатите се добиени со 3D анализа со програмот SAFIR2016.



Слика 7.64. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двострано вклетени плочи со слободна аксијална дилатација, армирана согласно Шема 5, за различни распони и различна положба на пожарот, добиени со 3D анализа

7.5 ДВОСТРАНО ВКЛЕШТЕНИ ПЛОЧИ СО СПРЕЧЕНО АКСИЈАЛНО ДИЛАТИРАЊЕ

Во конструкции изложени на пожар, како резултат на високите температури, се јавуваат големи термички дилатации кои, доколку се спречат слободно да се остварат, во елементите иницираат аксијални сили на притисок. Ефектот од аксијалните сили, зависно од статичкиот систем, но и од пожарното сценарио, може да е позитивен и да влијае на зголемување на пожарната отпорност на елементите, но може да предизвика и негативен ефект.

Веќе покажавме дека кај слободно потпрените плочи спреченото аксијално дилатирање има позитивен ефект, кога пожарот е од долната страна на плочата, и негативен ефект, кога пожарот е од горната страна на плочата (Слика 7.42). Причините се објаснети во 7.3.

За да се дефинира ефектот од спреченото аксијално дилатирање кај двострано вклетените греди, анализирани се плочи со дебелина $h=20$ cm. Спроведена е 3D анализа со програмот SAFIR2016. Од добиените резултати е утврдено дека спреченото аксијално дилатирање кај двострано вклетените плочи има негативно влијание врз нивната пожарна отпорност, и во случај кога се армирани согласно Шема 4 (Слика 7.65), и кога се армирани согласно Шема 5 (Слика 7.66), и за двете пожарни сценарија.

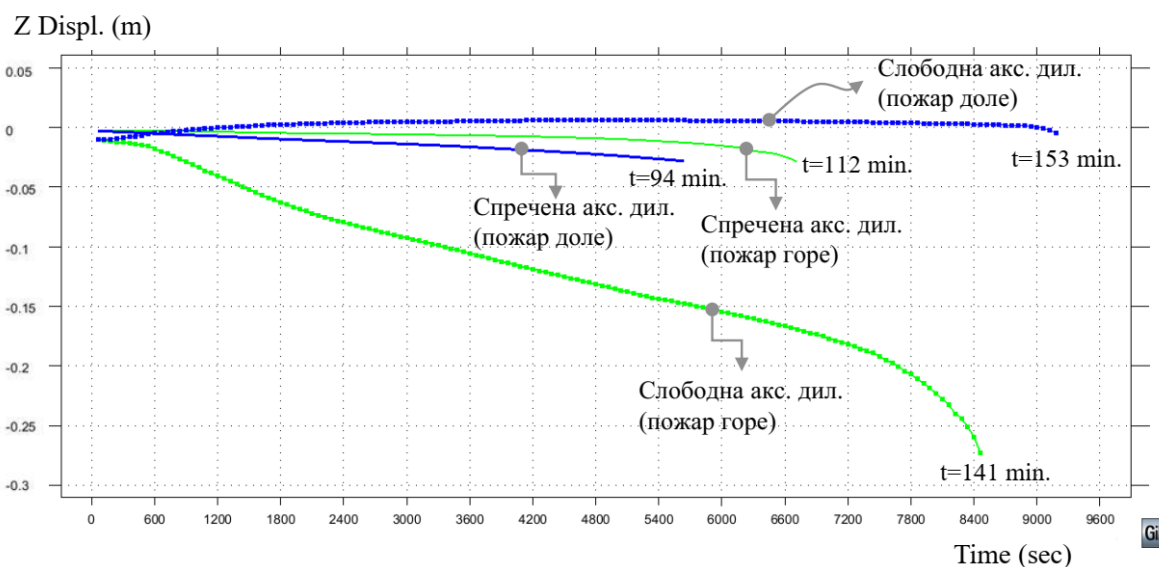
Кога пожарот дејствува од долната страна на плочата, напрегањата предизвикани од нерамномерното температурно поле (затегната е ладната горна страна) се спротивни на напрегањата предизвикани од надворешните товари (затегната долна страна од

пресекот во поле), што доведува до редистрибуција на дијаграмот на нападните моменти, односно негово поместување нагоре. Критични места во плочата се долната зона над потпората каде се зголемуваат напрегањата на притисок, а бетонот е загреан и има редуцирана јакост на притисок, и местата каде во горната зона е прекината негативната арматура (третинските точки), па се јавуваат пластични зглобови. Во овој случај пожарната отпорност изнесува $t=153$ min. (Слика 7.65), а лом настанува како резултат на појавата на пластични зглобови во третинските точки.

Доколку се спречи аксијалното дилатирање, дополнителната аксијална сила на притисок го оптеретува загреаниот бетонски дел од пресекот над потпорите, а ја растеретува негативната арматура над потпорите. Како последица доаѓа до дробење на бетонот над потпорите и пожарната отпорност се намалува само на $t=94$ min. (Слика 7.65).

Кога пожарот дејствува од горната страна на плочата и температурата и надворешните товари во поле предизвикуваат исти ефекти, па дијаграмот на моментите се поместува надолу. Ког аксијалните дилатации не се спречени, критично место е долната зона во поле каде порастот на напрегањата на затегање доведуваат до течење на арматурата, односно до појава на пластичен зглоб во поле. Од таа причина вертикалните поместувања нагло растат и имаат најголема вредност, споредено со другите 3 случаи, а плочата доживува лом во момент $t=141$ min. (Слика 7.65).

Доколку се спречат аксијалните дилатации, аксијалната сила на притисок ја растеретува арматурата во поле, влијаат на намалување на вертикалните поместувања, а лом настанува поради дробење на бетонот во горната зона во поле, каде загреаниот бетонот е притиснат и од високите температури, и од нападниот момент, и од аксијалната сила. Пожарната отпорност во овој случај е $t=112$ min. (Слика 7.65).

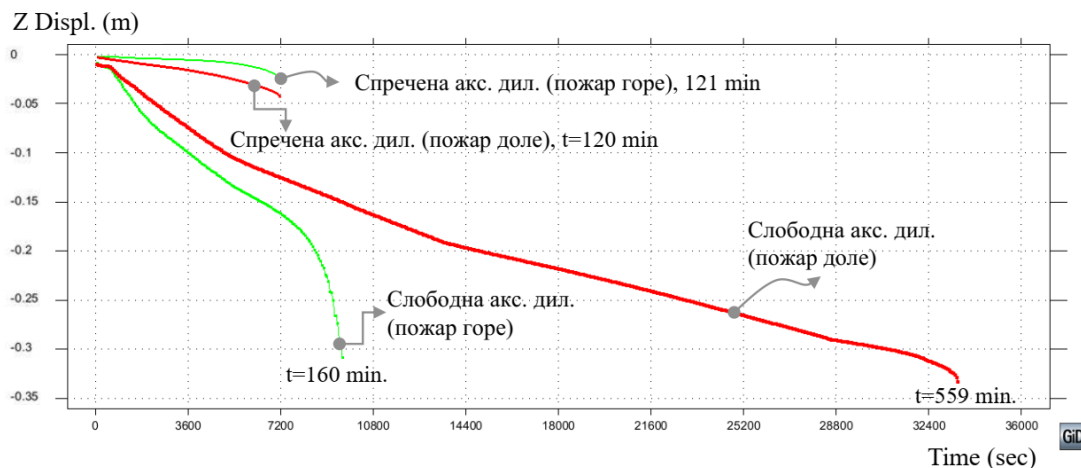


Слика 7.65. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двостарно вклетени плочи со распон $l=5$ m и армирани согласно Шема 4, со слободна и спречена аксијална дилатација и различна положба на пожарот

Кога плочата се армирани согласно Шема 5, а аксијалните дилатации не се спречени, при пожар од долната страна не се јавуваат пластични зглобови во третинските точки во горната зона затоа што арматурата во поле во горната зона ги прифаќа моментите, па плочата го издржува пожарот приближно 10 часа (Слика 7.66). Армирањето согласно Шема 5 обезбедува 3.5 пати поголема пожарна отпорност на плочата отколку кога истата е армирана согласно Шема 4.

Доколку се спречат аксијалните дилатации, иницираната аксијална сила на притисок ги смалува вертикалните поместувања и дополнително ја растеретува загреаната арматурата во поле, но го оптеретува загреаниот бетон во долната зона над потпорите, па лом настанува поради дробење на бетонот кој е притиснат и од високите температури, и од нападниот момент, и од аксијалната сила. Пожарната отпорност во овој случај е $t=120 \text{ min}$. (Слика 7.66). Армирањето согласно Шема 5, поради поголемата крутост на пресекот во поле, обезбедува за 20% поголема пожарна отпорност на плочата отколку кога истата е армирана согласно Шема 4.

Кога пожарот е од горната страна најоптеретен е пресекот во поле. Во овој случај протекува арматурата во долната зона, па дополнителната арматура во поле во горната зона (Шема 5) не помага многу за зголемување на пожарната отпорност, но поради поголемата крутост на пресекот пожарната отпорност се зголемува на $t=160 \text{ min}$., односно за 12 % во однос на пожарната отпорност при армирање на плочата согласно Шема 4 (Слика 7.66). Кога пожарот е од горната страна и аксијалните дилатации се спречени, плочата и за двете шеми на армирање еднакво се однесува. Арматурата во горната зона помага во приемот на напрегањата на притисок, но поради тоа што е во загреана зона брзо ја губи носивоста и не придонесува за пожарната отпорност (Слика 7.66).



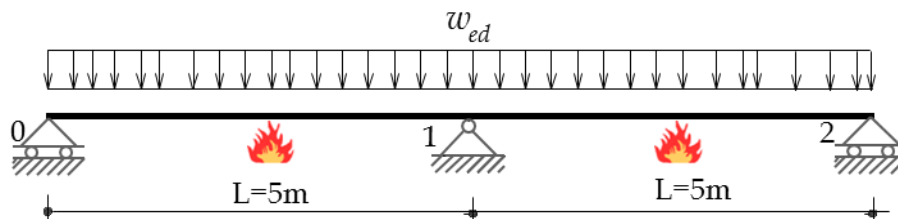
Слика 7.66. Споредба на вертикалните поместувања во средина на поле кај двостарно клештени плочи со распон $l=5 \text{ m}$ и армирани согласно Шема 5, со слободна и спречена аксијална дилатација и различна положба на пожарот

Општ заклучок е дека при спречено аксијално дилатирање, кога плочата е армирана и согласно Шема 4 и согласно Шема 5, и во двете пожарни сценарија лом настанува преку бетонот, а спреченото аксијално дилатирање има негативно влијание врз пожарната отпорност на плочите.

7.6 КONTИНУИРАНИ ПЛОЧИ СО ДВЕ ПОЛИЊА

7.6.1 Вовед

Во овој дел се анализирани континуирани плочи со две еднакви полиња, со распон $l=5\text{m}$, изложени на пожар од долната страна, како понеповолно пожарно сценарио. Цел на анализите е да се прикаже ефектот на статичката неопределеност врз пожарната отпорност на плочите носиви во еден правец. Товарите и карактеристиките на материјалите се исти како во примерот даден во Глава 7.2.1. Дебелината на долниот и горниот заштитен бетонски слој е 20 mm .

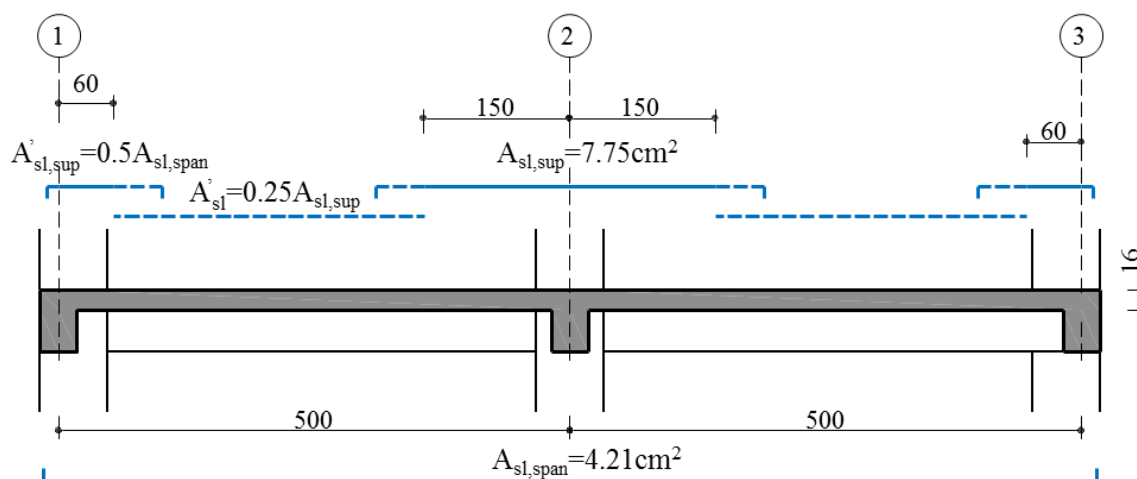


Слика 7.67. Статичка шема на континуирана плоча со две полиња

Површината на усвоената арматура е еднаква со површината на потребната арматура. Плочата во горната зона во поле е армирана конструктивно со 25% од потребната арматура над средната потпора. Должината на главната арматура над средната потпора е усвоена согласно Еврокод 2-1-2, односно нејзината должина е зголемена за 25% во однос на потребната за ладна состојба.

На

Слика 7.68 е прикажана шемата на армирање на плочите. Прикажана е должината на арматурата со која се спроведени пресметките во SAFIR2016, без додавање на должината за анкерување. Површината на разделната арматура во двете зони е усвоена 25% од површината на главната арматура во долна зона.



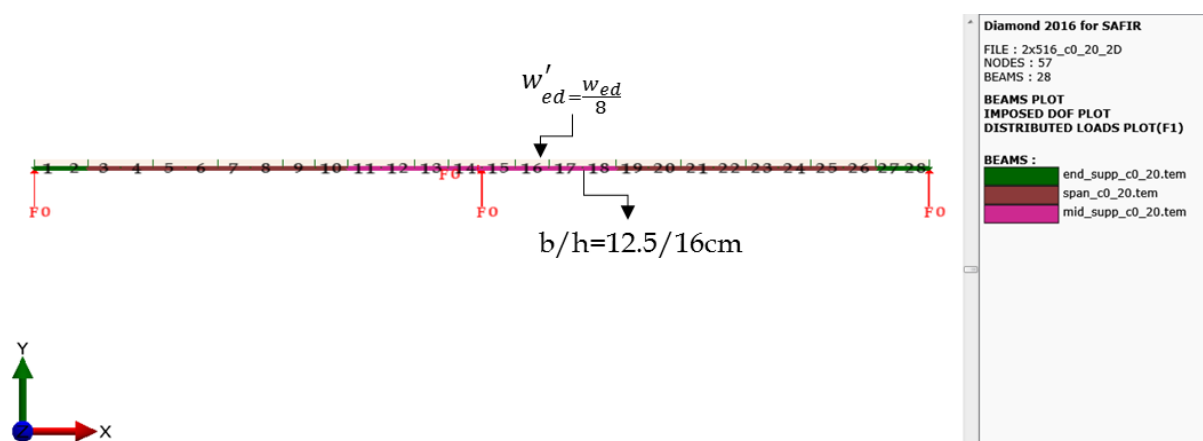
Слика 7.68. Површина и должина на усвоена арматура во долна и горна зона на континуирана плоча со две полиња

7.6.2 Плоча изложена на пожар во двете полиња и симетрично товарена

7.6.2.1 Статички модел

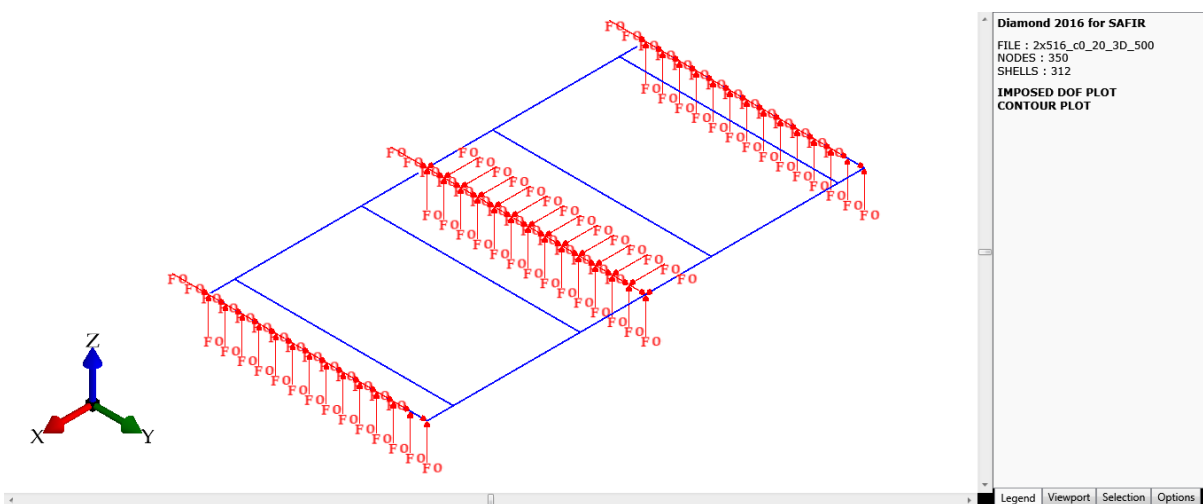
Континуираните плочи се анализирани со примена на приближната, упростена метода, дадена во EN 1992-1-2, но и нумерички, со програмот SAFIR2016. Спроведена е 2D анализа и 3D анализа за реална ширина на плочата, кога доаѓа до израз ефектот од мембранските сили.

За 2D-анализата, плочата е моделирана со 20 гредни конечни елементи и гранични услови како на Слика 7.69.

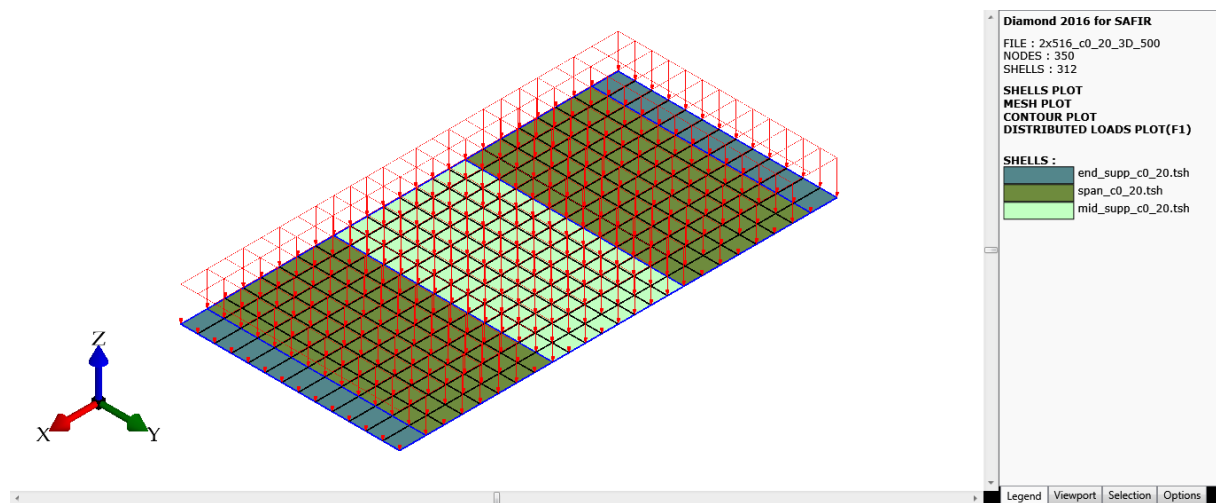


Слика 7.69. 2D-Модел и дискретизација на континуирана плоча со две полиња за статичка анализа со SAFIR2016

За 3D-анализата, за реална ширина од 5m, плочата е моделирана со 312 лушпести конечни елементи. Граничните услови се прикажани на Слика 7.70, додека дискретизацијата на плочата и товарите се прикажани на Слика 7.71.



Слика 7.70. 3D-Модел на континуирана плоча со две полиња за статичка анализа во SAFIR2016

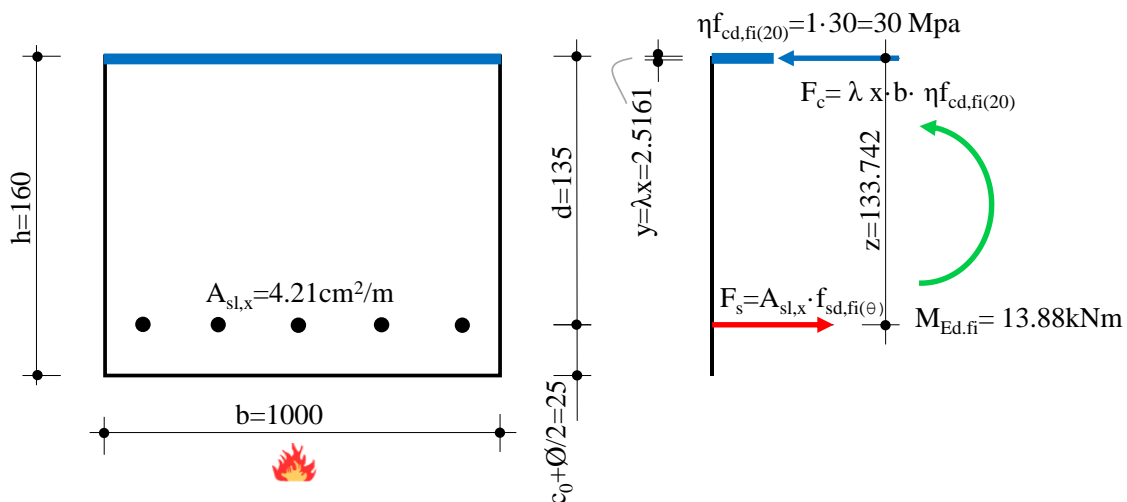


Слика 7.71. Дискретизација и товари на континуирана плоча со две полиња за статичка 3D анализа во SAFIR2016

7.6.2.2 Пожарна отпорност согласно приближна метода дадена во EN 1992-1-2

Во овој дел е прикажана постапката за пресметување на пожарната отпорност на континуирана плоча со две полиња. Пресметката е базирана на пластична анализа на плочи.

- **Верификација за време $t=120$ min**
- Се контролира отпорноста на пресекот во поле



Слика 7.72. Внатрешни сили во пресек во поле

Температура во арматурата: $\theta=614.78^\circ\text{C}$ (согласно Равенка 5.7-5.9)

Коефициент на редукција на границата на развлекување на арматурата: $k_s(\theta) = 0.3586$

Сила на затегање во арматурата:

$$F_S = A_{sl,x}^{span} k_s(\theta) f_{yd,fi(20)} = 4.21 \cdot 0.3586 \cdot 50 = 75.4853 \text{ kN}$$

Висина на притиснатиот блок на бетонот:

$$y = \lambda x = \frac{F_s}{b \cdot f_{cd,fi(20)}} = \frac{75.4853}{100 \cdot 3} = 0.25161 \text{ cm} = 2.5161 \text{ mm}$$

Крак на внатрешни сили:

$$z = d - \frac{y}{2} = 135 - \frac{2.5161}{2} = 133.742 \text{ mm}$$

Ултимативен момент во поле:

$$M_{Rd,поле} = F_s \cdot z = 75.4853 \cdot 13.374 = 1009.55 \text{ kNcm} = 10.09 \text{ kNm}$$

Момент од надворешни товари за пожарна комбинација: $M_{Ed,поле} = 13.88 \text{ kNm}$

$$M_{Rd,поле} = 10.86 \text{ kNm} < M_{Ed,поле} = 13.88 \text{ kNm}$$

Во оваа ситуација се формира пластичен зглоб во поле, и доаѓа до редистрибуција на дијаграмот на моменти:

$$\begin{aligned} M_{\text{редистр.}} &= \frac{w_{ed,fire} l^2}{2} - w_{ed,fire} l^2 \sqrt{\frac{2M_{Rd,поле}}{w_{ed,fire} l^2}} = \frac{7.5 \cdot 5^2}{2} - 7.5 \cdot 5^2 \sqrt{\frac{2 \cdot 10.09}{7.5 \cdot 5^2}} \\ &= 35.618 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Се контролира отпорноста на пресекот над потпора

Слојот на притиснат бетон со температура преку $\theta=500^\circ\text{C}$: $x_{(\theta>500)} = 3.60 \text{ cm}$ (се отчитува од дадени дијаграми во EN 1992-1-2, или се пресметува согласно Рав. 5.7-5.9)

Сила на затегање во арматурата:

$$F_s = A_{sl,x}^{supp} f_{yd} = 7.75 \cdot 50 = 387.5 \text{ kN}$$

Висина на притиснатиот блок на бетонот:

$$y = \lambda x = \frac{F_s}{b \cdot f_{cd,fi(20)}} = \frac{387.5}{100 \cdot 3} = 1.29166 \text{ cm} = 12.91667 \text{ mm}$$

Крак на внатрешни сили:

$$z = d - \frac{y}{2} = 99 - \frac{12.91667}{2} = 92.54166 \text{ mm}$$

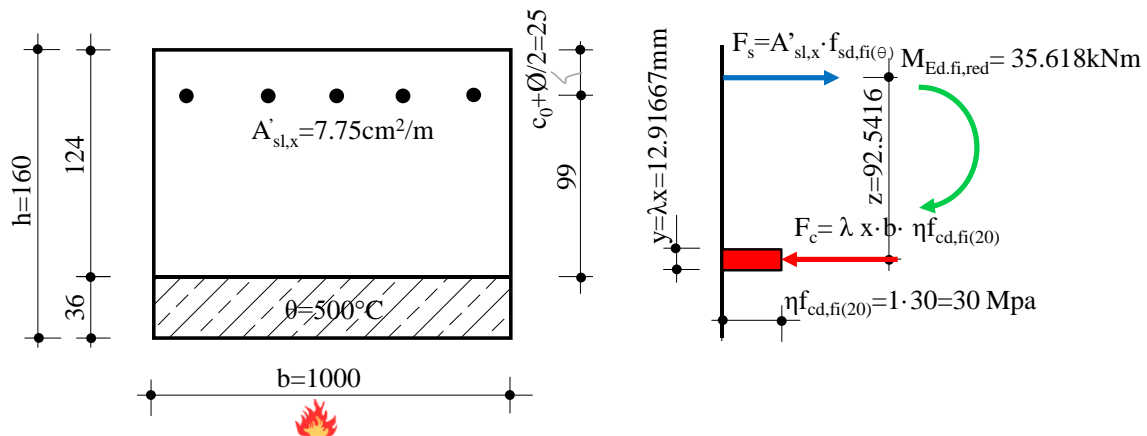
Ултимативен момент над потпора:

$$M_{Rd,потп} = F_s \cdot z = 387.5 \cdot 9.2541 = 3586 \text{ kNcm} = 35.86 \text{ kNm}$$

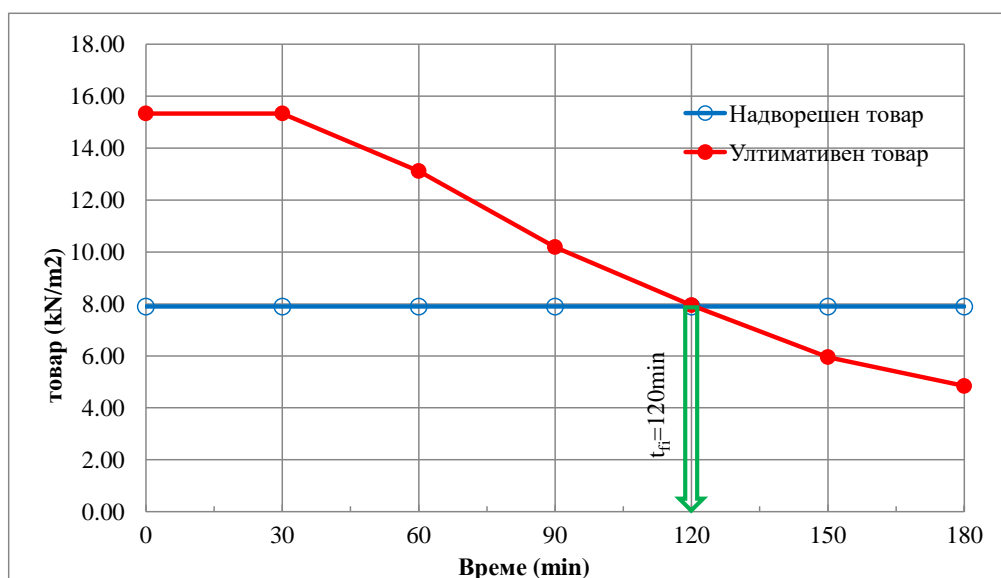
$$M_{Rd,потп} = 35.86 \text{ kNm} > M_{\text{редистр.}} = 35.618 \text{ kNm}$$

Носивоста на пресекот е приближно иста со редистрибуираниот нападен момент, па следи:

Пожарната отпорност на плочата е 120 min.



Слика 7.73. Внатрешни сили во пресек над потпора



Слика 7.74. Пожарната отпорност на континуирана плоча со две полиња, со заштитен бетонски слој 20 mm, согласно приближна метода дадена во Еврокод 2-1-2

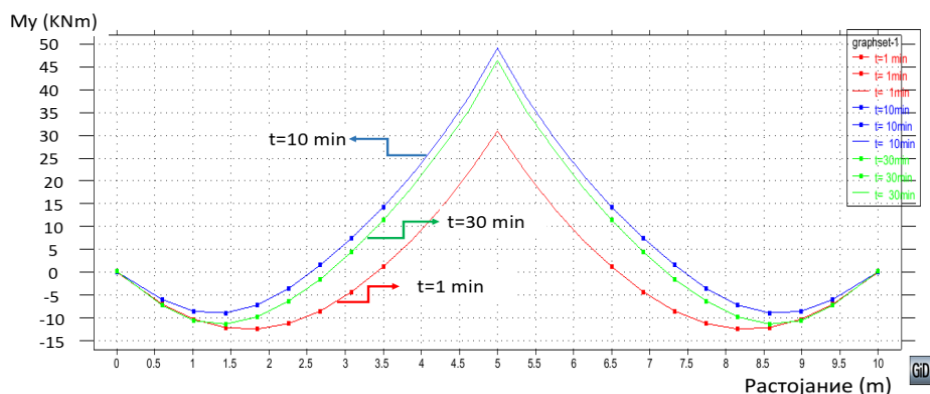
7.6.2.3 Пожарна отпорност согласно 3D анализа со SAFIR2016

Во овој дел се прикажани добиените резултати согласно пресметките спроведени со програмот SAFIR2016. На Слика 7.75 се прикажани дијаграми на моментите на свиткување за неколку карактеристични времиња, $t=1min$, $t=10min$ и $t=30min$. Кај статички неопределените носачи, нерамномерната температурна распределба по висина на напречните пресеци предизвикува термички напрегања по целата должина на носачот. Кога пожарот е од долната страна на носачот овие напрегања предизвикуваат затегање во горната ладна зона на плочата, додека во долната загреана зона се јавуваат напрегања на притисок. Кога овие напрегања ќе се суперпонираат со напрегањата предизвикани од гравитационите товари, настанува редистрибуција на моментите на свиткување, односно позитвните моменти во поле се намалуваат, а негативните моменти над внатрешните потпори се зголемуваат Слика 7.75 и Слика 7.76. Оваа појава има позитивен ефект, затоа што со намалување на позитивниот момент во поле се растеретува арматурата во долната зона, која е на пожарно изложената страна и во тек

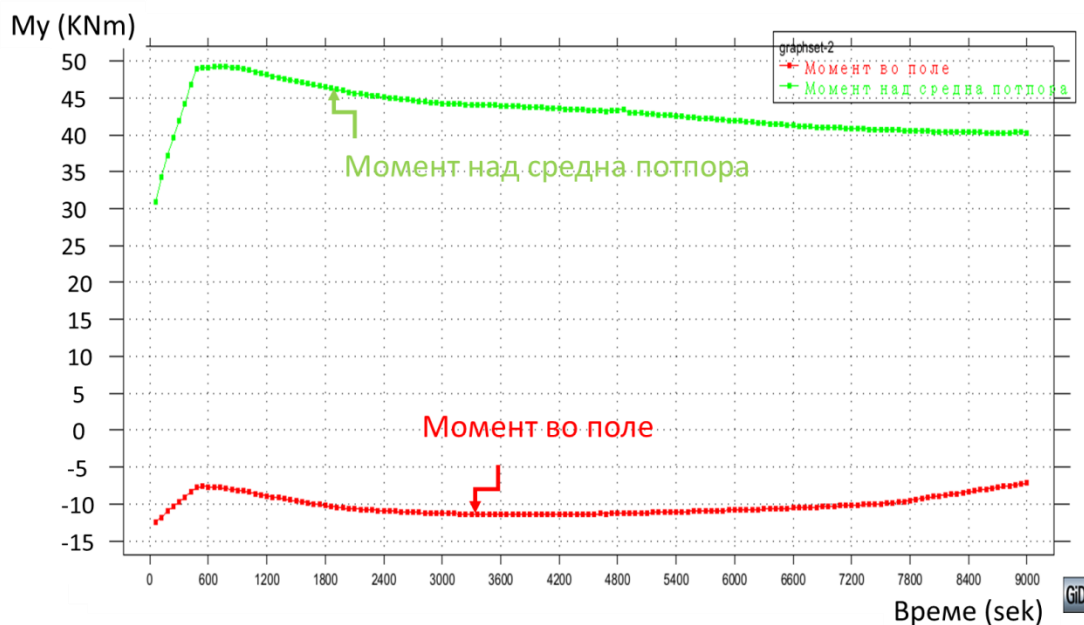
на време ја губи своја јакост на затегање, но негативно е што може да се јави пластичен зглоб над внатрешните потпори заради протекување на арматурата во горната зона, иако истата е во ладна состојба. Негативен ефект од предизвиканата редистрибуција на нападните моменти е и зголемувањето на притисокот во долната зона над внатрешните потпори каде бетонот е загреан и има редуцирана јакост на притисок, па може да дојде до дробење на бетонот.

Поместувањето на дијаграмот на нападните моменти кон горе се случува до моментот на пластификација на арматурата над потпората, а потоа почнува да се враќа надолу, но никогаш не ја достигнува почетната вредност, затоа што во тек на време арматурата во поле ја губи својата јакост на затегање, Слика 7.77. За ладната горна арматура се добива типичен “ σ - ϵ ” дијаграм за челик на амбиентална температура, додека за загреаната долна арматура се јавува привидно опаѓање на напрегањата кое е резултат на редуцијата на јакоста на затегнување на челикот. Доколку вредностите се изразат како % од моменталната носивост на челикот, ќе се забележи дека истите се близу до границата на течење на челикот (Слика 7.78).

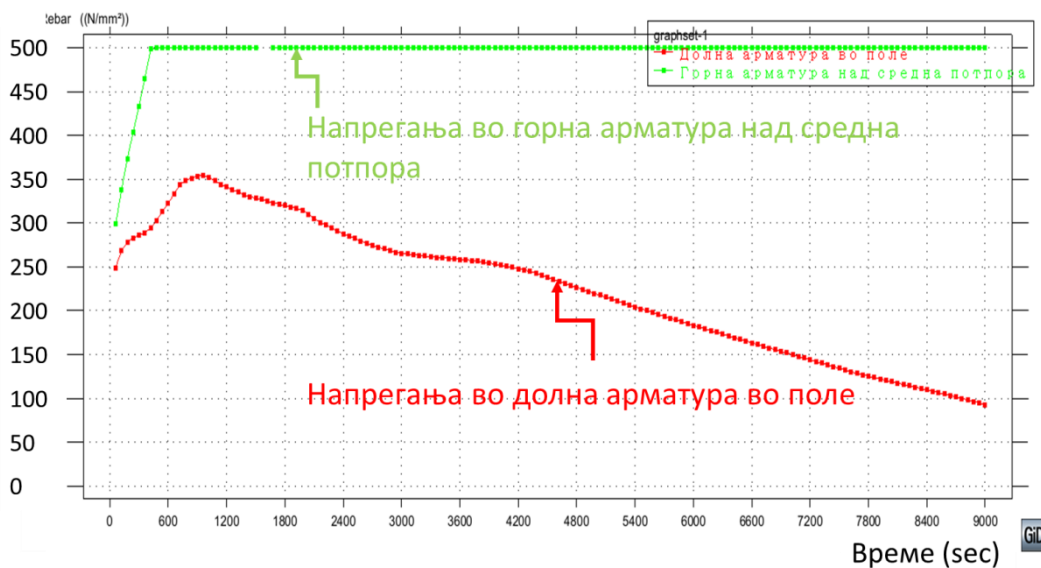
Од значење е да се потенцира дека во овие случаи важна улога има и должината на горната арматура над внатрешните потпори. Ако во првата минута, нултата точка на моментниот дијаграм е на растојание $x=3.5\text{m}$ од левата потпора на плочата, после десет минути таа се поместува на лево, и е на растојание $x=2.5\text{m}$ од левата потпора Слика 7.75 што значи дека се проширила затегнатата горна зона на плочата. Бетонот има мала носивост на затегање и за прием на силите на затегање треба да се постави дополнителна арматура во горната зона на плочата, односно да се зголеми должината на арматурата над внатрешните потпори. Во спроведените анализи должината на главната арматура над средната потпора е усвоена согласно препораките дадени во EN 1992-1-2, додека конструктивната арматура во горната зона во поле е усвоена 25% од потребната арматура над средната потпора. Од спроведените анализи може да се заклучи дека предложената шема на армирање, односно армирање на плочата во горна зона во поле со 25% од потребната арматура над средната потпора, покажува добро однесување и се препорачува за примена во пракса.



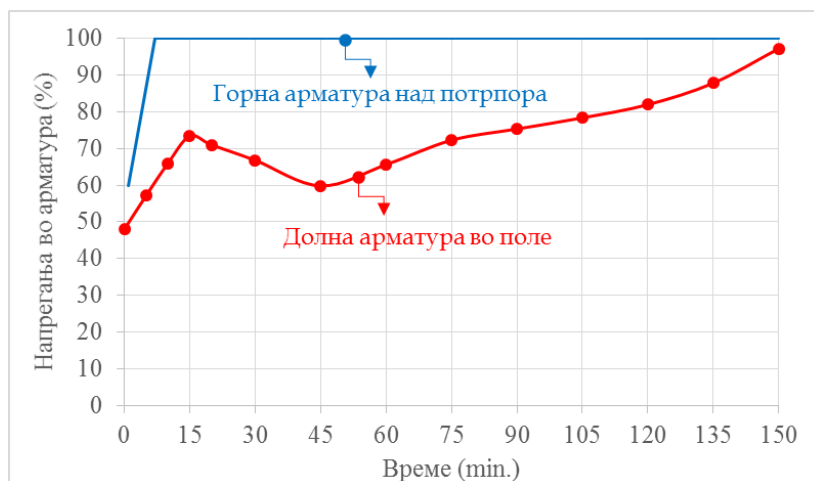
Слика 7.75. Дијаграми на нападни моменти кај континуирана грда со две полиња, во момент: 1 min, 10 min и 30 min, согласно 3D Анализа



Слика 7.76. Промена на нападните моменти во поле и над средната потпора, кај континуирана греда со две полиња, во тек на време



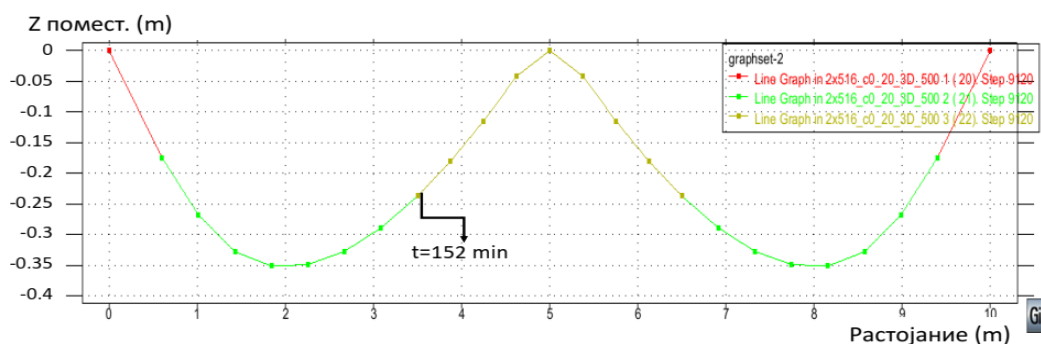
Слика 7.77. Напрегања во арматурата во напречен пресек во поле и над средната потпора, кај континуирана греда со две полиња, во тек на време, изразени во апсолутна вредност



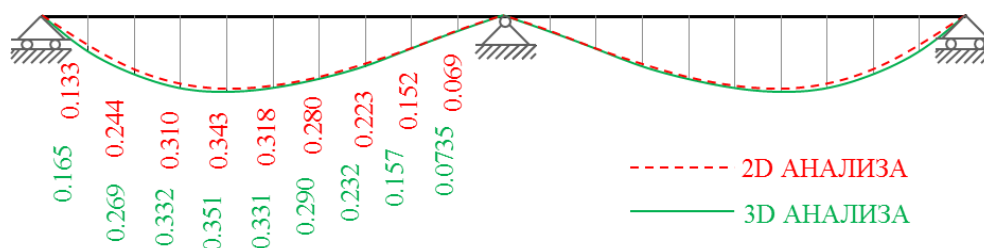
Слика 7.78. Напрегања во арматурата во напречен пресек во поле и над средната потпора, кај континуирана греда со две полиња, во тек на време, изразени во % од моменталната вредност на границата на развлекување на челикот

На Слика 7.79 се прикажани вертикалните поместувања на плочата во време на лом, добиени со 3D анализата, додека на Слика 7.80 се споредени вертикалните поместувања добиени со 2D и 3D анализите. Од резултатите се гледа дека двете анализи даваат приближно исти поместувања, но со 3D анализите, заради вклучувањето на мембранските сили, се добиваат пореални резултати.

Што се однесува до пожарната отпорност на плочите, и со двете анализи плочата ја губи носивоста во ист момент. Од таа причина, а со цел да се скрати времето на пресметување, анализите на пожарната отпорност на овој тип плочи може да се спроведуваат на 2D модели.



Слика 7.79. Вертикални поместувања на континуирана плоча со две полиња во момент на лом, согласно 3D Анализа

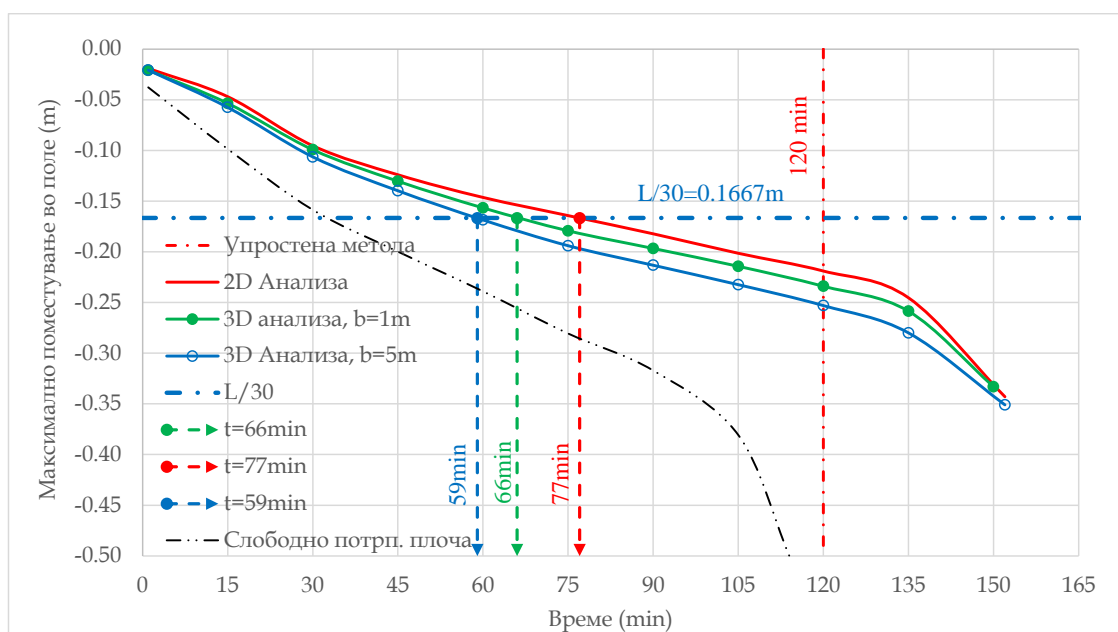


Слика 7.80. Споредба на вертикални поместувања на континуирана плоча со две полиња, во момент на лом, добиени со 2D и 3D Анализа

На Слика 7.81 се прикажани поместувањата на континуирана плоча со две полиња, опожарена од долната страна, во тек на време. Според анализите согласно SAFIR2016 е добиена пожарна отпорност од *152 минути*, додека според пресметките со упростената метода, презентирани во 7.6.2.2, е добиена пожарна отпорност од *130 минути*. Од овде заклучуваме дека упростената метода дадена во EN 1992-1-2 дава задоволителни резултати и е на страна на сигурноста. За да се примени оваа метода кај статички неопределените плочи, треба должината на горната негативна арматура над потпорите да се усвои согласно препораките дадени во EN 1992-1-2. Со тоа се избегнува формирање на пластични зглобови на местата каде нападниот момент го менува знакот.

Од Слика 7.81 се гледа дека од аспект на дозволени вертикални поместувања $L/30$, со 3D анализата за реална ширина на плочата, се добива помала пожарна отпорност отколку со 2D анализата. Причината лежи во активирањето на мембранските сили на затегнување во поле кои доведуваат до поголеми деформации, а кои со 2D анализата не се земаат во предвид. Дефинирањето на пожарната отпорност согласно критериумот за дозволени поместувања треба да се спроведе со 3D анализа за реална ширина на плочата. Приближната, односно упростената метода за дефинирање на пожарна отпорност согласно критериумот за носивост на плочата, не дава можност за дефинирање на вертикалните поместувања на плочата.

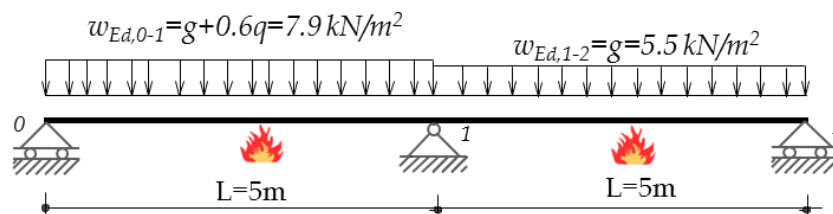
На Слика 7.81 е прикажана и пожарната отпорност на слободно потпрена плоча со ист распон и исти почетни напрегања во поле како и кај анализираната континуирана греда. Истата е добиена со 3D анализа. Евидентно е дека, поради редистрибуцијата на моментите на свиткување континуираната плоча со две полиња има поголема пожарна отпорност и помали вертикални поместувања од слободно потпрената плоча. И кај двете плочи, не се спречени аксијалните дилатирања.



Слика 7.81. Максимални вертикални поместувања во поле на континуирана плоча со две полиња, согласно 2D и 3D анализа, пожарна отпорност согласно критериумот за дозволени деформации $L/30$ и согласно упростената метода

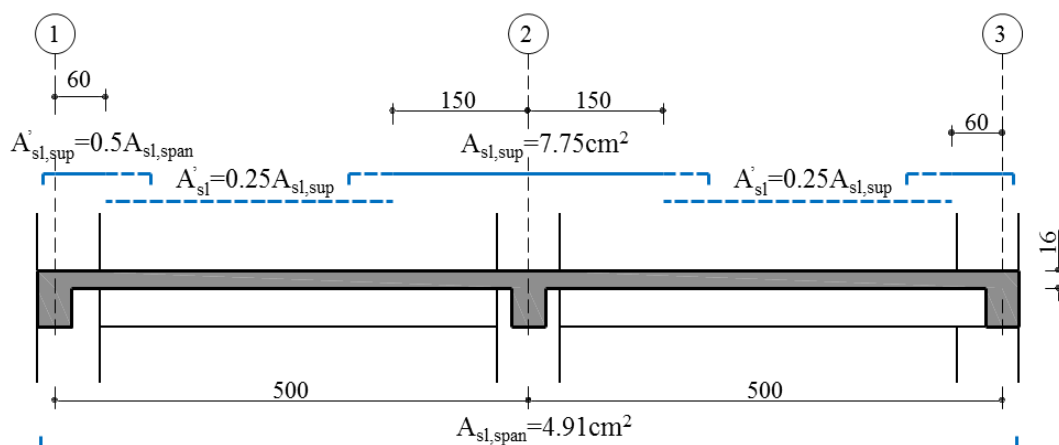
7.6.3 Несиметрично оптоварени плочи

Во тек на експлоатација, меѓукатните конструкции може да бидат изложени на различни товарни комбинации, меѓу кои и на несиметрични товари. Несиметричното товарење на плочите влијае врз нивното однесување во услови на пожар. За дефинирање на ефектите, во овој дел е анализирана континуирана плоча со две полиња изложена на пожар од долната страна (како понеповолно пожарно сценарио), кога во едното поле делуваат постојани и променливи товари, додека во другото поле делуваат само постојани товари (Слика 7.82).



Слика 7.82. Статичка шема на несиметрично товарена континуирана плоча со две полиња

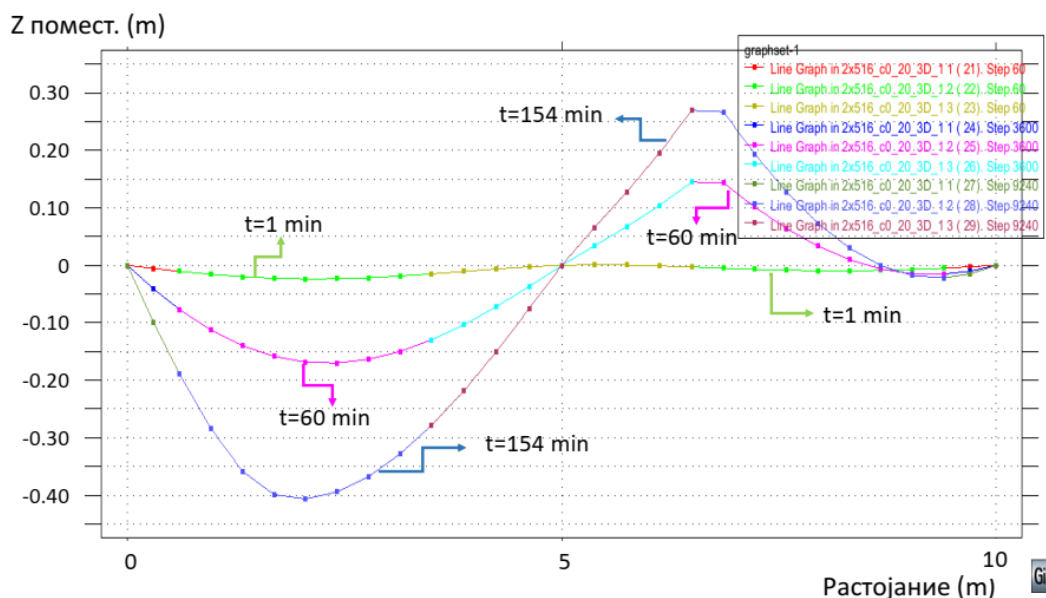
Плочата е димензионирана за симетрична ситуација на товари, а површината на усвоената арматура е еднаква со потребната (Слика 7.83).



Слика 7.83. Површина и должина на усвоената арматура

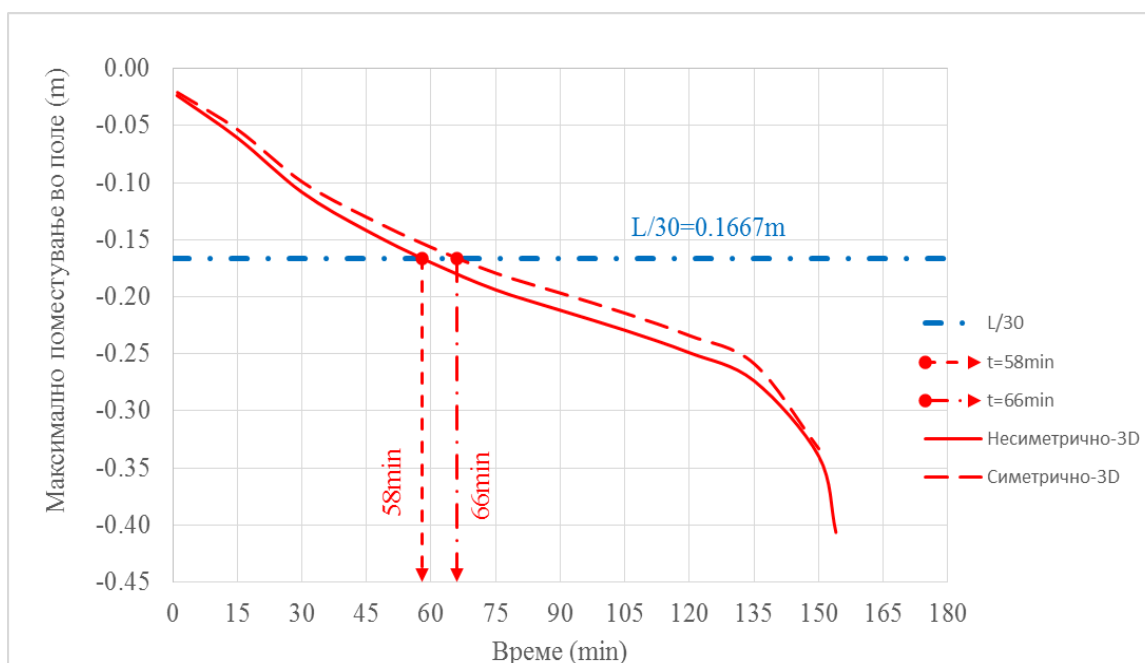
На Слика 7.84 се прикажани дијаграмите на вертикалните поместувања на плочата.

Заради несиметричното оптоварување на плочата, предизвиканите вертикални поместувања се несиметрични. Поголемото оптоварување во првото поле доведува до поголеми верикални поместувања на тој дел од плочата, што предизвикува подигање на плочата нагоре во второто, помалку оптоварено поле. Како растат позитивните поместувања во првото поле, соодветно се зголемуваат и негативните поместувања во второто поле.



Слика 7.84. Вертикални поместувања на несиметрично товарена плоча, согласно 3D анализи за ширина на лента 1m, за време $t=1\text{min}$, $t=60\text{min}$ и време на лом $t=154\text{min}$

На Слика 7.85 споредени се поместувањата на плоча со симетрично оптоварување, анализирана во Глава 7.6.2 и на плоча со несиметричен товар. И кај двете плочи лом се случува речиси во исто време, со две минути разлика, што води до заклучок дека од аспект на носивост, плочите имаат иста пожарна отпорност. Од аспект на деформации, несиметрично товарените плочи имаат нешто поголеми поместувања, но разликата е мала и може да се занемари. Главната разлика помеѓу овие два случаја е обликот на кривата на поместување. Кај несиметрично товарената плоча, полето со помал товар оди нагоре во тек на целото време на дејство на пожар. Кога плочата е симетрично товарена поместувањата симетрични, односно еднакви во двете полиња.



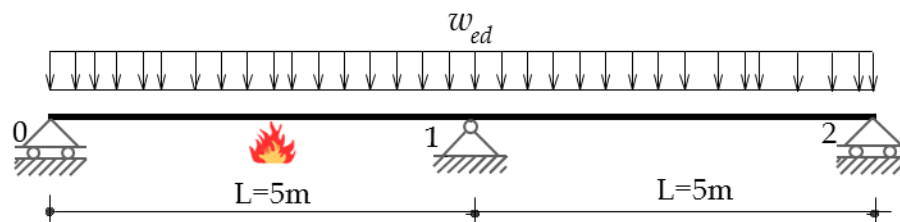
Слика 7.85. Споредба на поместувањата во првото поле за симетрично и несиметрично товарени плочи, согласно 3D Анализи за ширина на лента 1m

7.6.4 Плоча изложена на пожар само во едно поле

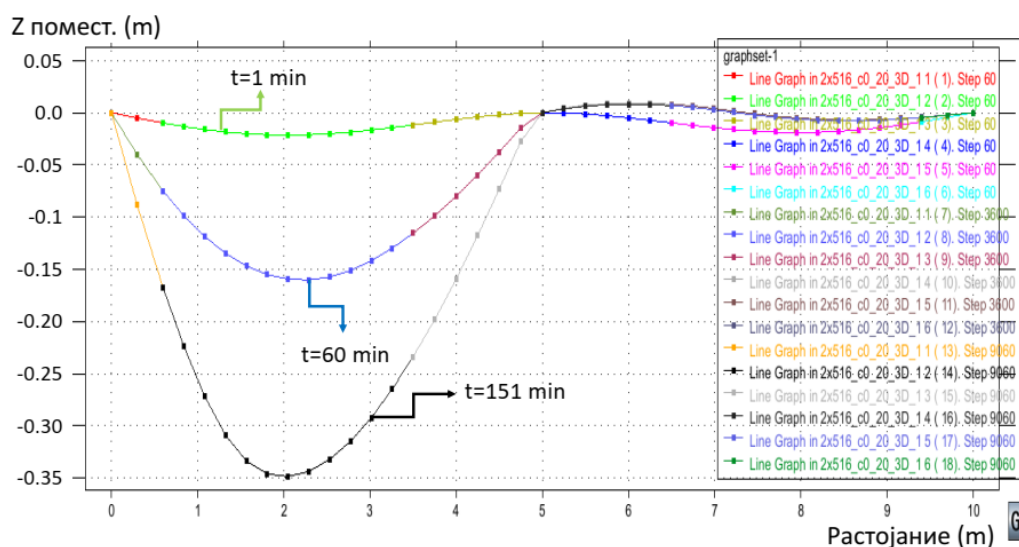
Во овој дел е анализирана плоча со две полиња, изложена на пожар само во едното поле, Слика 7.86. Плочата е армирана согласно

Слика 7.68. Товарите, материјалните карактеристики и дебелината на заштитниот бетонски слој се дадени во Глава 7.6.1.

На Слика 7.87 се прикажани дијаграмите на вертикалните поместувања на плочата. Се гледа дека само опожареното поле претрпува големи вертикални поместувања, додека вертикалните поместувања во неопожареното поле се дури и помали од почетните (од 1.7 cm се намалуваат на 0.7 cm). Причина за оваа појава е значително поголемата крутост на “ладната“ плоча, во споредба со крутоста на опожарената плоча во која температурите се високи и довеле до редукција на јакостните и крутостни карактеристики на бетонот и челикот. Поради големите вертикални поместувања, плочата од првото поле ја повлекува плочата од второто поле и таа се поместува нагоре.



Слика 7.86. Статичка шема на континуирана плоча со две полиња, при пожар само во едно поле



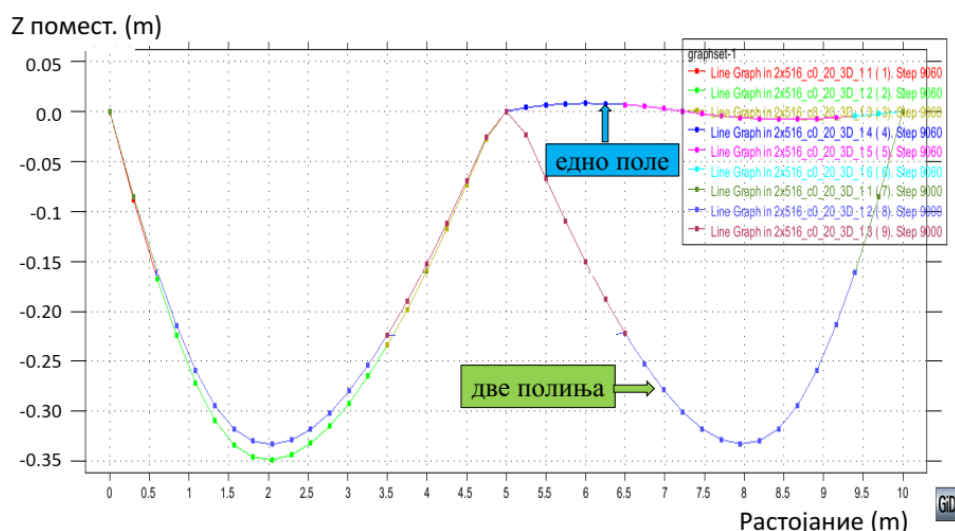
Слика 7.87. Вертикални поместувања на плоча опожарена само во едно поле, за време $t=1$ min, $t=60$ min и во момент на лом $t=151$ min, согласно 3D анализа

На Слика 7.78 се споредени вертикалните поместувања во момент на лом, за плоча изложена на пожар само во едно поле и плоча изложена на пожар во двете полиња. Од прикажаните дијаграми се гледа дека поместувањата во опожареното поле се

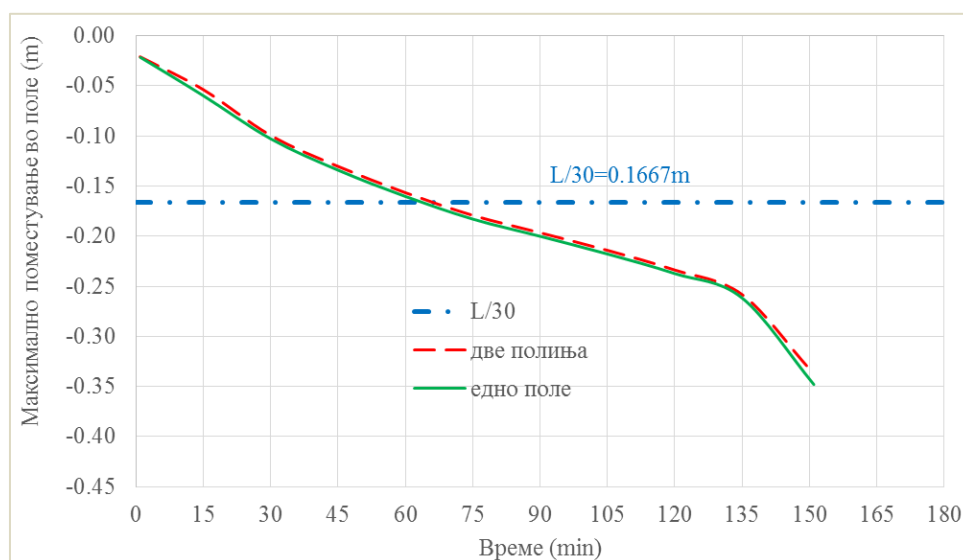
приближно исти и за двете пожарни сценарија и плочите претрпуваат лом во исто време, односно имаат иста пожарна отпорност согласно критериумот за носивост.

На Слика 7.89 се споредени вертикалните поместувања во опожареното поле, во тек на време, за плоча изложена на пожар само во едно поле, и плоча изложена на пожар во двете полиња. Прикажаните дијаграми го потврдуваат заклучокот донесен врз база на дијаграмите дадени на Слика 7.88, дека поместувањата во опожареното поле се еднакви и плочите претрпуваат лом во исто време.

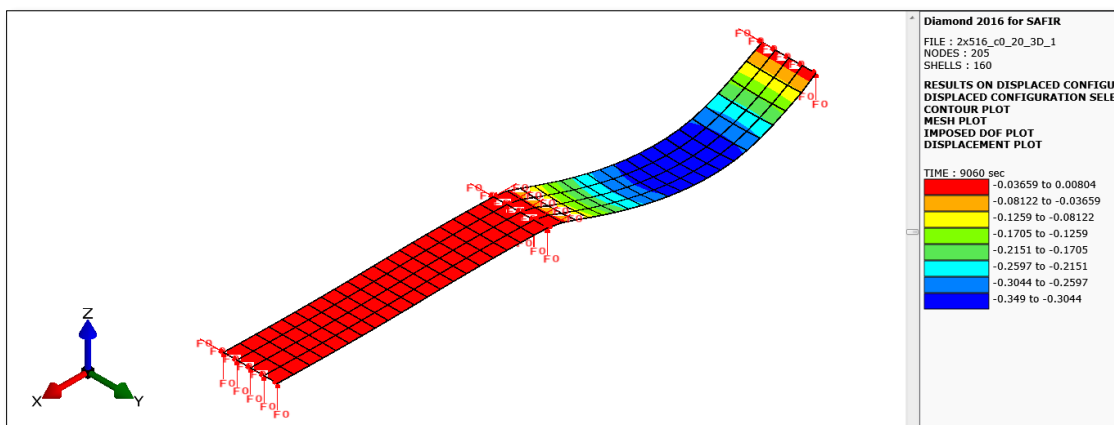
На Слика 7.90 е прикажана деформацијата на плочата во момент на лом, кога пожарот дејствува само во едното поле. Истата е добиена со 3D анализа за лента со ширина 1m.



Слика 7.88. Споредба на вертикалните поместувања на плоча со две полиња во време на лом, за две различни пожарни сценарија: пожар во едно и пожар во две полиња



Слика 7.89. Споредба на вертикалните поместувања на опожареното поле, при дејство на пожар само во едното и во двете полиња на плочата



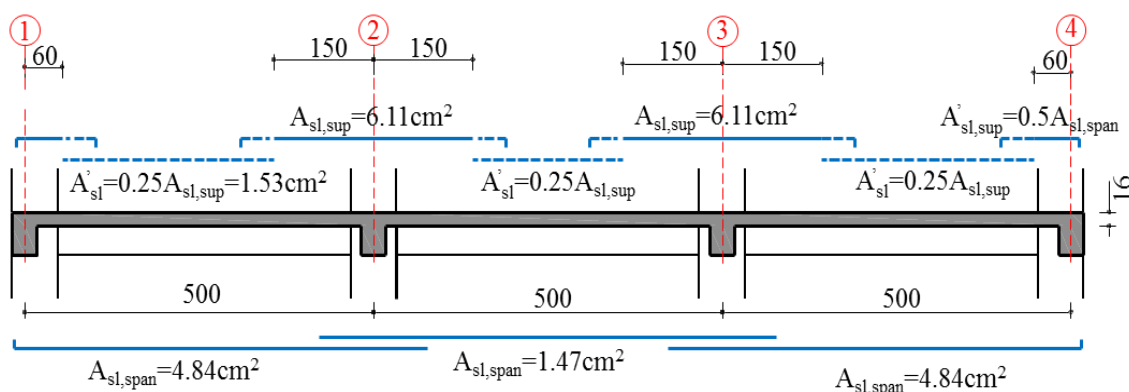
Слика 7.90. Деформација на плоча опожарена само во едно поле, во момент на лом

7.7 КONTИНУИРАНИ ПЛОЧИ СО ТРИ ПОЛИЊА

7.7.1 Вовед

Во овој дел се анализирани континуирани плочи со три полиња, изложени на пожар од долната страна, како понеповолно пожарно дејство. Анализирани се неколку пожарни сценарија, и тоа: пожар во сите три полиња; пожар само во средното поле; и пожар во средно и крајно поле. Покрај тоа, анализирано е и влијанието на односот на распоните врз пожарната отпорност на овој тип плочи. Товарите и карактеристиките на материјалите се исти како во делот 7.2.1. Дебелината на долниот и горниот заштитен бетонски слој е 20 mm.

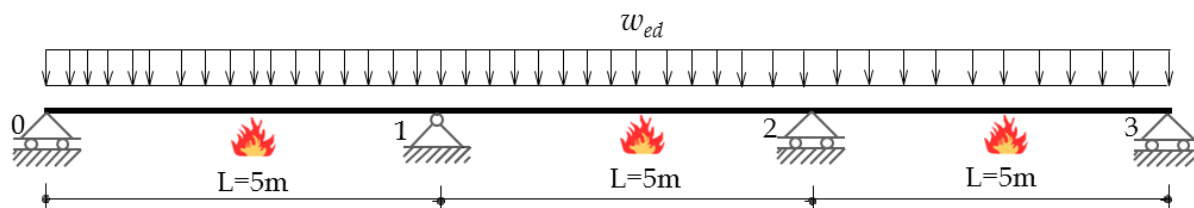
За шемата на армирање и површината на усвоената арматура (Слика 7.91) важат истите поставки како во Глава 7.6.1.



Слика 7.91. Површина и должина на усвоена арматура кај греда на три полиња

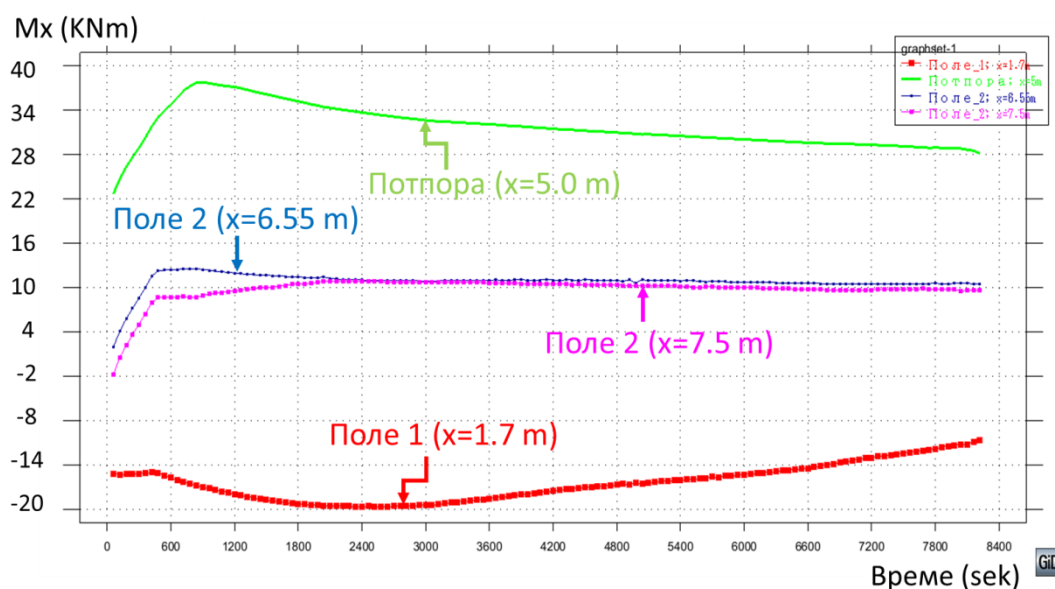
7.7.2 Плочи изложени на пожар во сите полиња

Во вој дел анализирани се плочи кога се изложени на пожар во сите три полиња. На Слика 7.92 е прикажана статичката шема и товарите на плочата.



Слика 7.92. Статичка шема на континуирана плоча со три полиња

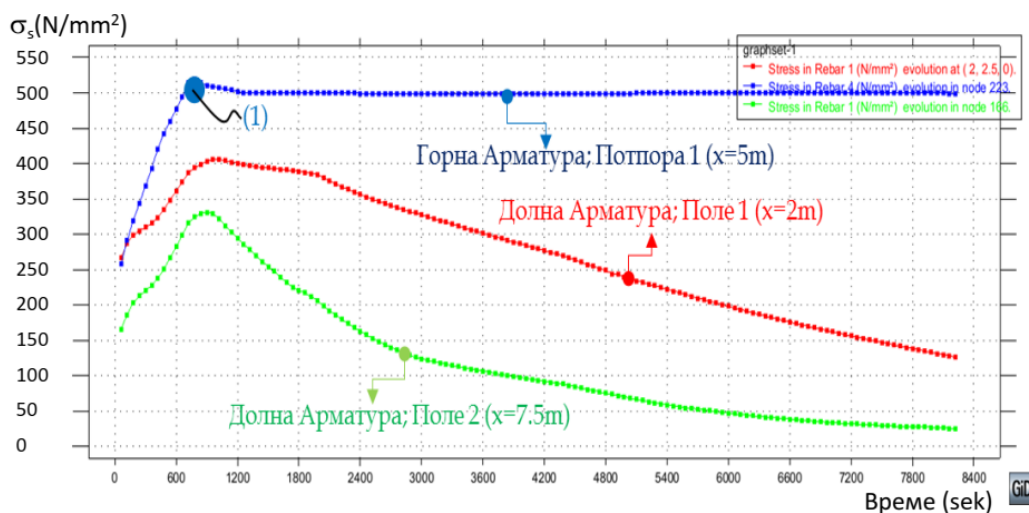
На Слика 7.93 се прикажани моментите на свиткување во тек на време за карактеристични пресеци: во првото поле за пресек во кој се јавува екстрем ($x=1.7m$), над потпората ($x=5m$), на место каде горната арматура над потпора се прекинува ($x=6.55m$) и во средината на средното поле ($x=7.5m$). Позитивниот знак подразбира дека е затегната горната зона, а негативниот знак обратно.



Слика 7.93. Моменти на свиткување во тек на време, во карактеристични напречни пресеци кај плоча со три полиња

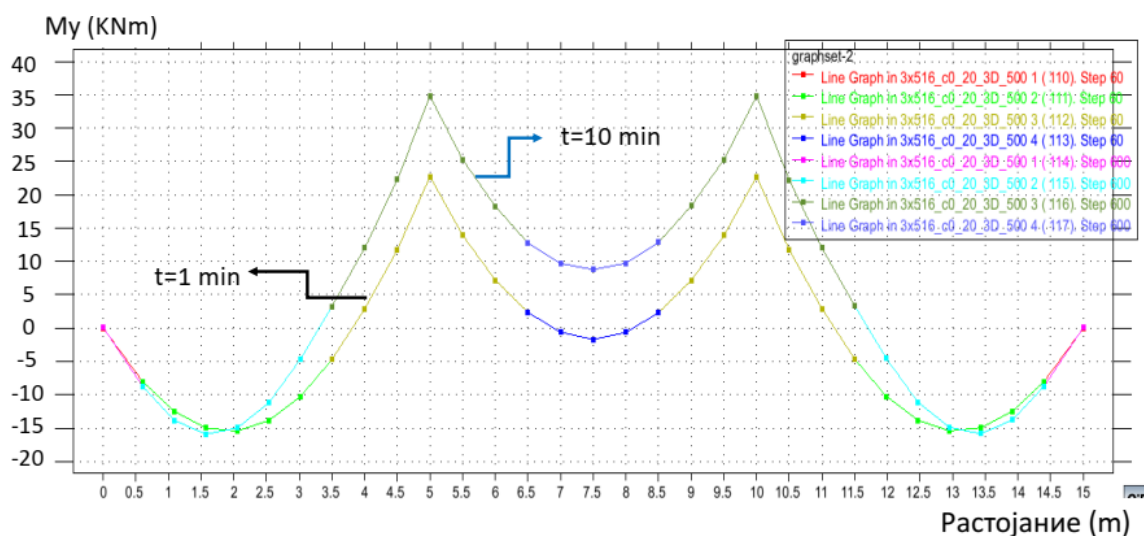
Од дијаграмите се гледа дека во почетокот на пожарот моментите над потпората брзо растат, се до достигнување на максималната вредност, која одговара на вредноста кога се појавува пластификација на затегнатата ладна арматура во горната зона и се формираат пластични зглобови над двете внатрешни потпори (Точка 1 на Слика 7.94). Причина за редистрибуција на нападните моменти е температурната разлика која предизвикува напрегања на притисок во долната опожарена зона и напрегања на затегнување во горната ладна зона кои, суперпонирани со напрегањата предизвикани од гравитационите товари, го подигаат дијаграмот нагоре. Редистрибуцијата на нападните моменти е најизразена во првите десетина моменти кога температурната разлика е најголема (Слика 7.95). Кога температурата ќе навлезе подлабоко во пресекот, моментите се враќаат назад, но никогаш не ја враќаат почетната вредност.

На Слика 7.94 се дадени напрегањата во арматурните прачки во тек на време.



Слика 7.94. Напрегања во арматурата во тек на време кај континуирана плоча опожарена од долна страна во сите три полиња

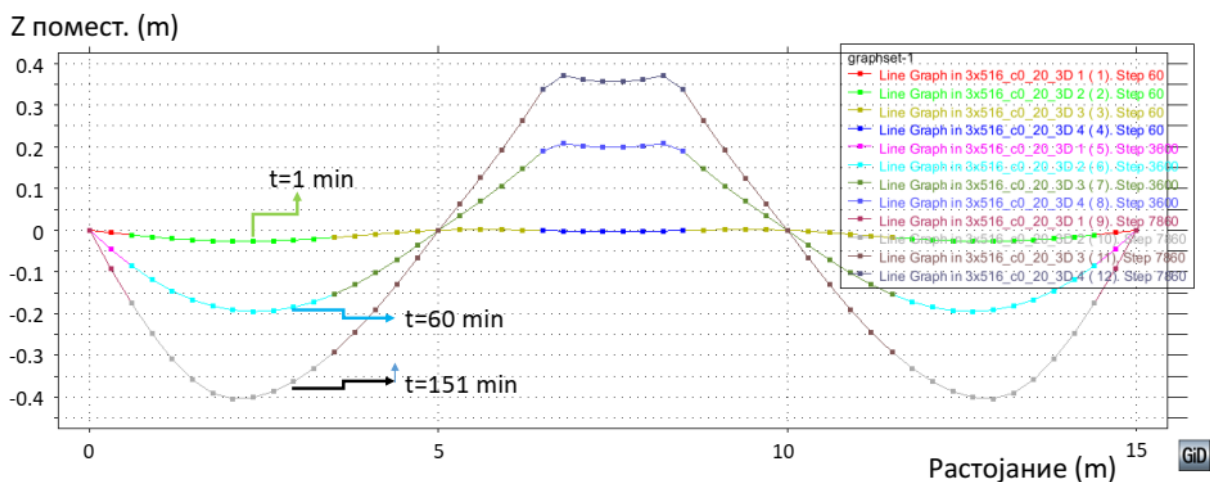
Кога редистрибуцијата е најизразена ($t=13$ min) се јавуваат и првите пластични зглобови над внатрешните потпори (точка 1 на Слика 7.94). Протекува негативната арматура, иако е во ладна состојба. Потоа пластични зглобови привремено се формираат и во пресеците каде е прекината горната арматура, но кога дијаграмот се враќа надолу истите се затвараат. Затоа од клучна важност е арматурата во горната зона да има доволна должина, односно да се следат препораките дадени во EN1992-1-2. Лом на плочата се случува кога поради враќање на дијаграмот надолу (Слика 7.95) се јавуваат пластични зглобови во првото поле, затоа што затегнатата арматура е изложена на пожар и во тек на време претрпува редукција на границата на развлекување. Поради иницираната редукција, напрегањата на Слика 7.94, кои се однесуваат на долната арматура во поле 1, привидно се намалуваат, но изразени во % од носивоста, тие всушност растат.



Слика 7.95. Дијаграми на моменти на свиткување кај континуирана плоча опожарена од долна страна во сите три полиња, во момент $t=1$ min и $t=10$ min

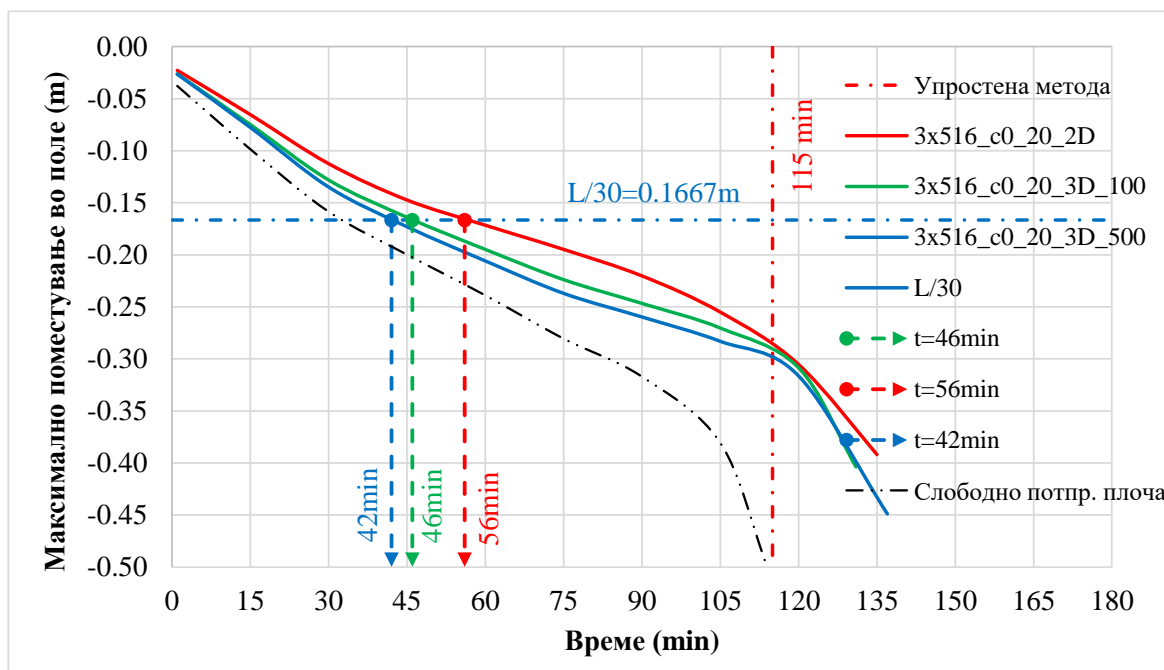
На Слика 7.96 се прикажани вертикалните поместувања на плочата кога пожарот е во сите три полиња. Поради малата почетна искористеност на пресекот во средното поле пред дејството на пожарот и како резултат на редистрибуцијата на нападните моменти при дејство на пожар, позитивниот момент во средното поле се намалува, па дури може и да го смени знакот (Слика 7.95), што пак предизвикува ротација на пресекот над внатрешните потпори и поместувања на средното поле нагоре. Тоа е причина за поголеми поместувања во првото поле и помала пожарна отпорност во однос на плоча со две полиња.

Според анализите спроведени со SAFIR2016 е добиена пожарна отпорност од 135 минути, додека според упростената, приближна метода е добиена пожарна отпорност од 130 минути. Произлегува дека приближната метода дадена во EN1992-1-2 дава задоволителни резултати и за континуирани плочи со три полиња, и секогаш е на страна на сигурноста. За да се примени приближната метода кај статички неопределени плочи, треба должината на горната арматура над потпорите да се усвои согласно препораки дадени во EN 1992-1-2, со што би се избегнале пластични зглобови во третинските точки од распонот, а би се формирале над внатрешните потпори. Во момент на лом пластичен зглоб се формираат и во поле, на местото на максималниот позитивен момент.



Слика 7.96. Вертикални поместувања на континуирана плоча опожарена од долната страна во сите три полиња, во момент $t=1\text{min}$, $t=60\text{min}$ и при лом $t=131\text{min}$

На Слика 7.97 се споредени поместувањата кај опожарена континуирана плоча со три полиња и слободно потпрена плоча со ист распон и исти товари. Континуираната плоча со три полиња покажува подобро однесување и има поголема пожарна отпорност, и од аспект на носивост и од аспект на дозволени поместувања $l/30$. Од аспект на носивост е добиена поголема пожарна отпорност за 16 минути, односно 10 минути од аспект на дозволени деформации. Ова се должи на редистрибуцијата на нападните моменти, што кај статички определени носачи не се јавува.

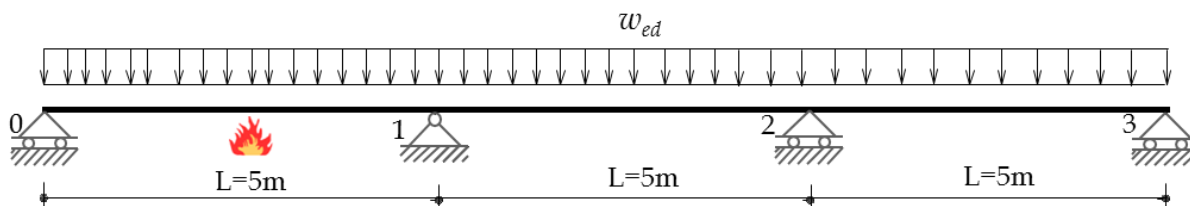


Слика 7.97. Максимални вертикални поместувања на опожарена плоча со три полиња, согласно 2D и 3D анализи, и пожарна отпорност согласно упростената метода и критериумот за дозволени деформации $L/30$

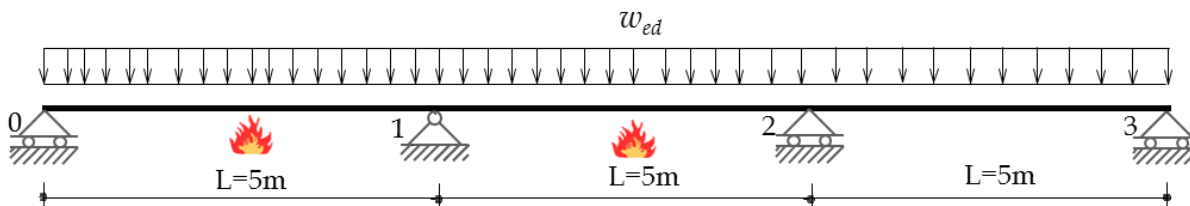
7.7.3 Анализа на пожарни сценарија кај континуирани плочи со три полиња

Во овој дел се анализирани различни пожарни сценарија кај континуирани плочи со три полиња Слика 7.98.

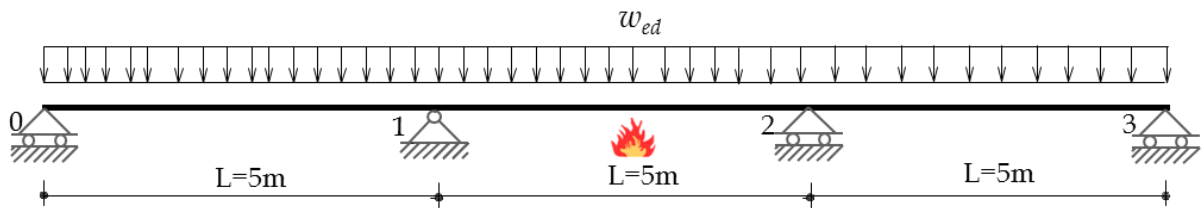
a) Пожарно сценарио I



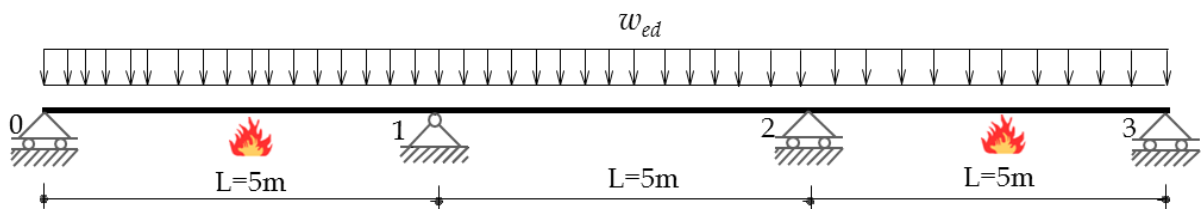
b) Пожарно сценарио II



с) Пожарно сценарио III

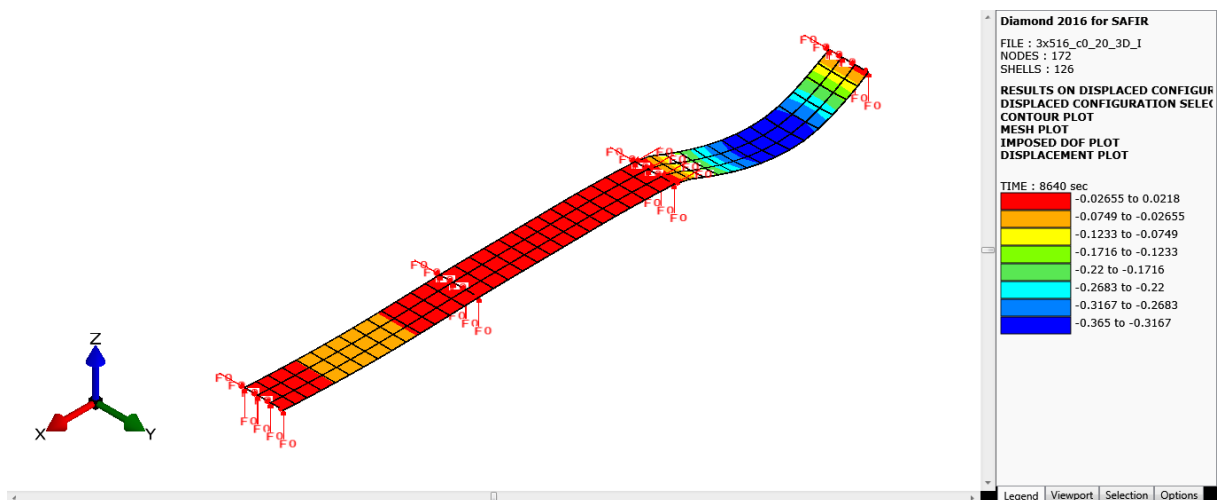


д) Пожарно сценарио IV

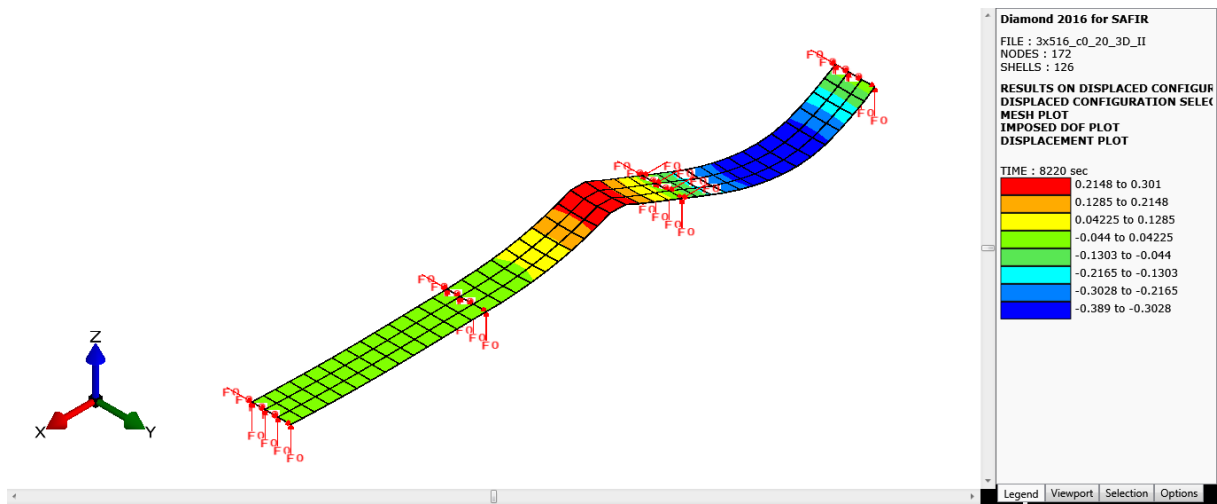


Слика 7.98. Пожарни сценарија кај плоча со три полиња, опожарена од долна страна

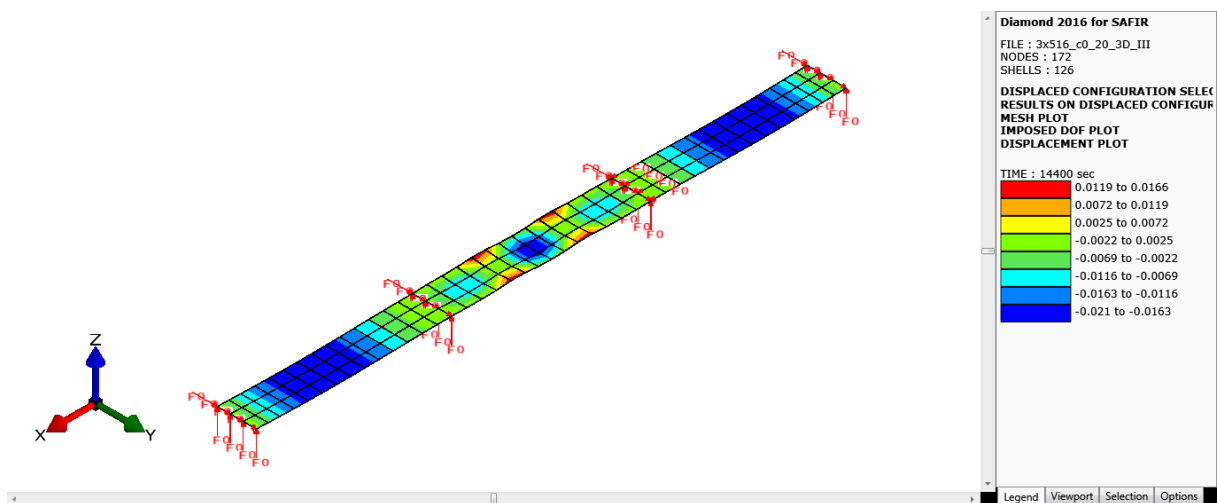
На Слика 7.99, Слика 7.100 и Слика 7.102 се прикажани вертикалните поместувања, односно деформациите во момент на лом кај пожарните сценарија 1, 2 и 4, додека на Слика 7.101 се дадени поместувањата за пожарно сценарио 3 само после четири часа дејство на пожар, затоа што при ова пожарно сценарио плочата има пожарна отпорност многу поголема отколку за другите сценарија.



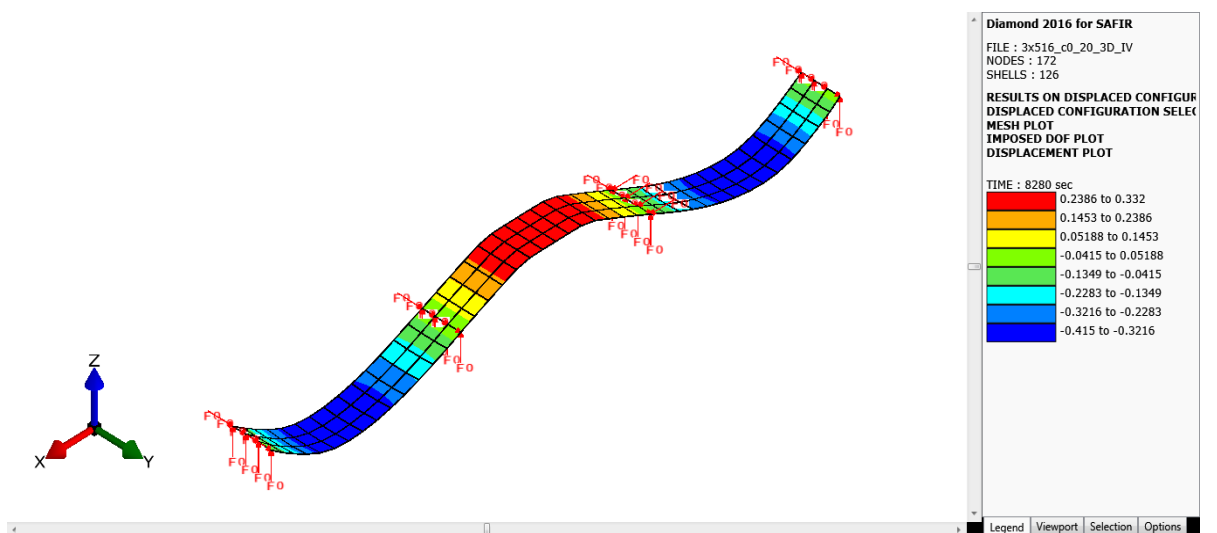
Слика 7.99. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио I, во момент на лом



Слика 7.100. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио II, во момент на лом



Слика 7.101. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио III, после 4 часа пожарно дејство



Слика 7.102. Вертикални поместувања на плоча со 3 полиња, за пожарно сценарио IV, во момент на лом

Од спроведените анализи заклучуваме дека најповолно пожарно сценарио е кога плочата е изложена на пожар само во средното поле, Табела 7.10. Во овој случај крајните полиња се ладни и до одреден степен ги спречаваат аксијалните дилатации на плочата во опожареното поле, со што се предизвикува позитивен ефект и се постигнува значително поголема пожарната отпорност на плочата отколку при другите пожарни сценарија (повеќе од четири часа). Во другите пожарни сценарија плочите можат слободно да дилатираат, па покажуваат приближно иста пожарна отпорност.

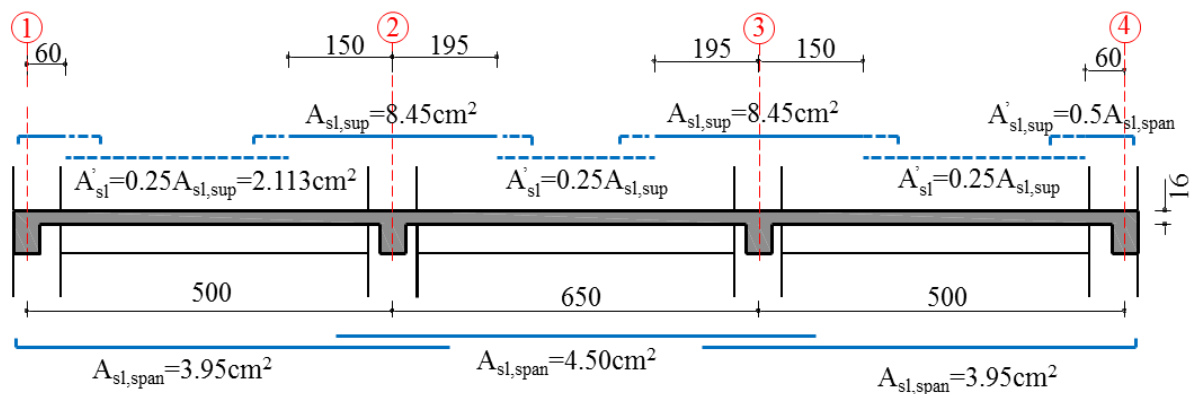
Кога плочата е опожарена во сите три полиња, пожарната отпорност е дури и незначително пониска. Во овој случај сите три полиња се загреани, па не се јавува спречено аксијално дилатирање и не се предизвикува ефектот на “преднапрегање“ на плочата. И предизвиканите деформации се поголеми отколку при пожар само во крајните полиња затоа што кога во средното поле нема пожар, плочата е ладна и крута и влијае на намалување на поместувањата во крајните полиња.

Табела 7.10. Пожарна отпорност на плочи со три полиња, опожарени од долната страна, при различни пожарни сценарија

Пожарно сценарио	Пожарна отпорност (минути)
I	144
II	137
III	>240
IV	139
Сите полиња	131

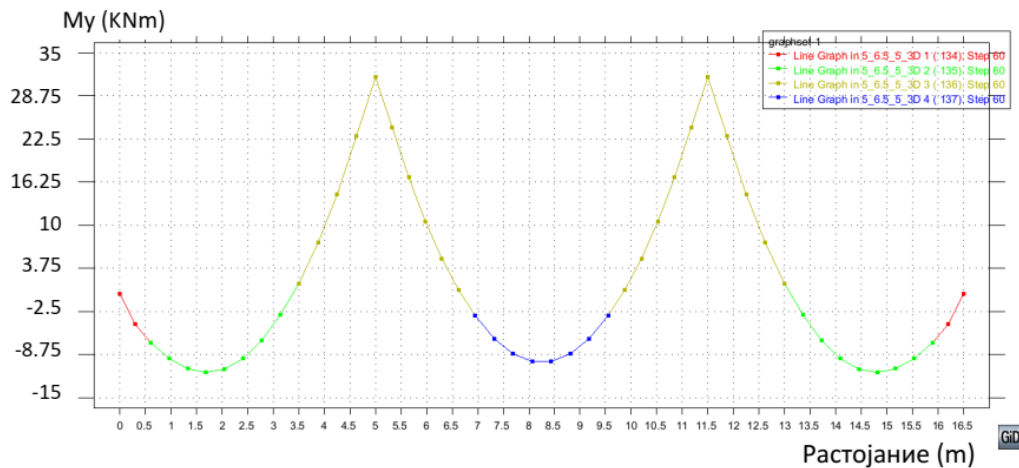
7.7.4 Плоча со однос на распони на полиња 1:1.5:1

Во овој дел е анализирано влијанието на односот на распоните кај континуирани плочи со три полиња, опожарени од долната страна. Усвоени се распони со однос 1:1.5:1. Усвоената арматура е еднаква со потребната, Слика 7.103.



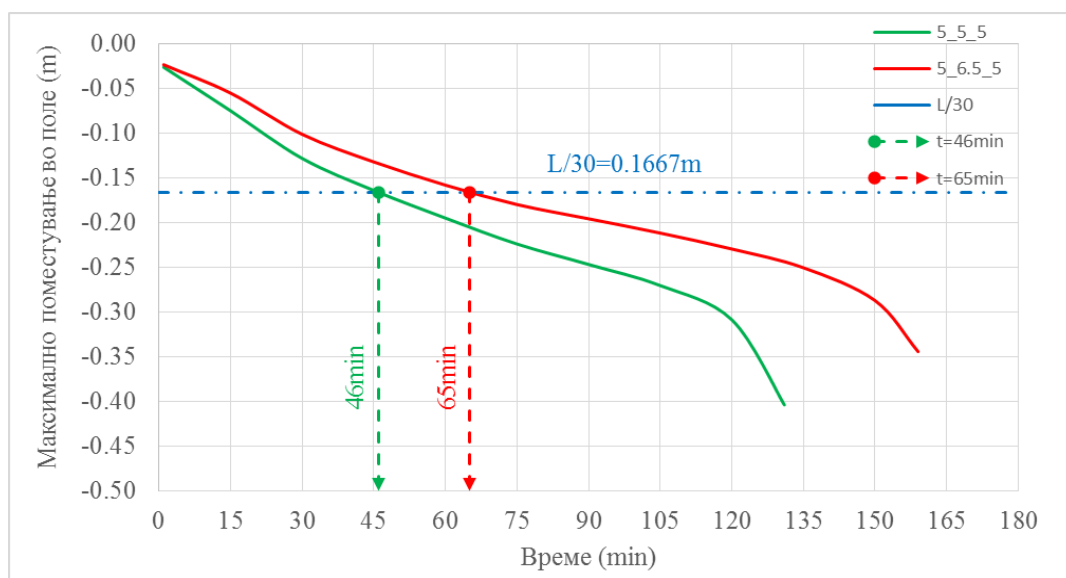
Слика 7.103. Површина и должина на усвоена арматура кај плоча со три полиња со различни распони

Из Слика 7.104 е даден дијаграмот на моментите на свиткување кај плоча со однос на распоните на полињата 1:1.5:1 пред дејство на пожар. Во овој случај позитивните моменти во сите полиња се приближно исти, што и овозможува на плочата поизедначени вертикални поместувања во крајните и во средното поле. Тоа пак резултира со поголема пожарна отпорност отколку во случај кога сите полиња се со ист распон (Слика 7.114). Кога сите три распони се исти, средното поле како помалку оптеретено се крева нагоре и овозможува поголеми деформации во крајните полиња (Слика 7.96). Во случај на поголем распон во средното поле се добиваат поизедначени поместувања.



Слика 7.104. Дијаграми на моменти на свиткување на плоча со однос на распони 1:1.5:1, во момент $t=1 \text{ min}$.

На Слика 7.105 се споредени поместувањата на плочата со еднакви полиња и плочата со однос на распоните 1:1.5:1. Плочата со однос на распоните 1:1.5:1 покажува подобра пожарна отпорност. Од аспект на носивост, плочата има 24 минути поголема пожарна отпорност, односно 19 минути од аспект на дозволени поместувања.



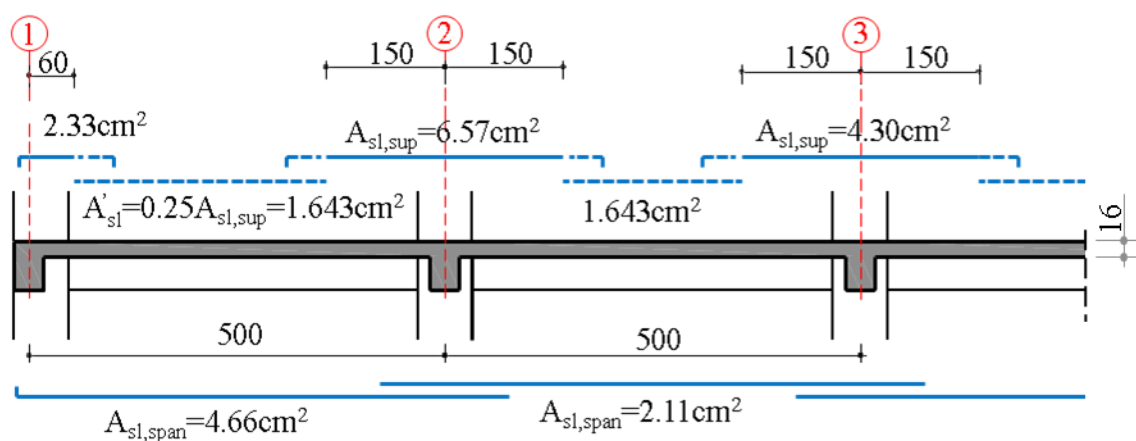
Слика 7.105. Споредба на вертикалните поместувања во првото поле кај плочи со три полиња, со исти и со различни распони

7.8 КONTИНУИРАНИ ПЛОЧИ СО ЧЕТИРИ И ПЕТ ПОЛИЊА

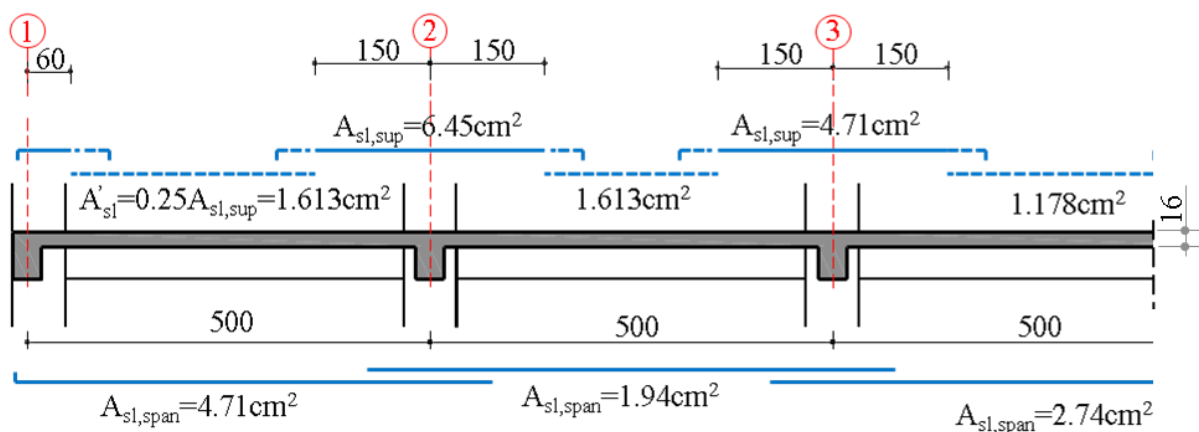
7.8.1 Вовед

За да се анализира влијанието на бројот на полиња, од аспект на парен и непарен број полиња, анализирани се континуирани плочи со четири и пет полиња изложени на пожар од долната страна. Товарите и карактеристиките на материјали се исти како во делот 7.2.1. Дебелината на долниот и горниот заштитен бетонски слој е 20 mm.

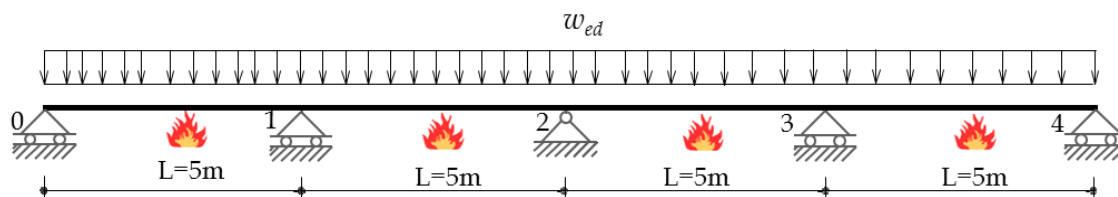
Шемите на армирање на анализираниите плочи со четири и пет полиња со исти распони, дадени се на Слика 7.106 и Слика 7.107, додека статичките шеми се прикажани на Слика 7.108 и Слика 7.109, соодветно. 3D анализата е спроведена за лента со ширина 1 m, а поради симетрија анализирана е само половина од плочата.



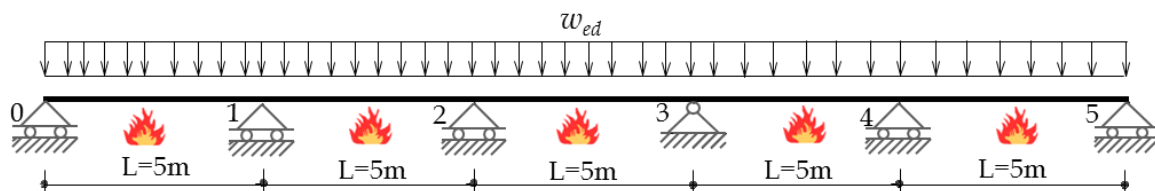
Слика 7.106. Површина и должина на усвоена арматура кај плоча со четири полиња



Слика 7.107. Површина и должина на усвоена арматура кај плоча со пет полиња

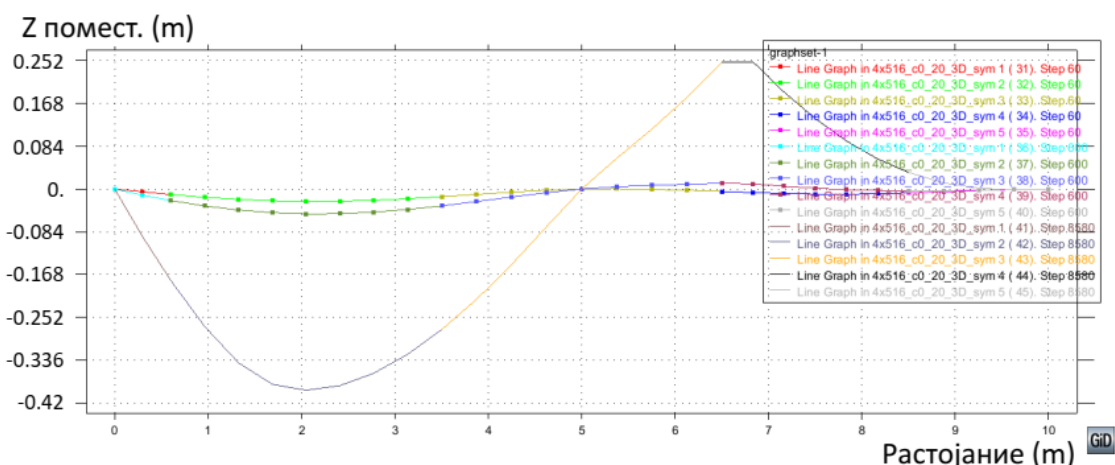


Слика 7.108. Статичка шема и товари на плоча со четири полиња

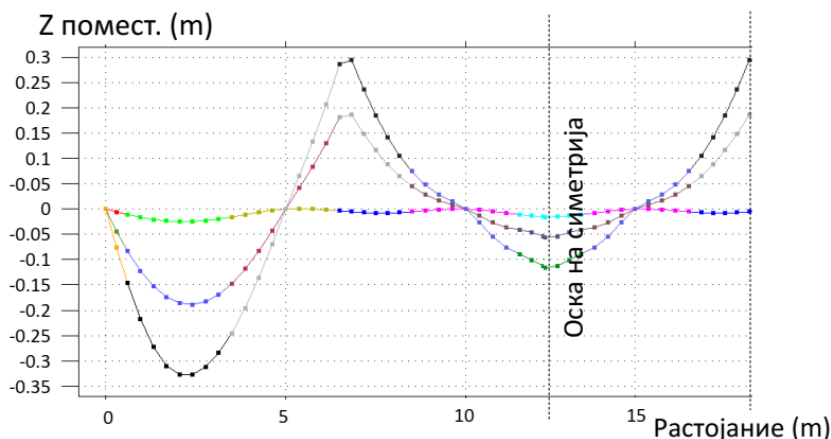


Слика 7.109. Статичка шема и товари на плоча со пет полиња

На Слика 7.110 и Слика 7.111 е прикажан временскиот развој на вертикалните поместувања кај плочи со четири и пет полиња, опожарени од долната страна, во карактеристични моменти од дејство на пожарот, и тоа: пред дејство на пожар, при максимална редистрибуција на моментите на свиткување и во момент на лом.



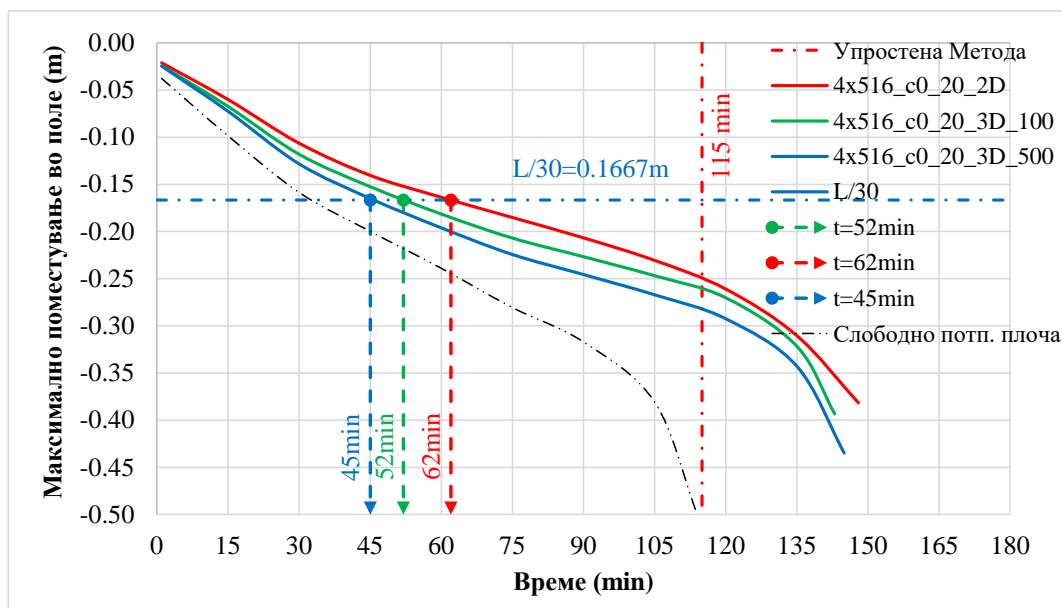
Слика 7.110. Вертикални поместувања на плоча со четири полиња, за време $t=1\text{ min}$, $t=10\text{ min}$ и во момент на лом $t=143\text{ min}$



Слика 7.111. Вертикални поместувања на плоча со пет полиња, за време $t=1\text{ min}$, $t=60\text{ min}$ и во момент на лом $t=129\text{ min}$

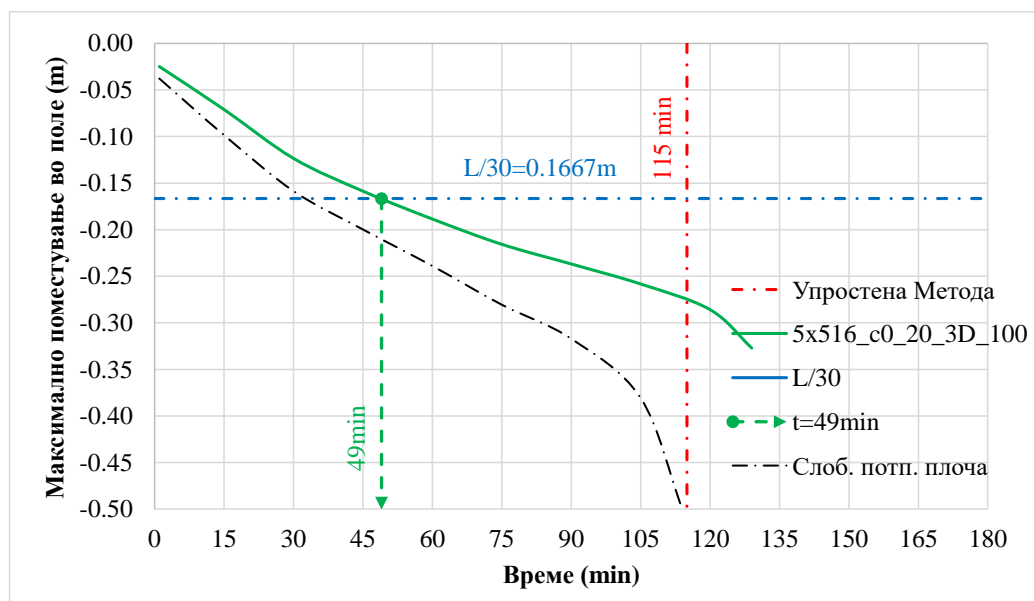
На Слика 7.112 се прикажани вертикалните поместувања во тек на време на континуирана плоча со четири полиња, опожарена од долната страна, добиени со програмот SAFIR2016. Прикажани се резултатите добиени со 2D и 3D анализа за лента со ширина 1m, и со 3D анализа за реална ширина на плочата. Добиена е пожарна отпорност од 143 минути, додека со приближната метода е добиена пожарна отпорност

од 115 минути, што покажува дека приближната, односно упростената метода дадена во EN1992-1-2, дава задоволителни резултати и за континуирани плочи со повеќе од три полиња, и секогаш е на страна на сигурноста.



Слика 7.112. Максимални вертикални поместувања кај плоча со четири полиња опожарена од долната страна, согласно 2D и 3D анализи, и пожарна отпорност согласно упростена метода и критериумот за дозволени деформации $L/30$

На Слика 7.113 се прикажани вертикалните поместувања во тек на време на континуирана плоча со пет полиња, опожарена од долната страна. Според анализите согласно SAFIR2016 е добиена пожарна отпорност од 129 минути, додека со приближната метода е добиена пожарна отпорност од 115 минути, што е повторно на страна на сигурноста.

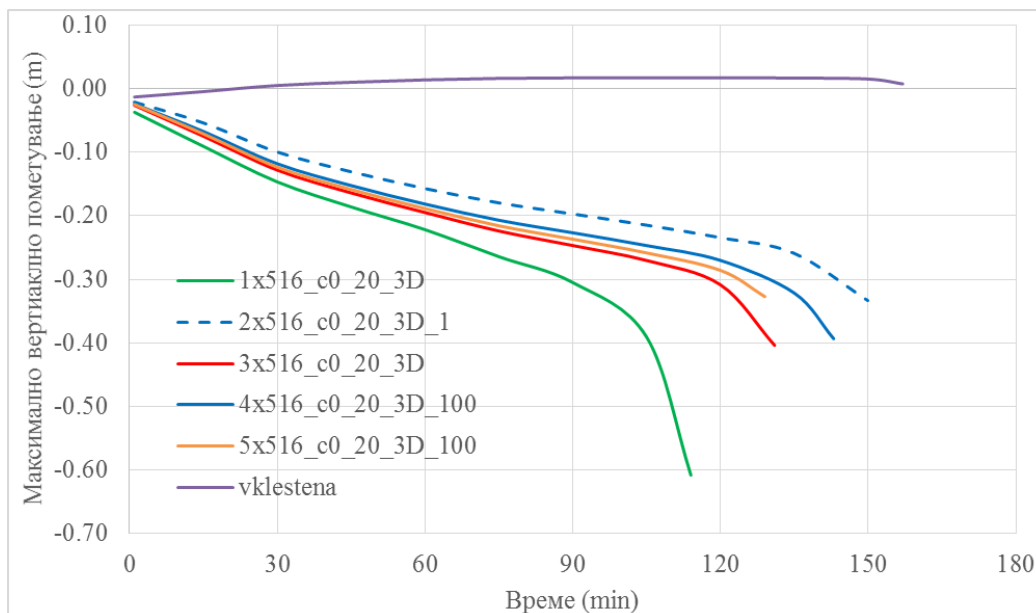


Слика 7.113. Максимални вертикални поместувања кај плоча со пет полиња, опожарена од долната страна, согласно 3D анализа, и пожарна отпорност согласно упростена метода и критериумот за дозволени деформации $L/30$

Ако се споредат дијаграмите за вертикални поместувања за плочи со четири и пет полиња, со соодветните дијаграми за плочи со две и три полиња (Слика 7.79 и Слика 7.96), ќе се заклучи дека во случај на парен број полиња се добиваат помали поместувања во крајните критични полиња отколку кај плочи со непарен број полиња. Причина за оваа појава е поместувањето на второто поле нагоре, што е поизразено кај плочи со непарен број полиња. Оваа појава подетално беше објаснета кај плоча со три полиња.

Споредба на поместувањата во првото поле и постигнатата пожарна отпорност на плочите со различен број полиња е прикажана на Слика 7.114. Екстремни случаи се слободно потпрената плоча со слободно аксијално дилатирање, кај која не се јавува редистрибуција на нападните моменти, па следствено има најмала пожарна отпорност, и вклетената плоча со слободна аксијална дилатација кај која, поради спречената ротација во лежиштата, се постигнуваат најмалите деформации и најголема пожарна отпорност.

И од аспект на критериумот за дозволени вертикални поместувања $L/30$, плочите покажуваат идентично однесување, но постигнатата пожарна отпорност е многу помала. За конструктивното инженерство, при проектирање на плочите, од важност е критериумот за носивост на плочите во услови на пожар, што е дефинирано и во сите Еврокодови. Од аспект на носивост на плочите, приближната метода дадена во EN1992-1-2 дава задоволителни резултати, секогаш на страна на сигурност.



Слика 7.114. Споредба на вертикални поместувања и пожарна отпорност кај плочи со различен број на полиња

8 ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА

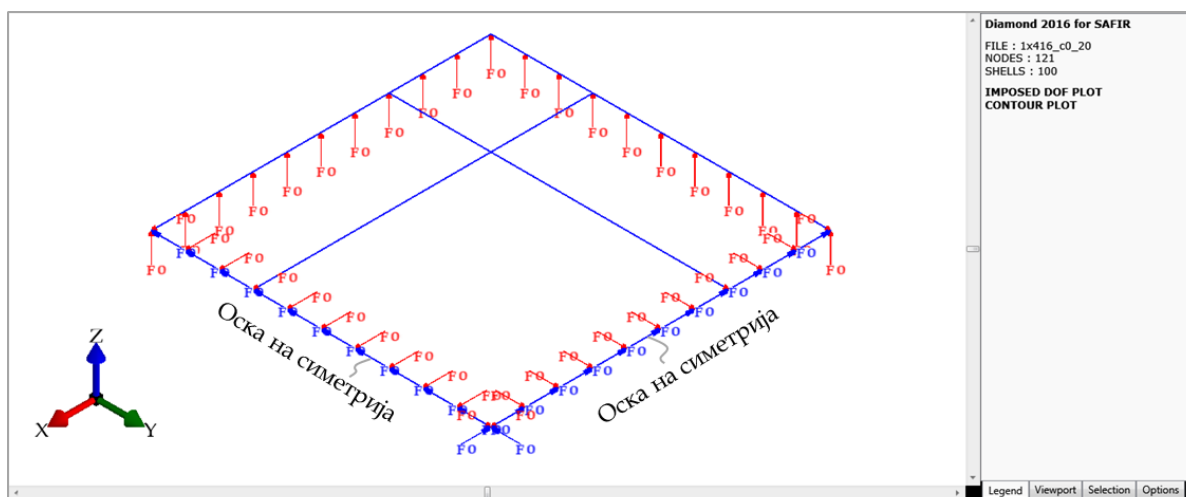
8.1 ВОВЕД

Со цел да се дефинира влијанието на различни параметри врз пожарната отпорност на армиранобетонски плочи носиви во два правца, спроведени се нумерички 3D анализи со примена на програмот SAFIR2016. Анализиранио е влијанието на заштитниот бетонски слој, распонот и начинот на потпирање, односно контурните услови, врз пожарната отпорност на плочите.

За да се извлече заклучок како одреден параметар влијае врз пожарната отпорност на плочите носиви во два правца, применет е принцип површината на усвоената арматура да е еднаква со површината на потребната арматура.

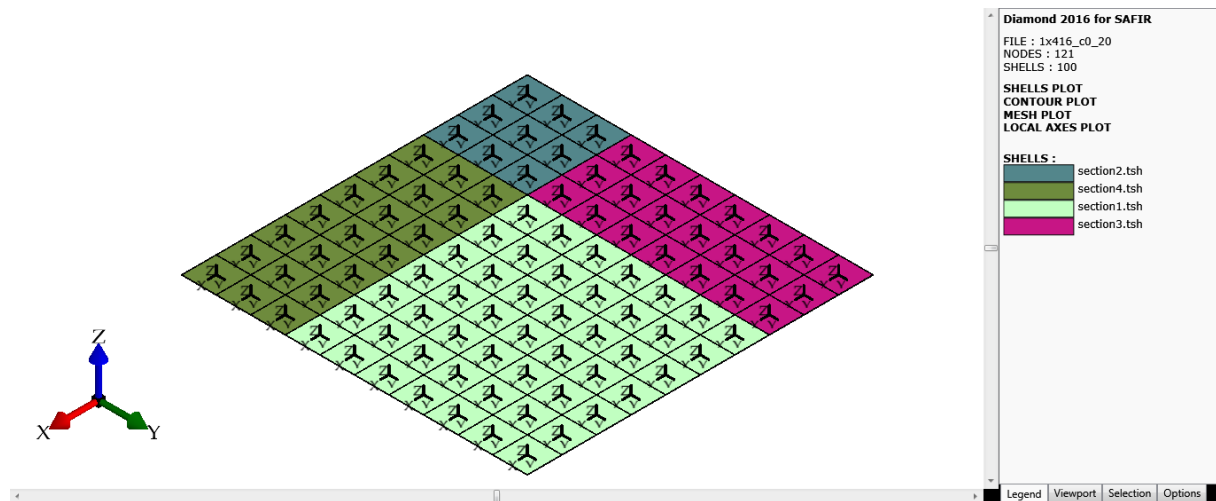
Во оваа глава се анализирани плочи со едно поле, носиви во два правца и изложени на пожар од долната страна. Плочите се изложени на стандарден пожар ISO 834, се до момент на лом. За споредба, пожарната отпорност е пресметана и со примена на Теоријата на линии на течење (Yield Line Theory-YLT) за плочи, но за редуцирана граница на развлекување на челикот, како резултат на високите температури. Температурите во арматурата се добиени согласно програмот SAFIR2016, додека редуцијата на границата на развлекување на челикот е усвоена согласно коефициентите за редуција дадени во EN1992-1-2 (2004).

Во анализите е користена симетријата на проблемот. На Слика 8.1 е прикажан 3D-моделот на слободно потпрена плоча, при што е искористена симетријата на плочата.



Слика 8.1. 3D-Модел на слободно потпрена плоча, за статичка анализа во SAFIR2016

На Слика 8.2 е прикажана дискретизацијата на плочата со правоаголни лушпести елементи. Шематски се прикажани зоните со различни напречни пресеци (различно армирање), а прикажани се и локалните оски на лушпестите елементи, кои се паралелни на глобалните оски.



Слика 8.2. Армиранобетонска плоча дискретизирана со правоаголни лушпести елементи со локални оски паралелни на глобалните оски

Анализата е спроведена со следните зададени параметри:

Постојан товар	$G_k=5.5 \text{ kN/m}^2$ (вклучена сопствена тежина)
Променлив товар	$Q_k=4 \text{ kN/m}^2$
Дебелина на плоча	$h=16\text{cm}$
Јакост на притисок на бетонот	$f_{ck}=30 \text{ Мра}$
Граница на развлекување на челик	$f_{yk}=500 \text{ Мра}$

Комбинација на товари:

За амбиентална ситуација:

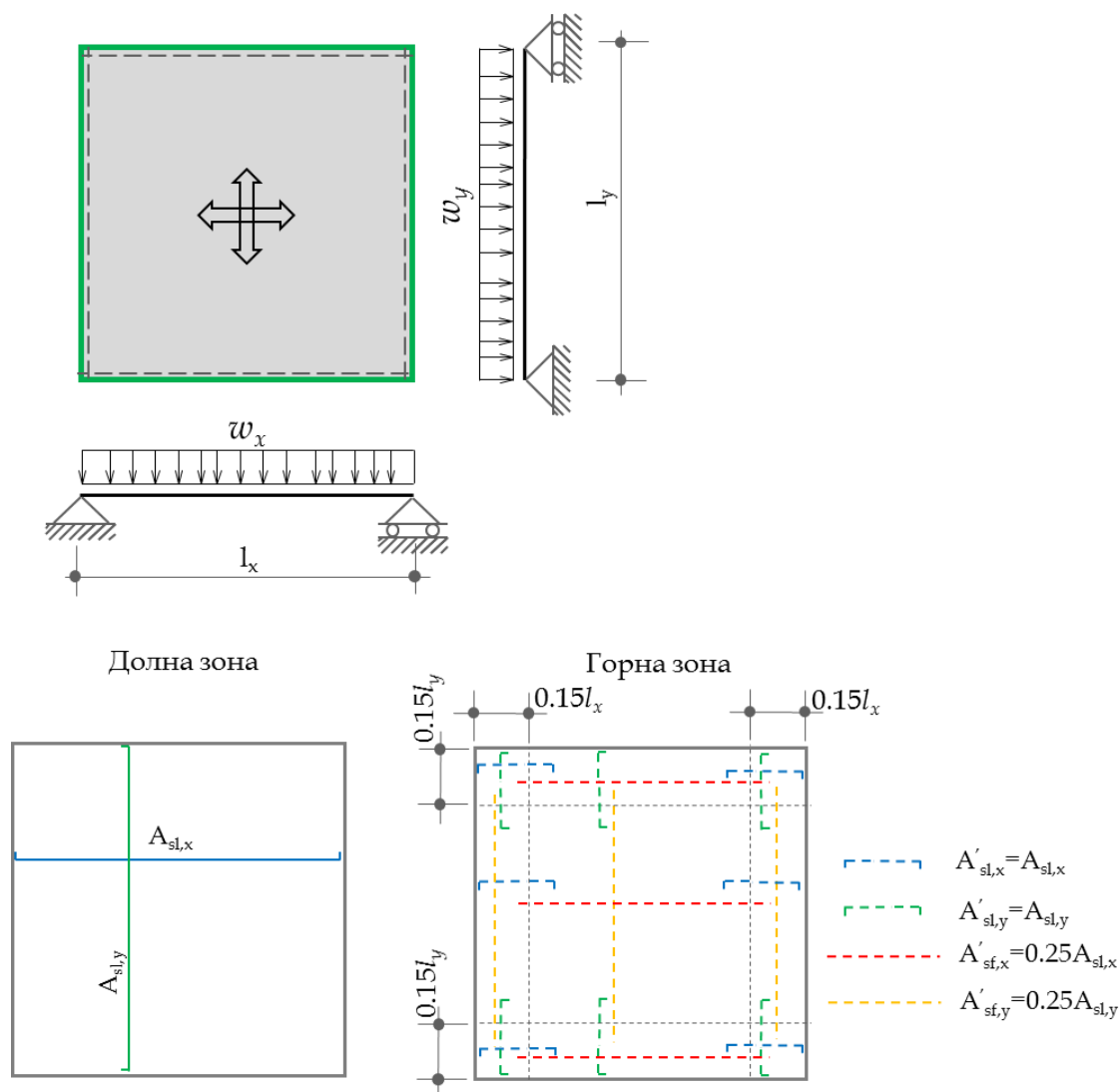
$$w_{Ed} = g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_q = 5.5 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.5 = 13.425 \text{ kN/m}$$

За пожарна ситуација:

$$w_{Ed,fi} = g_k \cdot \gamma_g + q_k \cdot \gamma_q = 5.5 \cdot 1.0 + 4 \cdot 0.6 = 7.9 \text{ kN/m}$$

8.2 СЛОБОДНО ПОТПРЕНА ПЛОЧА: ТИП 1

Иако под влијание на гравитациони товари слободно потпрена плоча се армира само во долна зона, а над потпора се усвојува приближно 50% од потребната арматура во поле, од спроведените анализи произлезе дека при дејство на пожар, армирање на плочите како што е прикажано на Слика 8.3, обезбедува подобра пожарна отпорност. На сликата се дадени должините на арматурата со кои се спроведени анализите, но во пракса на овие должини треба да се додаде и должината на анкерување на арматурата.



Слика 8.3. Шема на армирање на слободно потпрена плоча носива во два правца

8.2.1 Плоча со распони $l_x = l_y = 4\text{ m}$

Во овој дел е анализирано влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на плоча со распон $l_x = l_y = 4\text{ m}$. Усвоени се три вредности за дебелината на заштитниот бетонски слој: $c_0 = 2.0\text{ cm}$, $c_0 = 2.5\text{ cm}$ и $c_0 = 3.0\text{ cm}$.

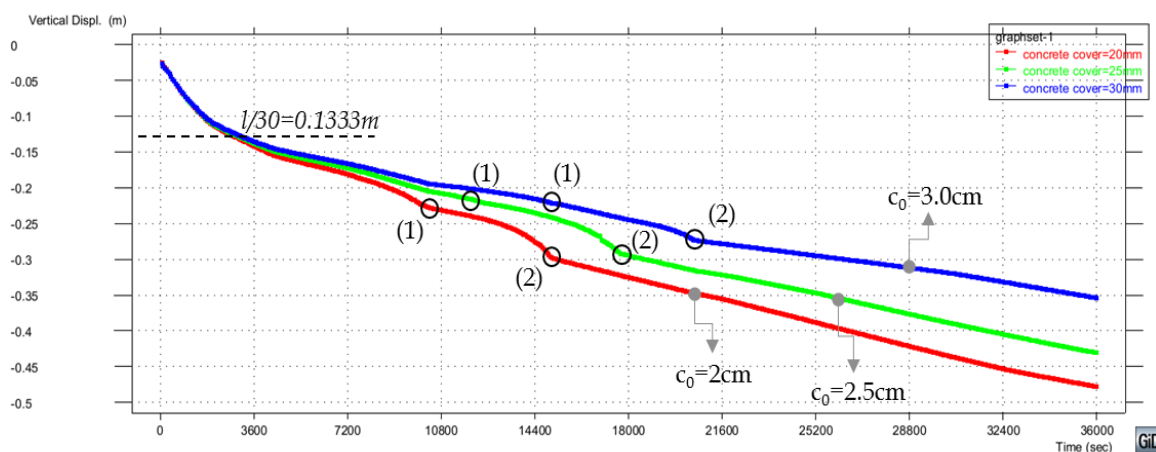
Во Табела 8.1 се дадени вредности на површината на усвоената арматура, која е еднаква со површината на потребната арматура.

На Слика 8.4 се прикажани максималните вертикални поместувања на плочите со различна дебелина на заштитниот бетонски слој, во тек на изложеност на пожар од долната страна. Од дијаграмите се гледа дека кај плочи носиви во два правца, дебелината на заштитниот бетонски слој нема големо влијание на однесувањето на плочите се до 1 час дејство на пожар, поточно до ова време поместувањата во сите три случаи се приближно исти. После ова време, поместувања нагло се разликуваат. Плочите со поголема дебелина на заштитниот слој покажуваат подобра пожарна отпорност.

Табела 8.1. Површина на усвоена арматура на слободно потпрена плоча носива во два правца, со распон $l=4\text{ m}$, во функција од дебелината на заштитниот бетонски слој

Заштитен слој	Површина на усвоена арматура		
	c_0 (cm)	$A_{sl,x}$ (cm ²)	$A_{sl,y}$ (cm ²)
2.0	1.65	1.65	1.65
2.5	1.72	1.72	1.72
3.0	1.80	1.80	1.80

Од Слика 8.4 се гледа да кривите време-поместувања се прекршени во одредени точки. Точките (1) се точки кога напрегањата во долната арматура во x - x правец, која е поблиску до изложената страна на пожар, ја достигнуваат граница на развлекување на челикот за соодветна температура. Температурите во долната арматура во y - y правец се помали, па поосле протекување на арматурата во x - x правец, улогата на главна арматура во долна зона ја презема арматурата во y - y правец. Тоа е така се додека истата не ја достигне границата на развлекување на челикот за соодветна температура, точките (2). После овој момент, плочата се претвара во ланчаница и деформациите нагло растат.

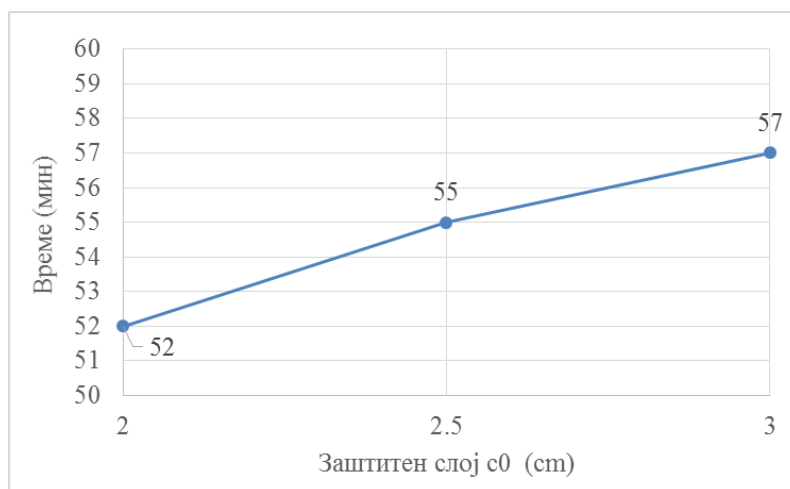


Слика 8.4. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4\text{ m}$, согласно критериумот за носивост

На Слика 8.5 се прикажани времињата кога плочите со различна дебелината на заштитниот бетонски слој ги достигнуваат дозволените поместувања $l/30$. Очигледно е дека дебелината на заштитниот бетонски слој нема битно влијание врз овој критериум, односно дозволените поместувања се достигнуваат во приближно исто време.

Од аспект на носивост, плочите со дебелина на заштитниот бетонски слој 2.5 cm и 3.0 cm постигнуваат пожарна отпорност повеќе од 10 часа, додека плочата со дебелина на заштитен бетонски слој 2.0 cm претрпува лом во бетонот после 8.85 часа, но анализата продолжува бидејќи арматурата во долната зона сеуште прима сили на затегање.

Овој тип на плочи, доколку не дојде до експлозивно прскање на бетонот, имаат многу поголема пожарна отпорност од онаа што прописите ја бараат. Причина се активираните мембрански сили на затегнување, кои по појавата на течење на долната главна арматура се зголемуваат и ја подобруваат носивоста на плочата (плочата работи како ланчаница).



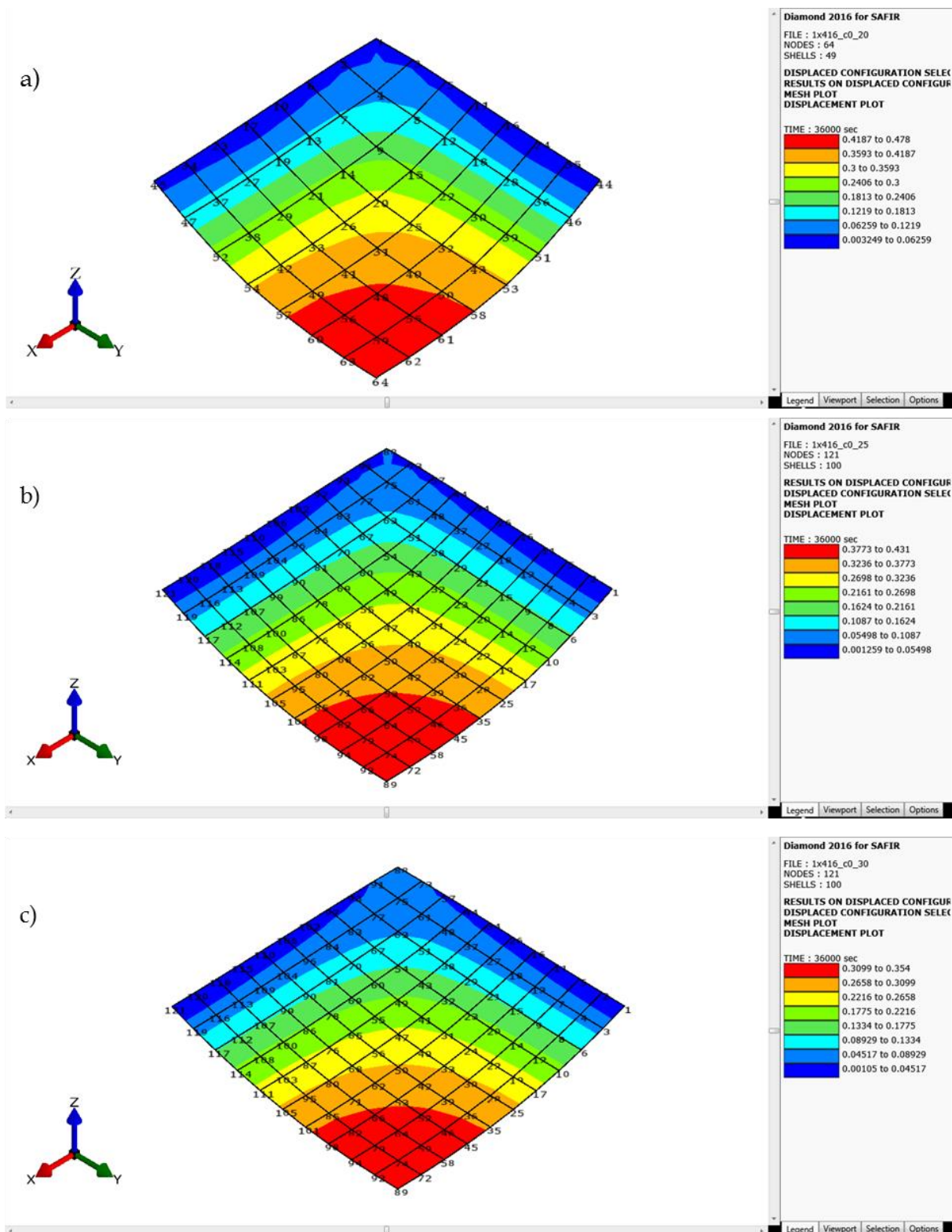
Слика 8.5. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4$ m, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$

На Слика 8.6 се прикажани деформациите на плочите со различна дебелина на заштитен бетонски слој, после 10 часа дејство на стандарден пожар од долната страна. Евидентно е дека со помал заштитен бетонски слој се добиваат значително поголеми деформации.

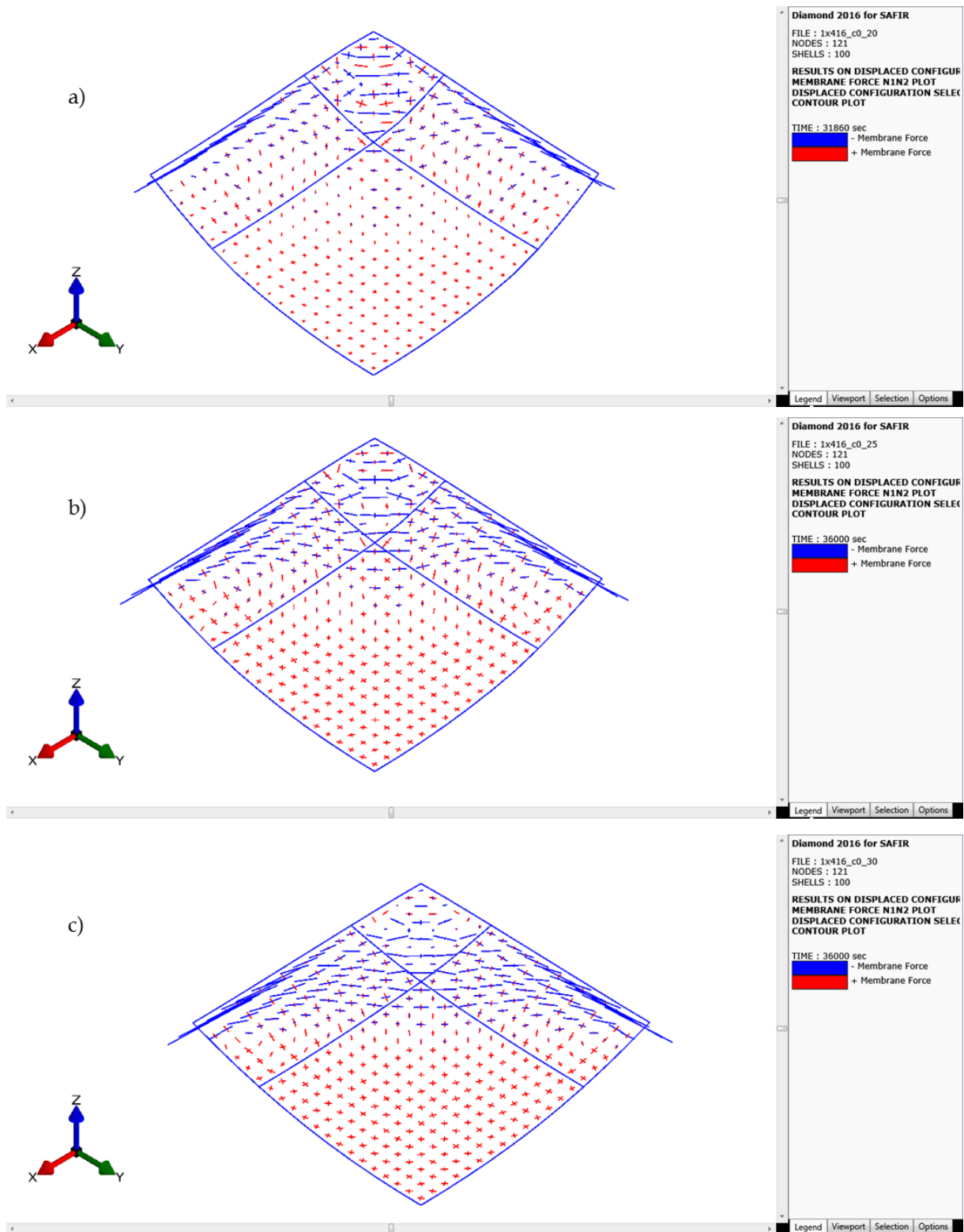
На Слика 8.7 се прикажани главните правци на мембранските сили во плочите. По периметарот на плочите се појавуваат мембрански сили во притисок во форма на прстен, додека во поле се јавуваат мембрански сили на затегање. Овој механизам е проучен од разни истражувачи во 60-тите и 70-тите години на минатиот век. Токму овој механизам овозможува плочите носиви во два правца, кога плочата ја губи носивоста на свиткување и се појавуваат пластични зглобови, да издржат големи поместувања. Плочите се претвараат во ланчаница и сеуште можат да носат товари. За плочите со заштитен бетонски слој 2.5 cm и 3.0 cm, мембранските сили се прикажани за момент $t=10$ часа, додека за плоча со заштитен бетонски слој 2.0 cm, истите се однесуваат на моментот на лом, односно $t=8.85$ часа

Истиот механизам се активира и кај слободно потпрени плочи носиви во еден правец (Слика 7.32) кога е спречено аксијалното дилатирање, па плочите имаат многу поголема пожарна отпорност отколку во случај кога тоа е овозможено.

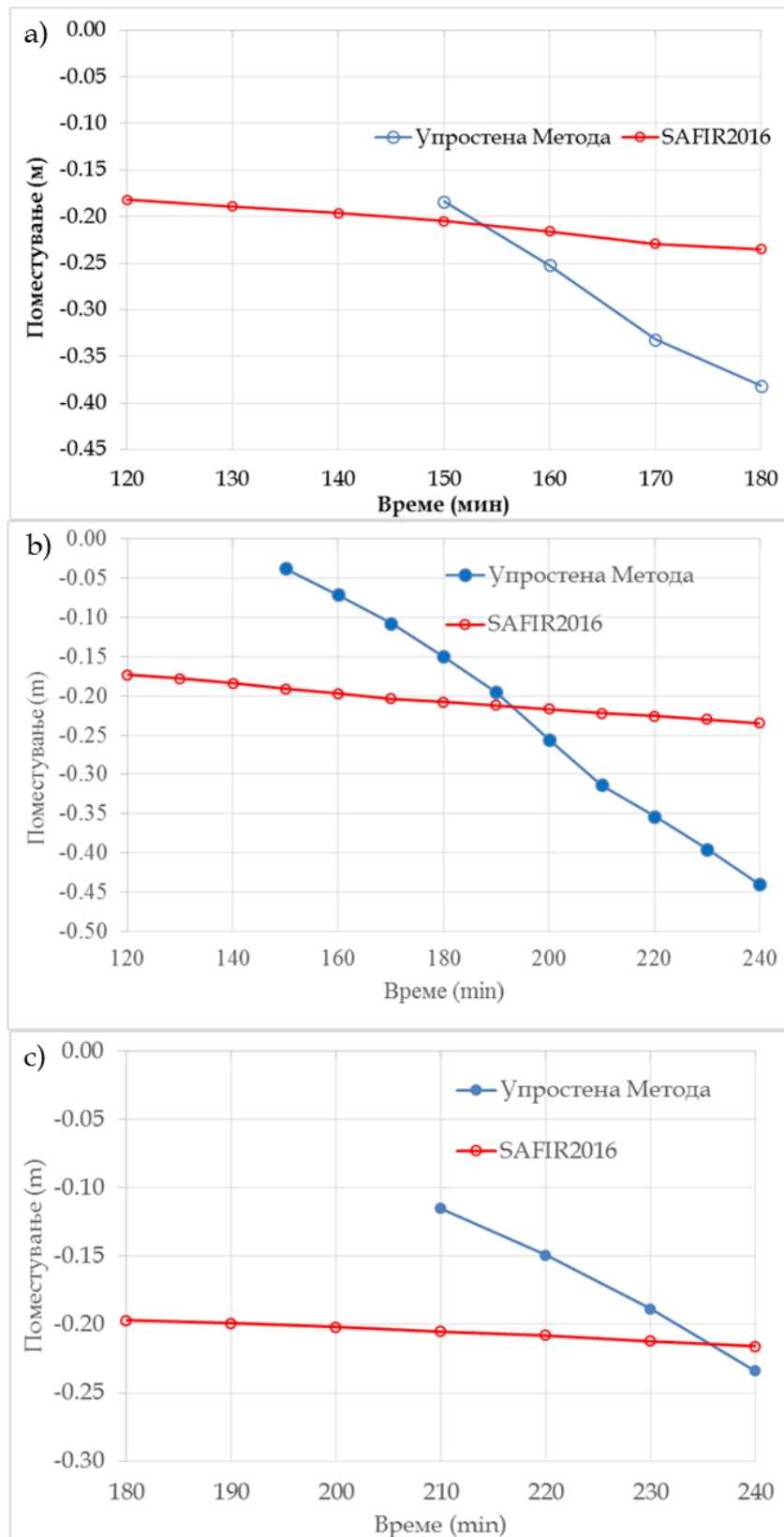
Вертикалните поместувања на плочите е анализирано и со упростена, приближна метода (54), која базира на Теоријата на линии на течење (Yield Line Theory-YLT) за плочи. На Слика 8.8 се споредени вертикалните поместувања во средина на плочите, добиени со анализи во SAFIR2016 и со упростената метода, која го зема во предвид ефектот на мембранските сили (53).



Слика 8.6. Деформации на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4$ m, после 10 часа дејство на пожар од долната страна, за различна дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и в) $c_0=3.0$ cm



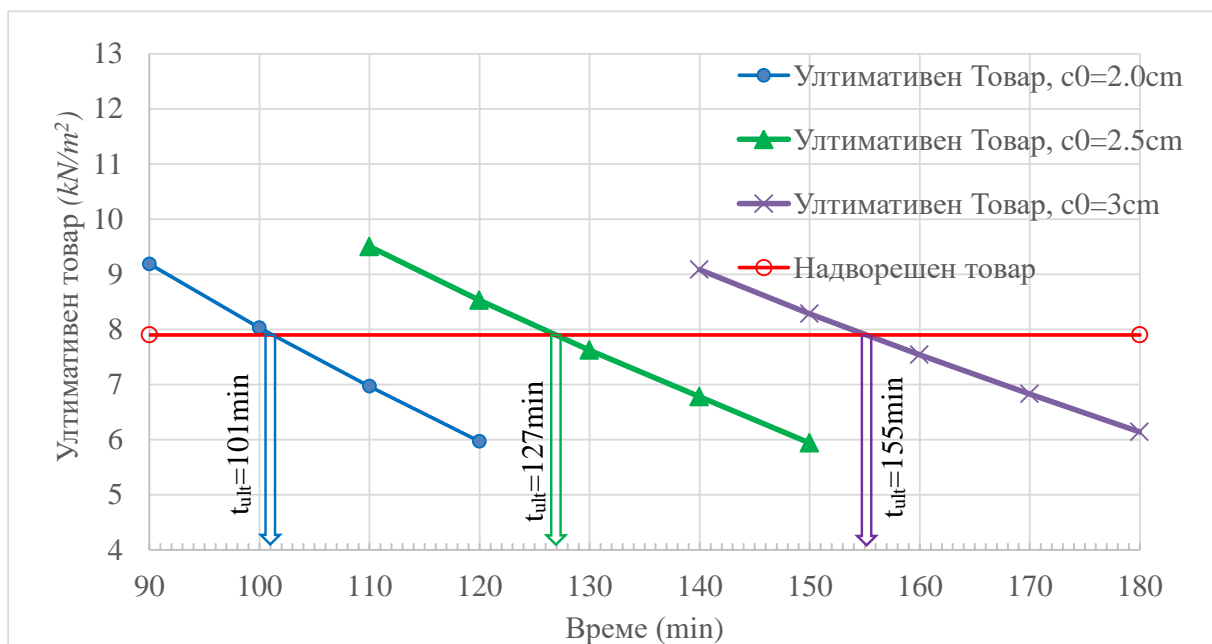
Слика 8.7. Главни правци на мембранските сили на слободно потпрени плочи носиви во два правца и изложени на дејство на пожар од долната страна, со распон $l=4$ m, после: a) 8.85 часа, за $c_0=2.0$ cm; b) и c) 10 часа, за $c_0=2.5$ cm и $c_0=3.0$ cm, соодветно



Слика 8.8. Споредба на вертикалните поместувања во средина на распон на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4$ m, при различна дебелина на заштитен бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и в) $c_0=3.0$ cm, согласно упростена метода и SAFIR2016

На Слика 8.9 се прикажани резултатите за пожарната отпорност на плочите изложени на стандарден пожар ISO834, добиени согласно упростената метода. Оваа метода базира на “Yield Line Theory“ за плочи, при што се врши редуција на границата на развлекување на челикот согласно коефициентите на редуција за моментална температура на челикот, односно арматурата, дадени во EN 1992-1-2. Согласно оваа метода, добиена е помала пожарна отпорност отколку со програмот SAFIR2016, затоа што со оваа метода не се земаат во предвид ефектите од мембранските сили на затегнување во поле и притисок близу потпорите, кои во реалност ја зголемуваат пожарната отпорност на плочите.

Од дијаграмите може да се утврди и ефектот од дебелината на заштитниот бетонски слој. Со зголемување на дебелината на заштитниот бетонски слој, пропорционално се зголемува и пожарната отпорност (линиите за падот на носивоста на плочите за различна вредност на c_0 се паралелни).



Слика 8.9. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=4\text{ m}$, согласно упростена метода, за дебелина на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0\text{ cm}$, $c_0=2.5\text{ cm}$ и $c_0=3.0\text{ cm}$

8.2.2 Плоча со распони $l_x=l_y=5\text{ m}$

Во овој дел е анализирано влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој кај плоча со распон $l_x=l_y=5\text{ m}$. Како и во претходниот пример, разгледани се три вредности за дебелината на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0\text{ cm}$, $c_0=2.5\text{ cm}$ и $c_0=3.0\text{ cm}$.

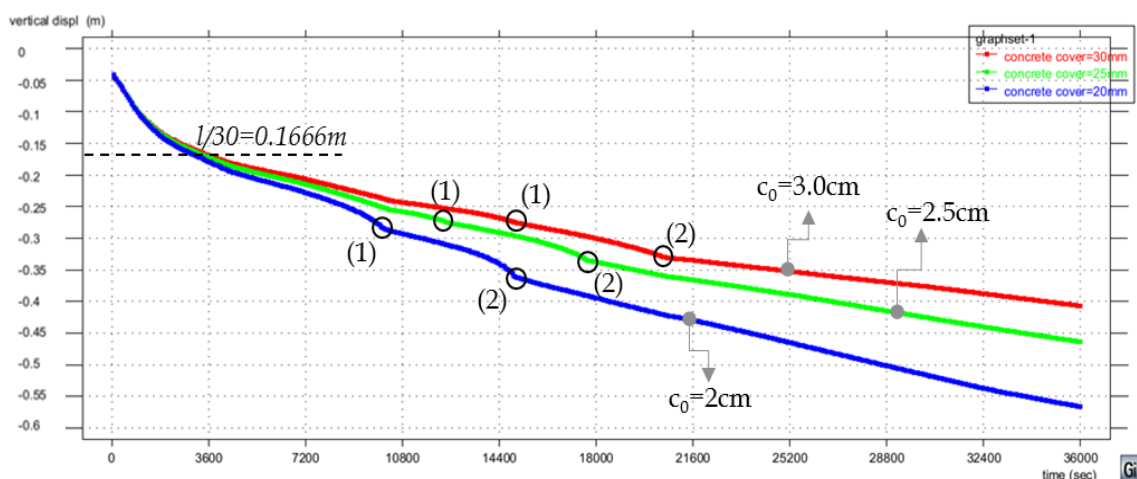
Усвоената арматура, која е еднаква со потребната, а во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој, е прикажана во Табела 8.2.

Врз база на спроведените анализи е утврдено дека и за распон $l_x = l_y = 5\text{ m}$, влијанието на заштитниот бетонски слој е соодветно како и кај плочи со распон $l_x = l_y = 5\text{ m}$.

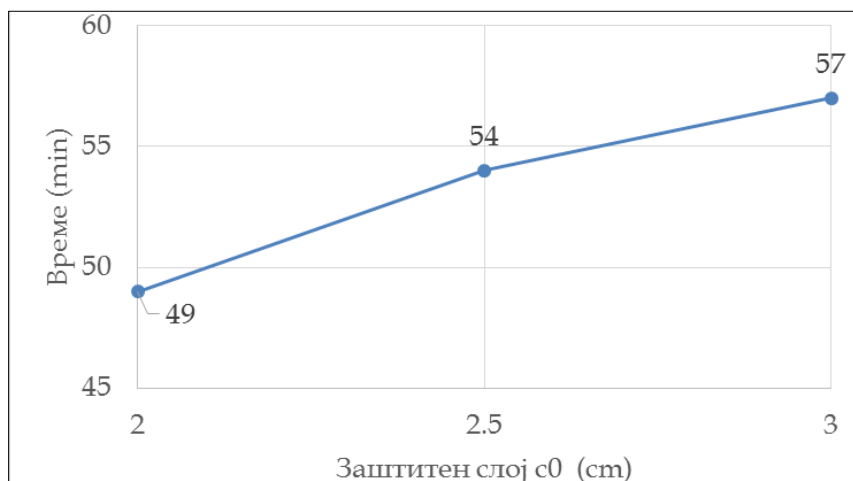
Табела 8.2. Површина на усвоена арматура на слободно потпрена плоча носива во два правца, со распон $l=5\text{ m}$, во функција од дебелината на заштитниот бетонски слој

Заштитен бетонски слој	Површина на усвоена арматура	
	c_0 (cm)	$A_{sl,x}$ (cm ²)
2.0	2.59	2.59
2.5	2.72	2.72
3.0	2.81	2.81

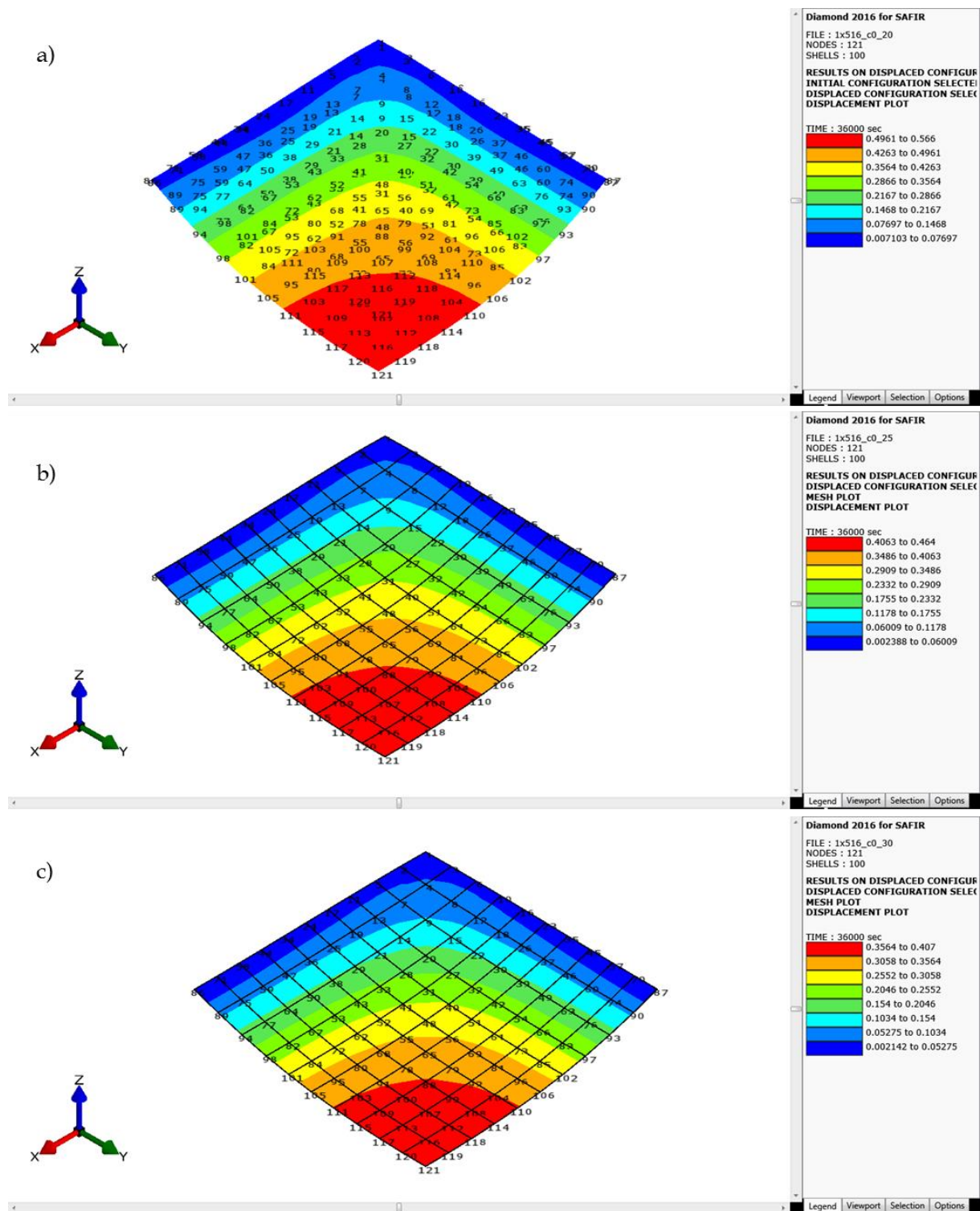
На Слика 8.10 се прикажани вертикалните поместувањата на плочите во поле, изложени на пожар од долната страна, во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој.



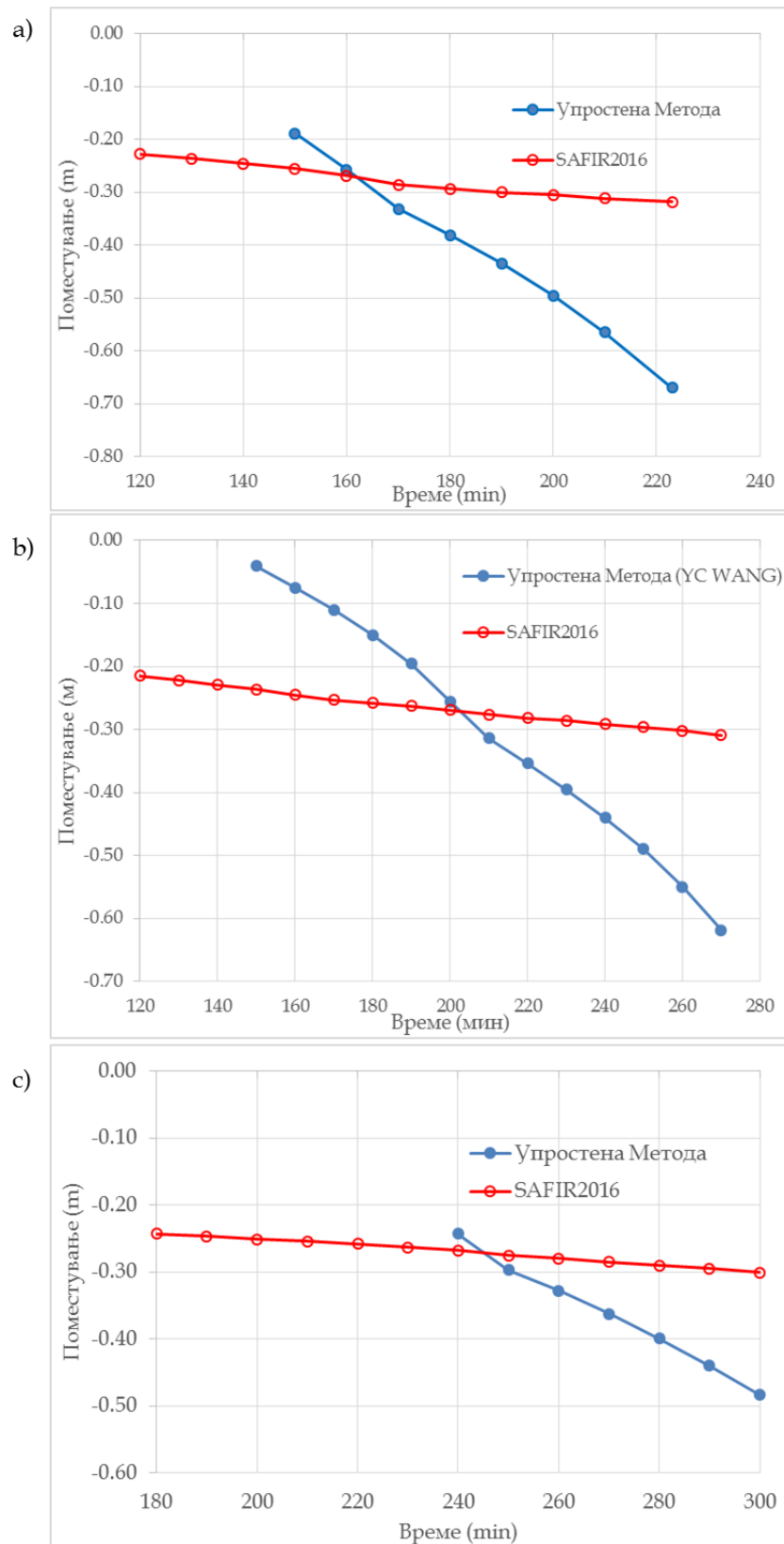
Слика 8.10. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5\text{ m}$, согласно критериумот за носивост



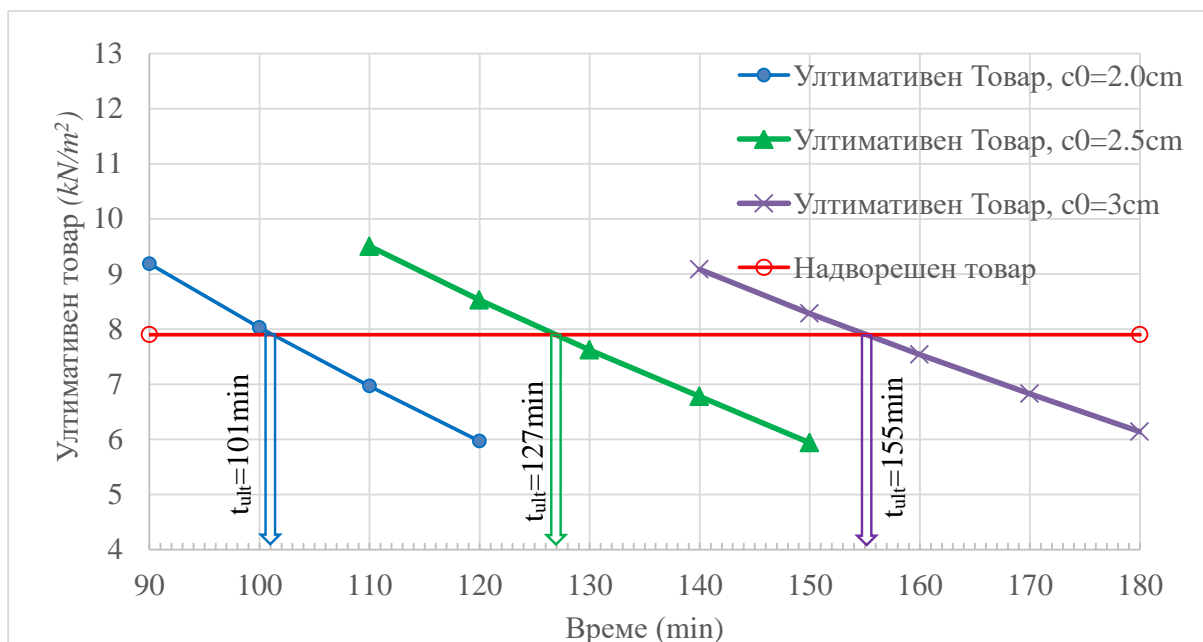
Слика 8.11. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5\text{ m}$, согласно критериумот за дозволени поместувања $1/30$



Слика 8.12. Деформации на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5\text{ m}$, после 10 часа дејство на пожар од долната страна, за различна дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0\text{ cm}$; б) $c_0=2.5\text{ cm}$ и в) $c_0=3.0\text{ cm}$



Слика 8.13. Споредба на вертикалните поместувања во средина на распон на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5$ m, при различна дебелина на заштитен бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и в) $c_0=3.0$ cm, согласно упростена метода и SAFIR2016



Слика 8.14. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=5\text{ m}$, согласно упростена метода, за дебелина на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0\text{ cm}$, $c_0=2.5\text{ cm}$ и $c_0=3.0\text{ cm}$

8.2.3 Плочи со распони $l_x=l_y=6\text{ m}$

Во овој дел е анализирано влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој кај плоча со распон $l_x=l_y=6\text{ m}$. Како и во претходните примери, разгледани се три вредности за дебелината на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0\text{ cm}$, $c_0=2.5\text{ cm}$ и $c_0=3.0\text{ cm}$.

Усвоената арматура, која е еднаква со потребната, а во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој, е прикажана во Табела 8.3.

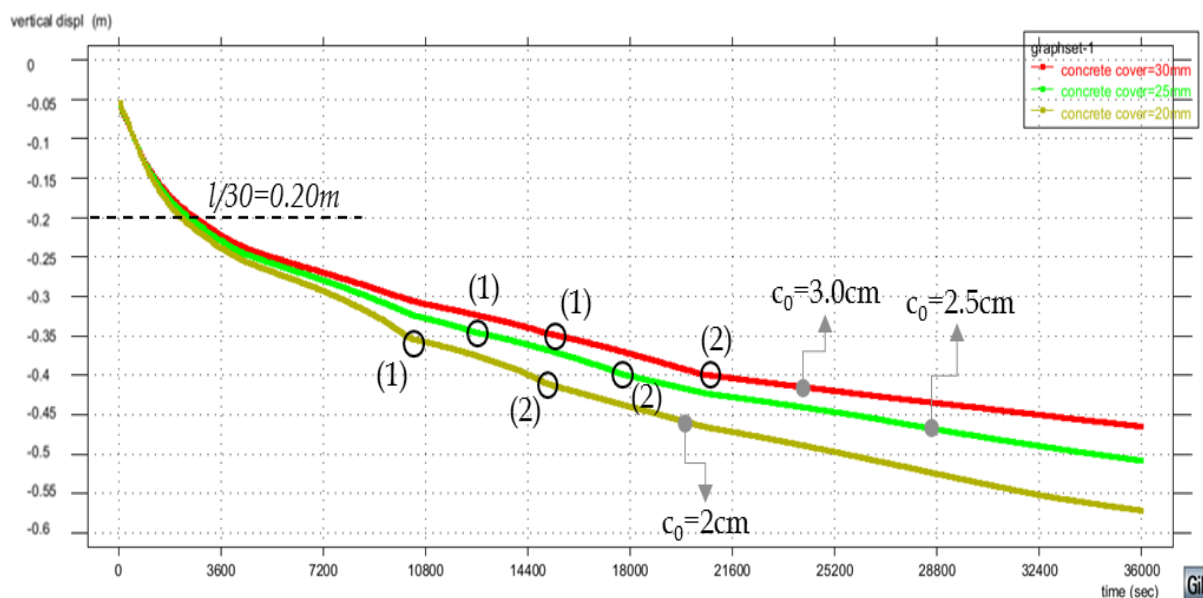
Врз база на спроведените анализи е утврдено дека и за распон $l_x=l_y=6\text{ m}$, влијанието на заштитниот бетонски слој е соодветно како кај плочи со распон $l_x=l_y=4\text{ m}$ и $l_x=l_y=5\text{ m}$.

Табела 8.3. Површина на усвоена арматура на слободно потпрена плоча носива во два правца, со распон $l=6\text{ m}$, во функција од дебелината на заштитниот бетонски слој

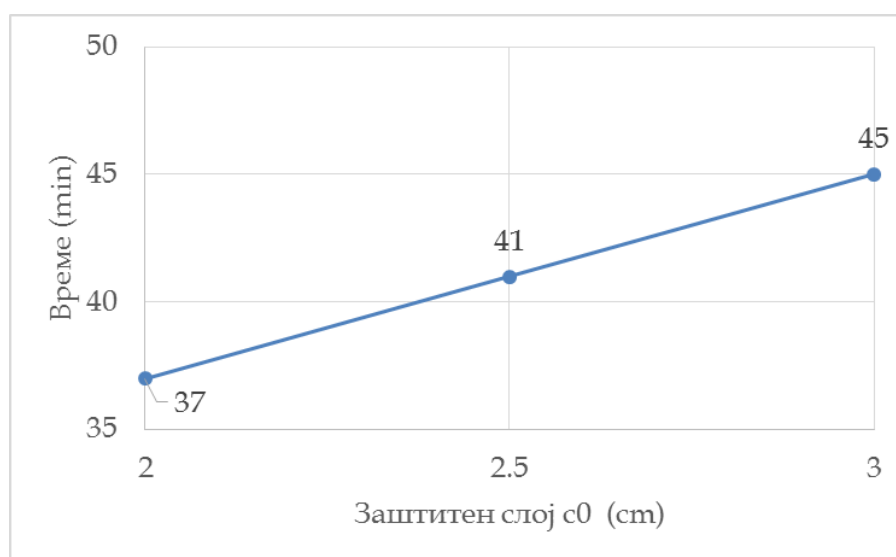
Заштитен бетонски слој	Површина на усвоена арматура	
	$A_{sl,x}$ (cm^2)	$A_{sl,y}$ (cm^2)
c_0 (cm)		
2.0	3.78	3.78
2.5	3.94	3.94
3.0	4.11	4.11

На Слика 8.10 се прикажани вертикалните поместувањата во поле на плочите изложени на пожар од долната страна, во зависност од дебелината на заштитниот бетонски слој.

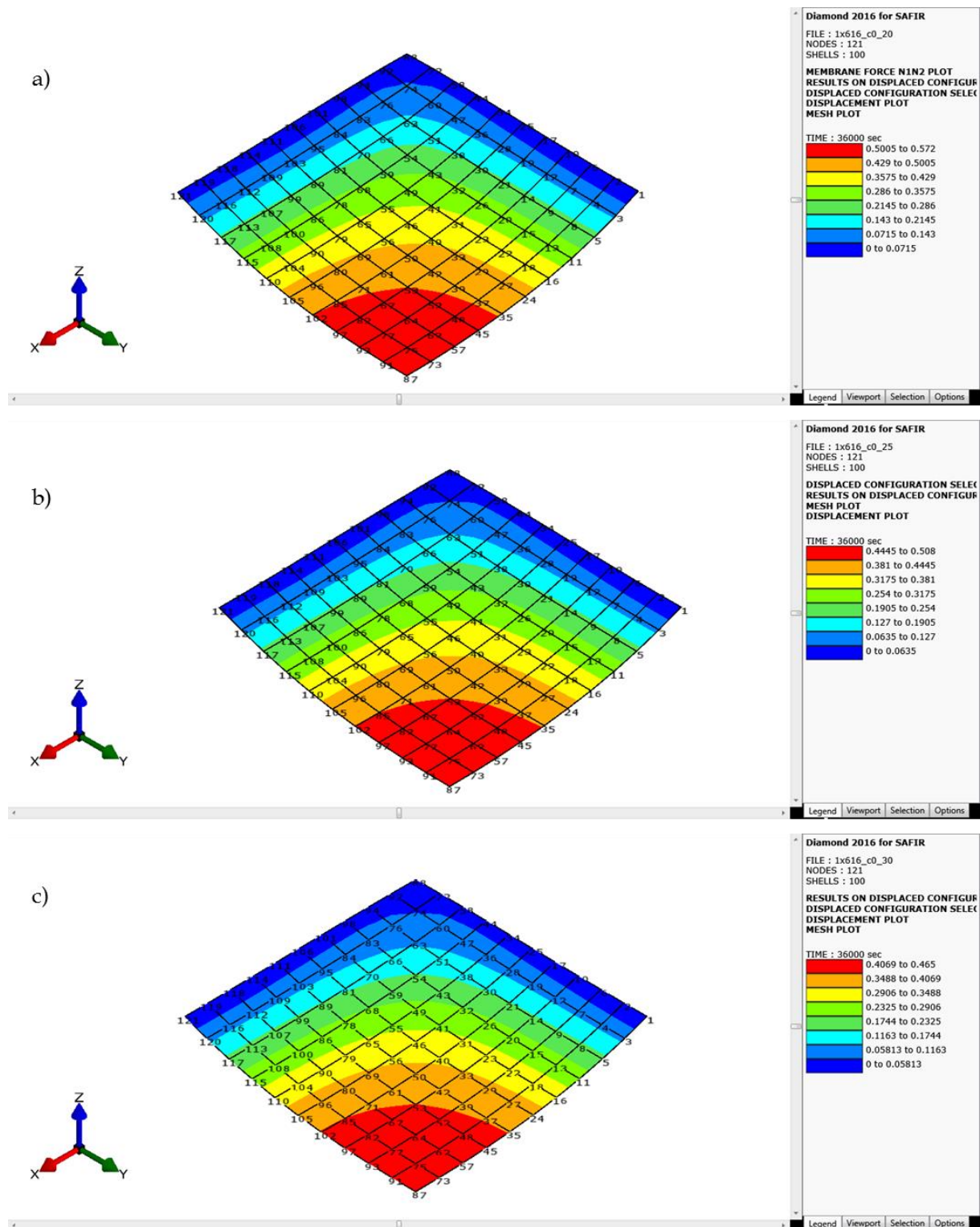
На Слика 8.5 се прикажани времињата кога плочите со различна дебелината на заштитниот бетонски слој ги достигнуваат дозволените поместувања $l/30$. На Слика 8.6 се прикажани деформациите на плочите со различна дебелина на заштитен бетонски слој, после 10 часа дејство на стандарден пожар од долната страна. На Слика 8.18 се споредени вертикалните поместувања во средина на плочите, добиени со анализи во SAFIR2016 и со упростената метода, која не го зема во предвид ефектот на мембранските сили, додека на Слика 8.19 се прикажани резултатите за пожарната отпорност на плочите добиени согласно упростената метода.



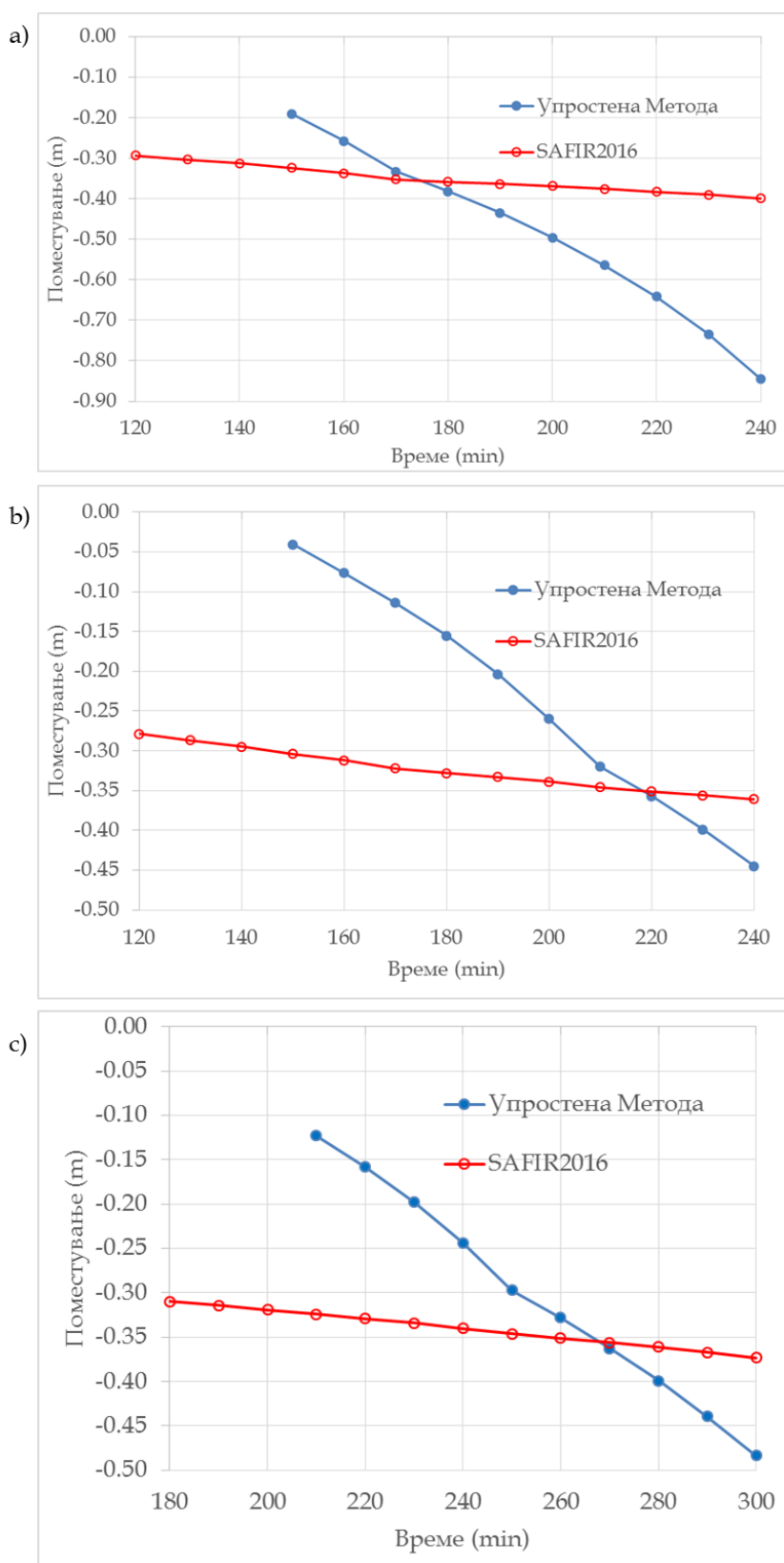
Слика 8.15. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два прваца, со распон $l=6\text{ m}$, согласно критериумот за носивост



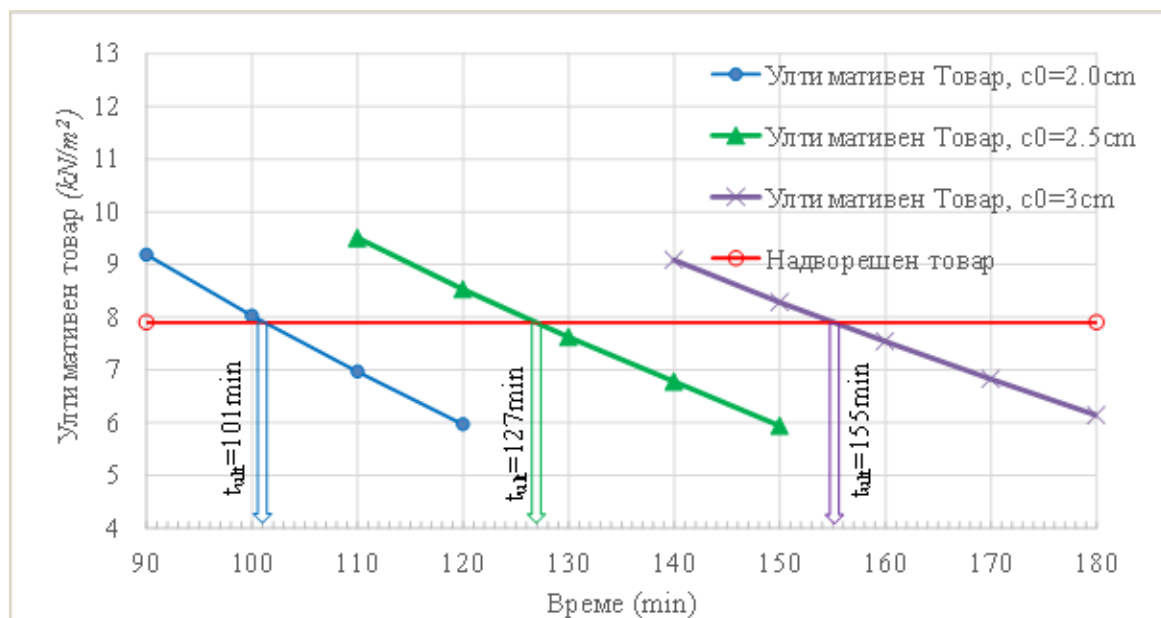
Слика 8.16. Влијание на заштитниот бетонски слој на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два прваца, со распон $l=6\text{ m}$, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$



Слика 8.17. Деформации на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6$ m, после 10 часа дејство на пожар од долната страна, за различна дебелина на заштитниот бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и в) $c_0=3.0$ cm



Слика 8.18. Споредба на вертикалните поместувања во средина на распон на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6$ m, при различна дебелина на заштитен бетонски слој: а) $c_0=2.0$ cm; б) $c_0=2.5$ cm и в) $c_0=3.0$ cm, согласно упростена метода и SAFIR2016



Слика 8.19. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, со распон $l=6\text{ m}$, согласно упростена метода, за дебелина на заштитниот бетонски слој: $c_0=2.0\text{ cm}$, $c_0=2.5\text{ cm}$ и $c_0=3.0\text{ cm}$

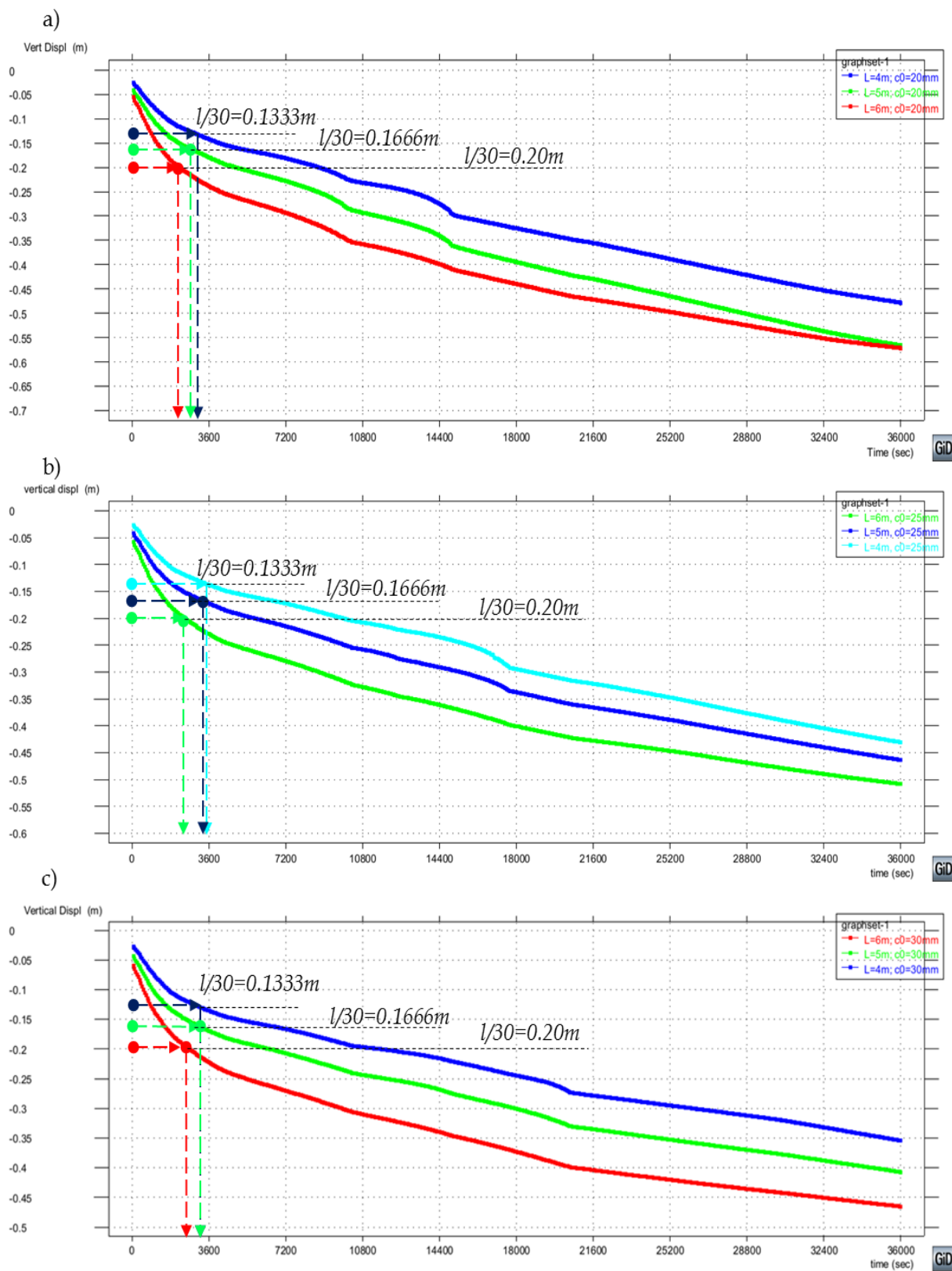
8.2.4 Влијание на распонот и заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно SAFIR2016

Врз база на резултатите добиени во Главите 8.2.1, 8.2.2 и 8.2.3, извршена е споредба на пожарната отпорност на анализираните слободно потпрени плочи носиви во два правца, и утврдено е влијанието на распонот и дебелината на заштитниот бетонски слој, согласно SAFIR2016.

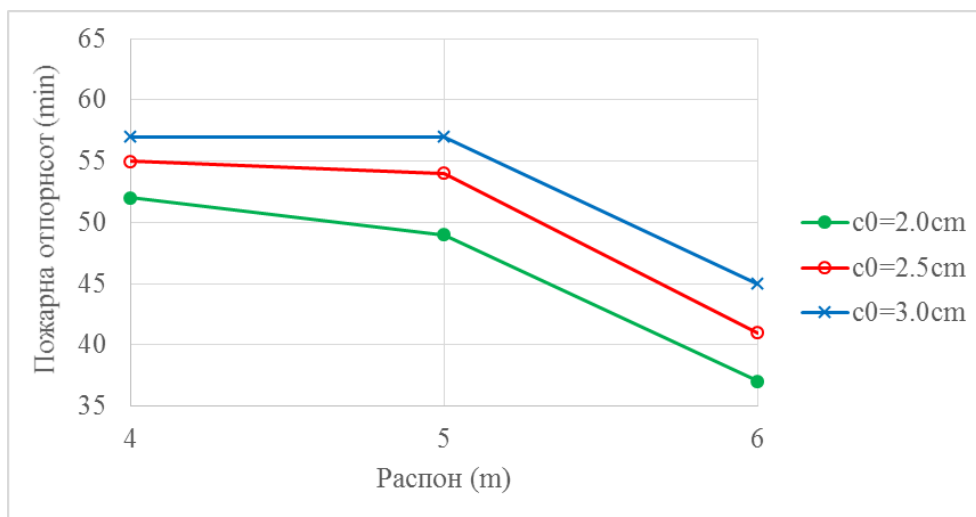
На Слика 8.20 се споредени вертикалните поместувања во средината на распонот, за различни распони на слободно потпрените плочи носиви во два правца. Може да се заклучи дека со зголемување на распонот се зголемуваат и вертикалните поместувања на плочите, но согласно критериумот за носивост, сите анализирани плочи имаат пожарна отпорност над 10 часа.

На Слика 8.21 е прикажано влијанието на распонот кога пожарната отпорност се дефинира согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$. Согласно овој критериум, со зголемување на распонот на плочите се намалува пожарната отпорност на плочите.

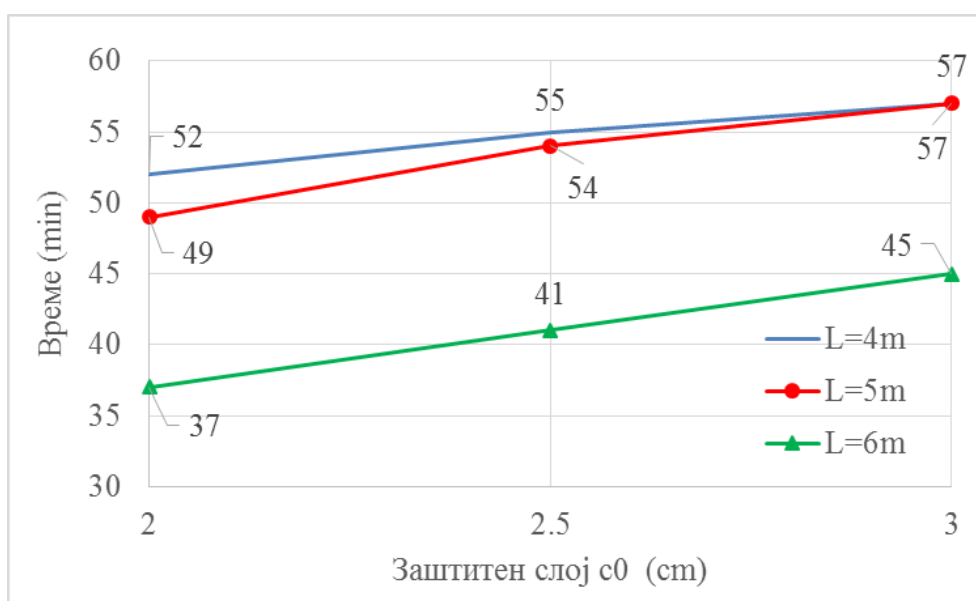
Имајќи во предвид дека анализираните плочи не ја изгубија својата носивост до десет часа изложеност на пожар, на Слика 8.22 е прикажано влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој кога пожарната отпорност на плочите се дефинира согласно дозволените поместувања $l/30$. Од дијаграмите се гледа дека со зголемување на заштитниот бетонски слој се зголемува пожарната отпорност на плочите.



Слика 8.20. Влијание на распонот врз пожарната отпорност и вертикалните поместувања на слободно потпрени плочи носиви во два прваца, за дебелина на заштитниот бетонски слој: a) $c_0=2.0$ cm; b) $c_0=2.5$ cm и c) $c_0=3.0$ cm, согласно SAFIR2016



Слика 8.21. Влијание на распонот на слободно потпрени плочи носиви во два правца врз пожарната отпорност, согласно критеријумот за дозволени поместувања $l/30$



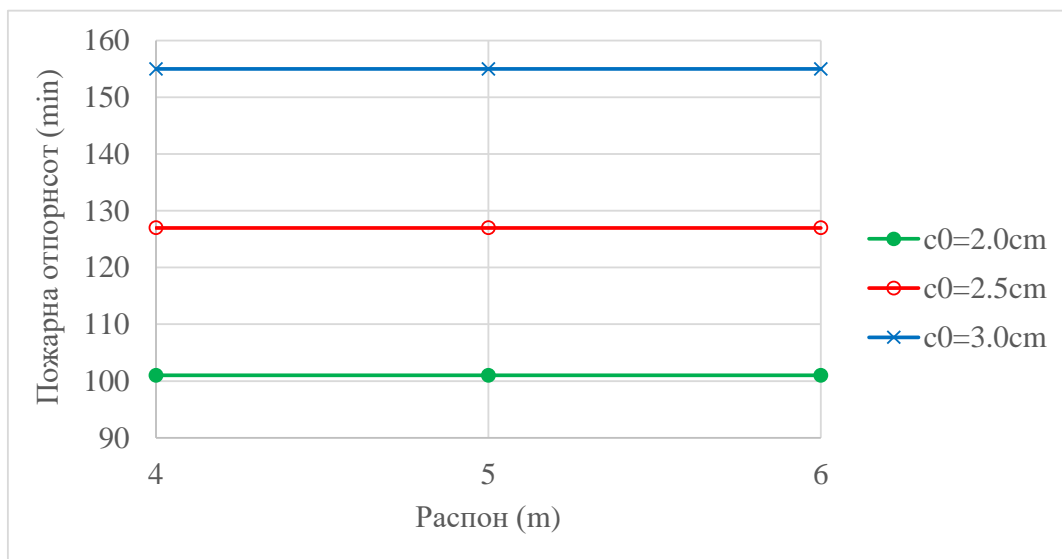
Слика 8.22. Влијание на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно критеријумот за дозволени поместувања $l/30$

8.2.5 Влијание на распонот и заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно упростена YLT

Врз база на резултатите добиени во Главите 8.2.1, 8.2.2 и 8.2.3, извршена е споредба на пожарната отпорност на анализираниите слободно потпрени плочи носиви во два правца, и утврдено е влијанието на распонот и дебелината на заштитниот бетонски слој, Теоријата за линии на течење (YLT).

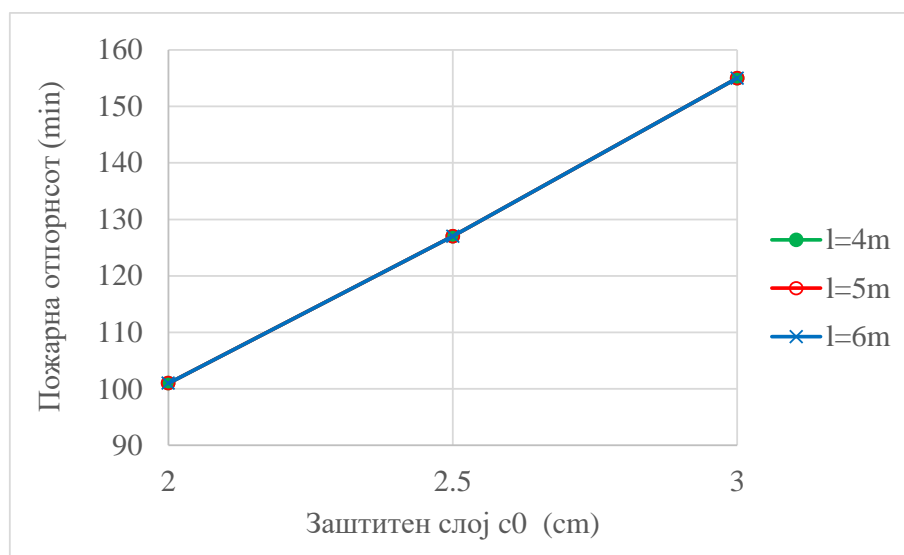
Имајќи во предвид дека оваа метода не го вклучува ефектот од мембранските сили, плочите ја губат својата носивост многу порано отколку со анализите со SAFIR2016.

На Слика 8.23 е прикажана пожарната отпорност на плочите за различни распони, согласно упростената метода. Имајќи во предвид дека: усвоената арматура е еднаква со потребната арматура; почетните напрегања во арматурите во сите три плочи се исти; за ист заштитен бетонски слој границата на развлекување на челикот претрпува иста редукција; во сите три случаја се добива иста пожарна отпорност.



Слика 8.23. Влијание на дебелината на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно критеријумот за носивост, добиено со YLT

На Слика 8.24 е прикажана пожарната отпорност на плочите за различни дебелини на заштитниот бетонски слој, добиена со упростената метода. Иако пожарна отпорност добиената со овој метод е далеку помала од добиената со SAFIR2016, се гледа дека со зголемување на дебелината на заштитниот бетонски слој, линеарно се зголемува и пожарната отпорност на слободно потпрените плочи носиви во два правца.



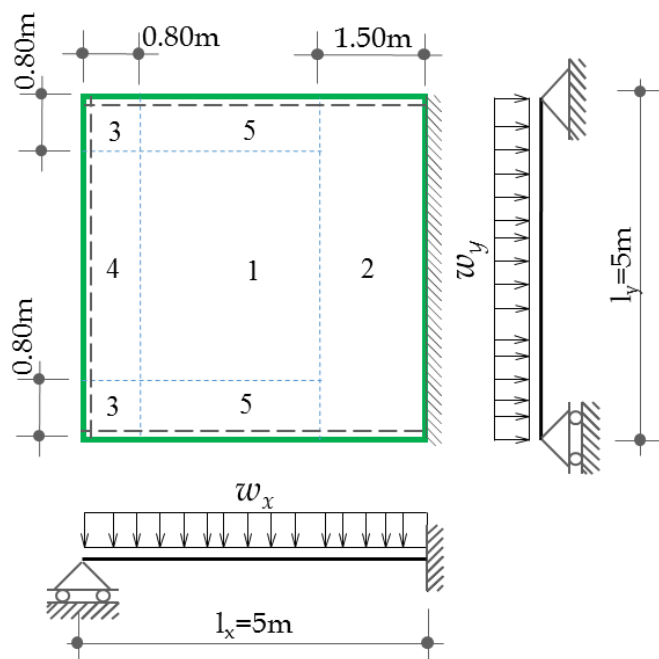
Слика 8.24. Влијание на заштитниот бетонски слој врз пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во два правца, согласно YLT

8.3 ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА СО РАЗЛИЧНИ КОНТУРНИ УСЛОВИ

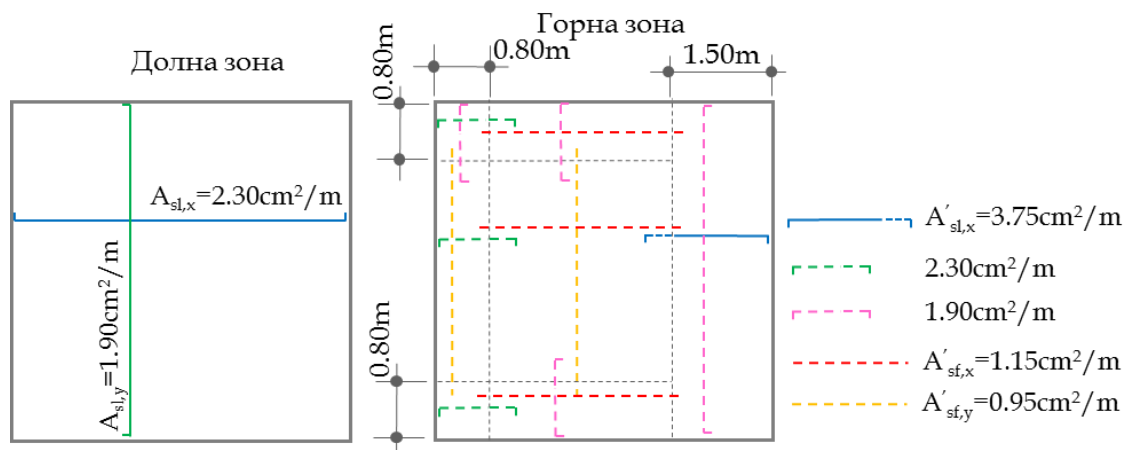
Имајќи во предвид дека во пракса потпирањето на плочите може да биде најразлично, во овој дел е анализирано влијанието на контурните услови кои најчесто се застапени кај плочи носиви во два правца. Односот на распонот на анализираниите плочи е $l_y/l_x=1$.

Површината на усвоената главна арматура кај сите типови на анализирани плочи е еднаква со површината на потребната арматура. Должината на главната горна арматура е усвоена согласно препораките дадени во Еврокод 2, дел 1.2. На должината на арматурата на прикажаните шеми на армирање, треба да се додаде должината на анкерување. Добиените резултати се коментирани во Глава 8.4.

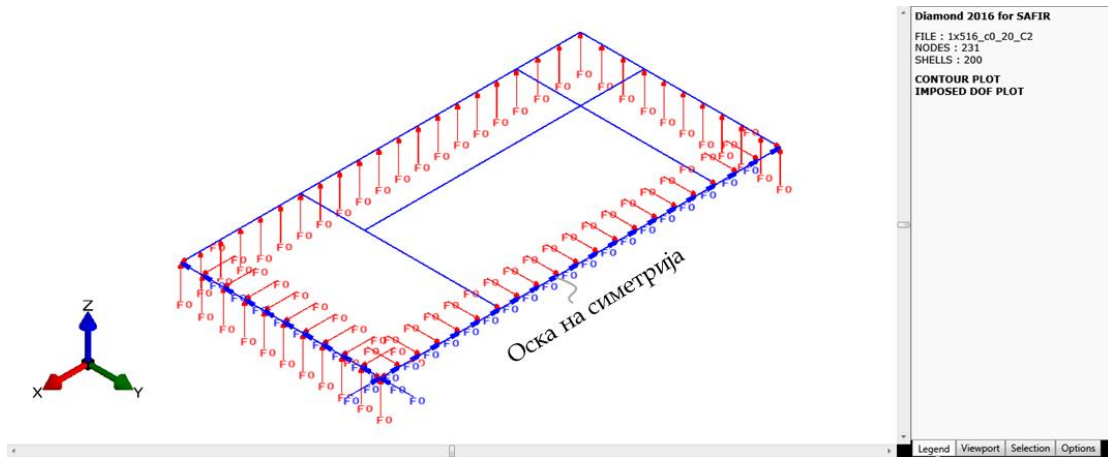
8.3.1 Еднострано вкештена плоча: Тип 2



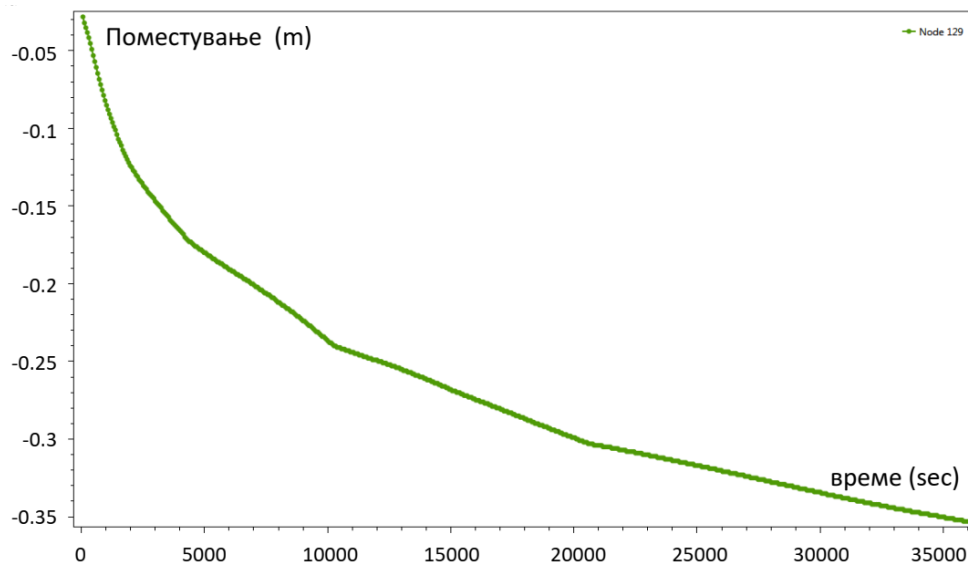
Слика 8.25. Статичка шема на еднострано вкештена плоча



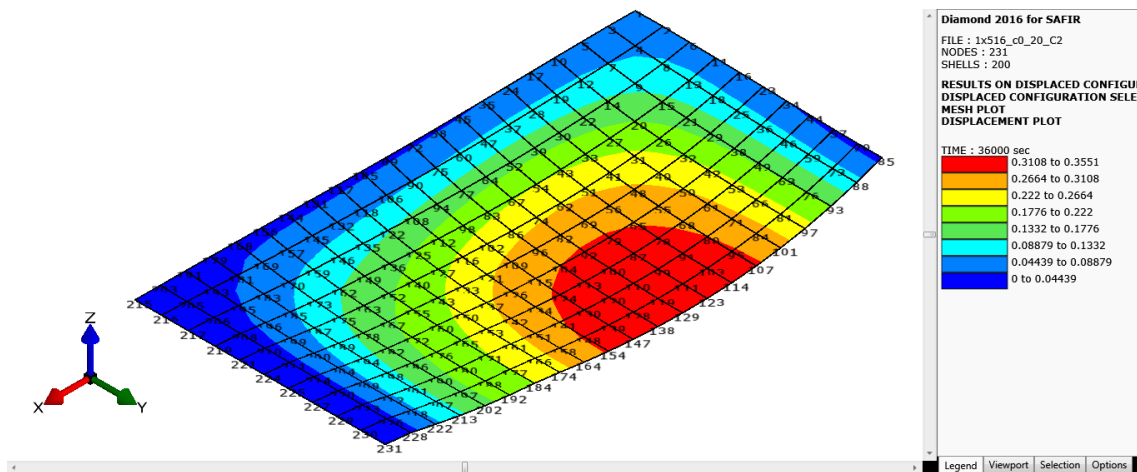
Слика 8.26. Површина и должина на усвоена арматура на еднострано вкештена плоча



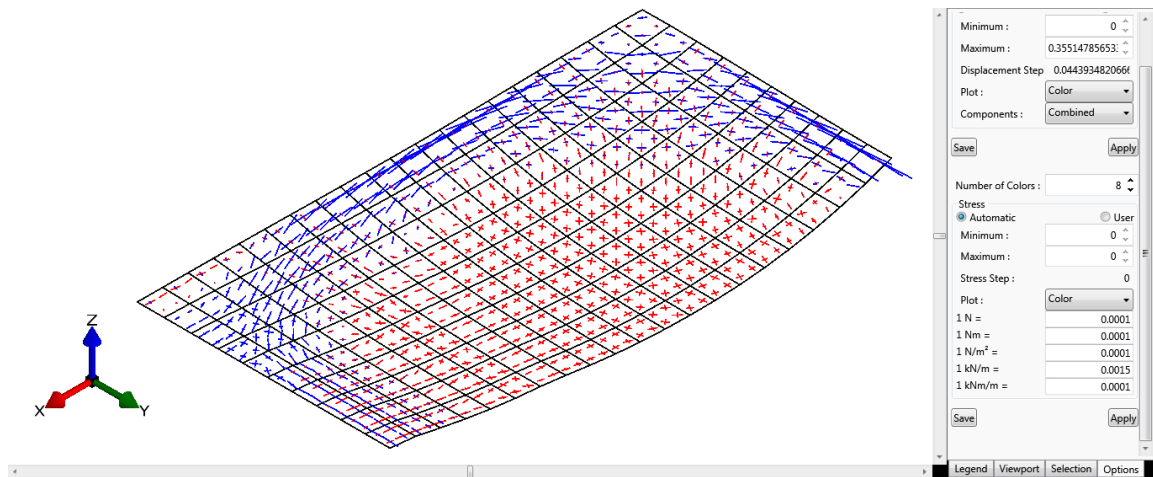
Слика 8.27. 3D Модел на еднострано вкештена плоча со зададени гранични услови, за анализа во SAFIR2016



Слика 8.28. Максимални вертикални поместување на еднострано вкештена плоча, по 10 часа дејство на пожар

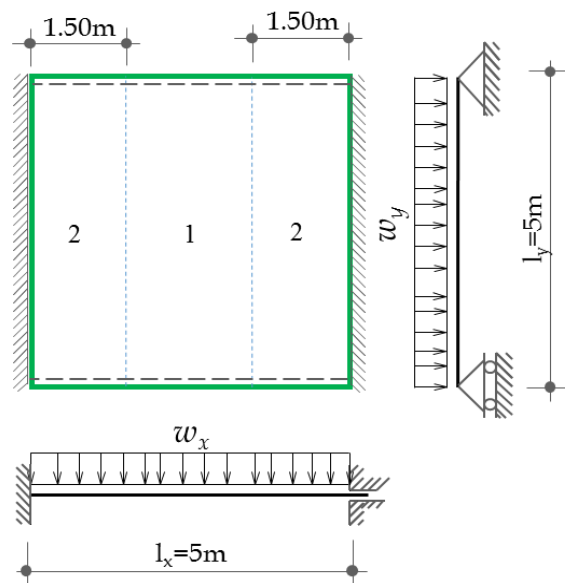


Слика 8.29. Деформација на еднострано вкештена плоча, по 10 часа дејство на пожар од долната страна

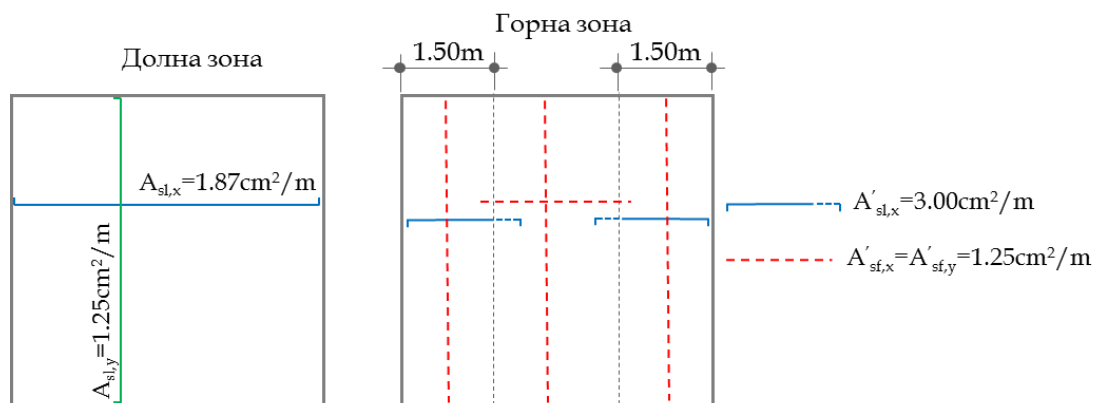


Слика 8.30. Правци на мембранските сили во еднострано вкештена, по 10 часа дејство на пожар од долната страна

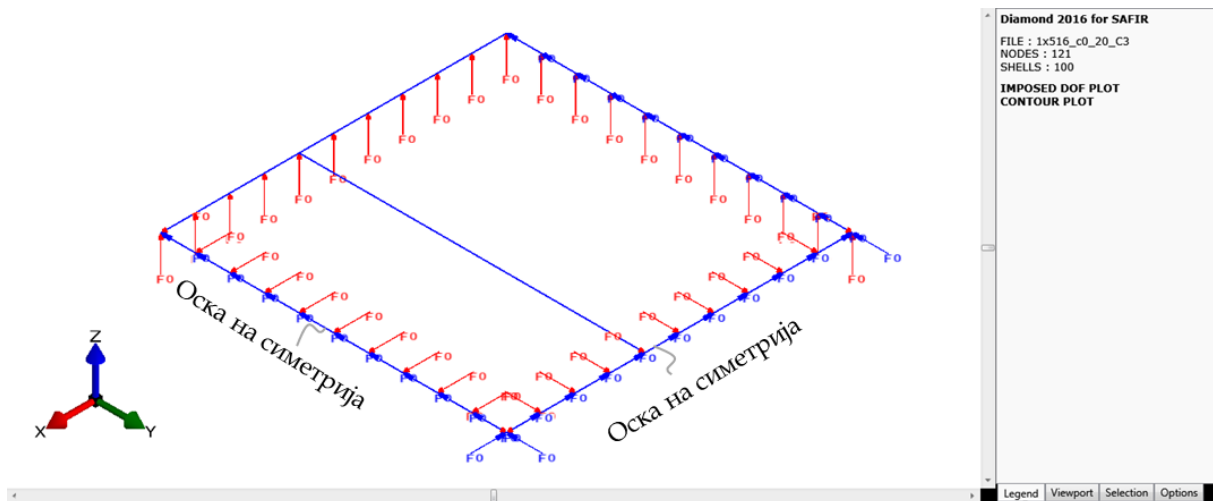
8.3.2 Плоча вкештена на две спротивни страни: Тип 3



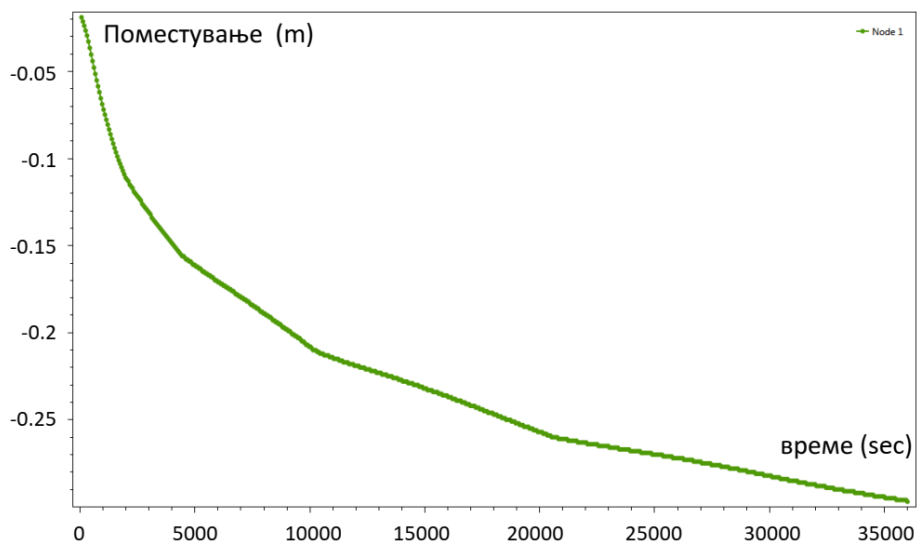
Слика 8.31. Статичка шема на плоча вкештена на две спротивни страни



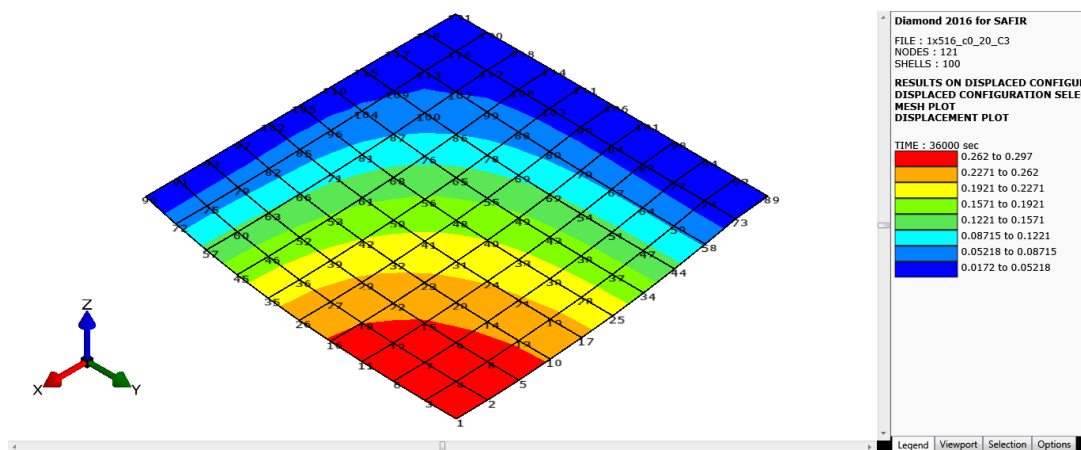
Слика 8.32. Површина и должина на усвоена арматура на плоча вкештена на две спротивни страни



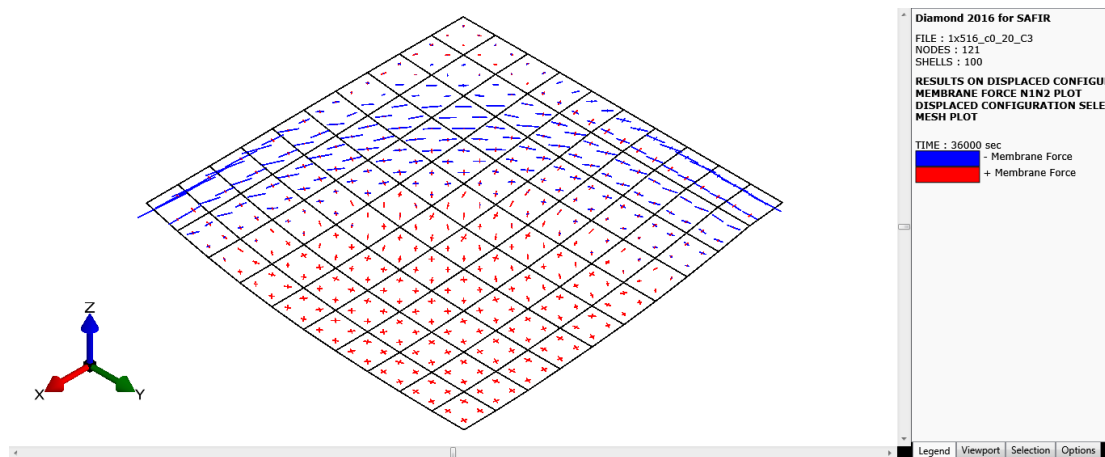
Слика 8.33. 3D Модел на плоча вклетена на две спротивни страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016



Слика 8.34. Максимални вертикални поместување на плоча вклетена на две спротивни страни, по 10 часа дејство на пожар

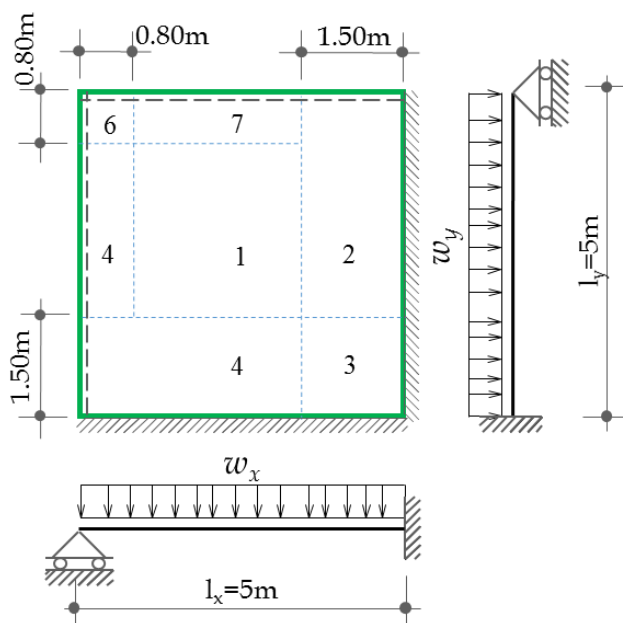


Слика 8.35. Деформација на плоча вклетена на две спротивни страни, по 10 часа дејство на пожар од долната страна

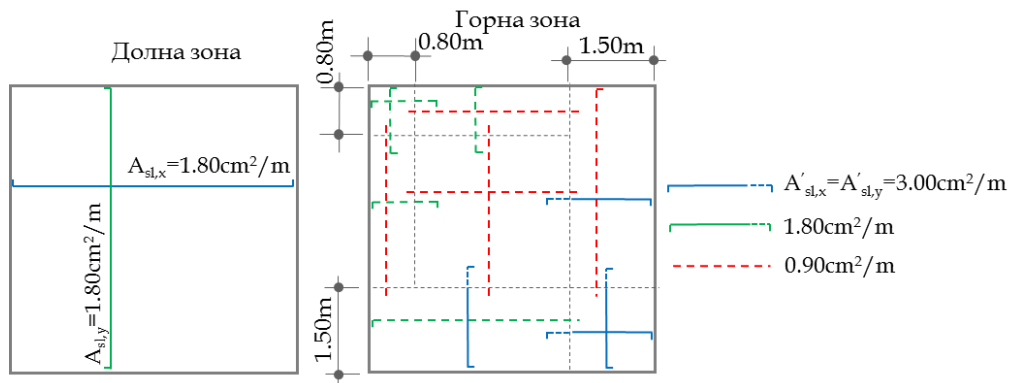


Слика 8.36. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на две спротивни страни, по 10 часа дејство на пожар

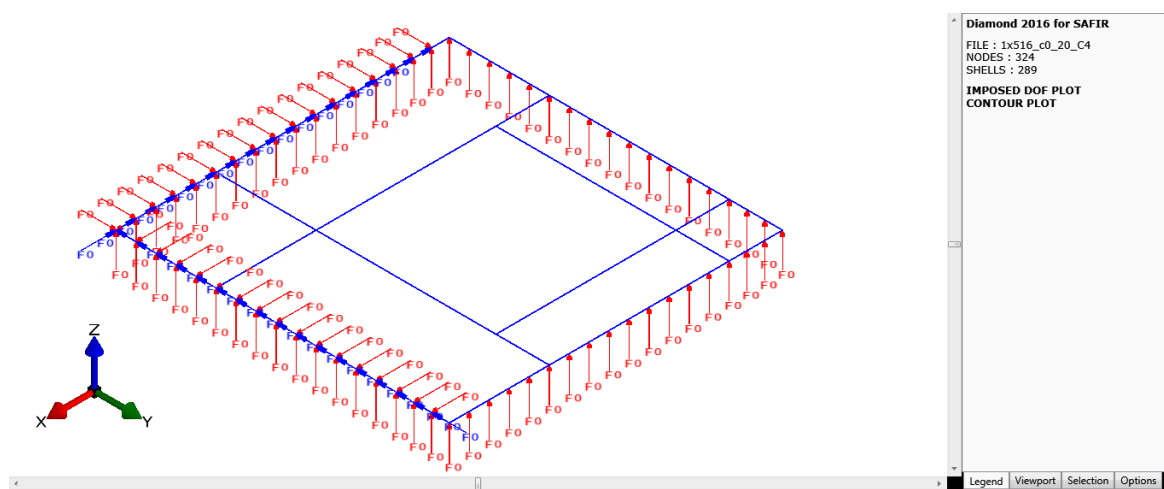
8.3.3 Плоча со вкештени две соседни страни: Тип 4



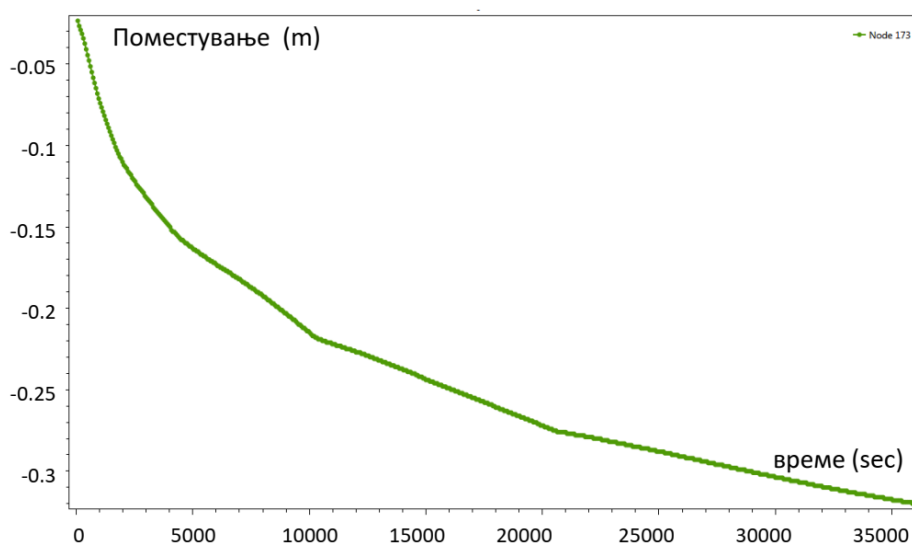
Слика 8.37. Статичка шема на плоча вкештена на две соседни страни



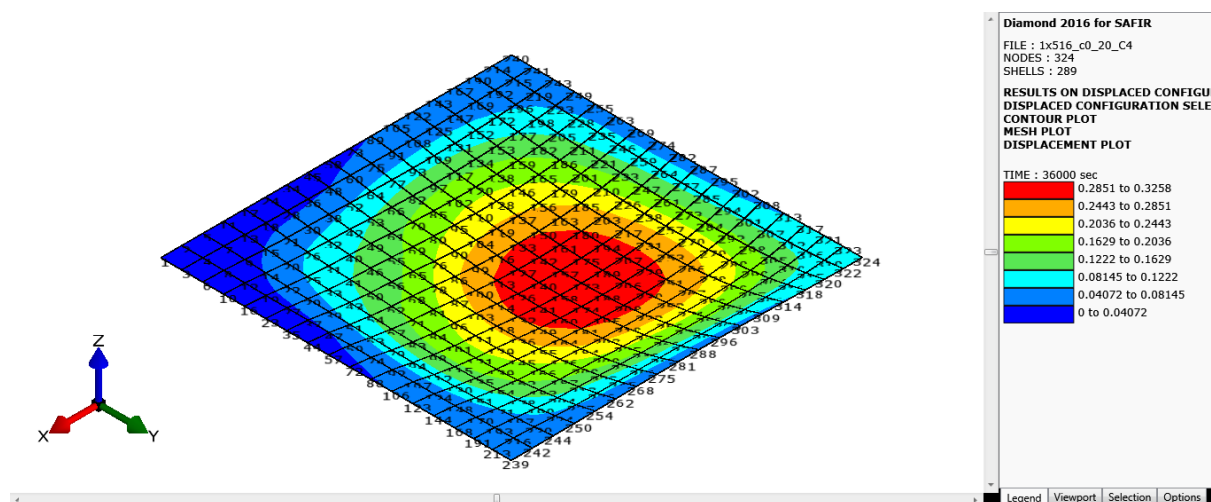
Слика 8.38. Површина и должина на усвоена арматура на плоча вкештена на две соседни страни



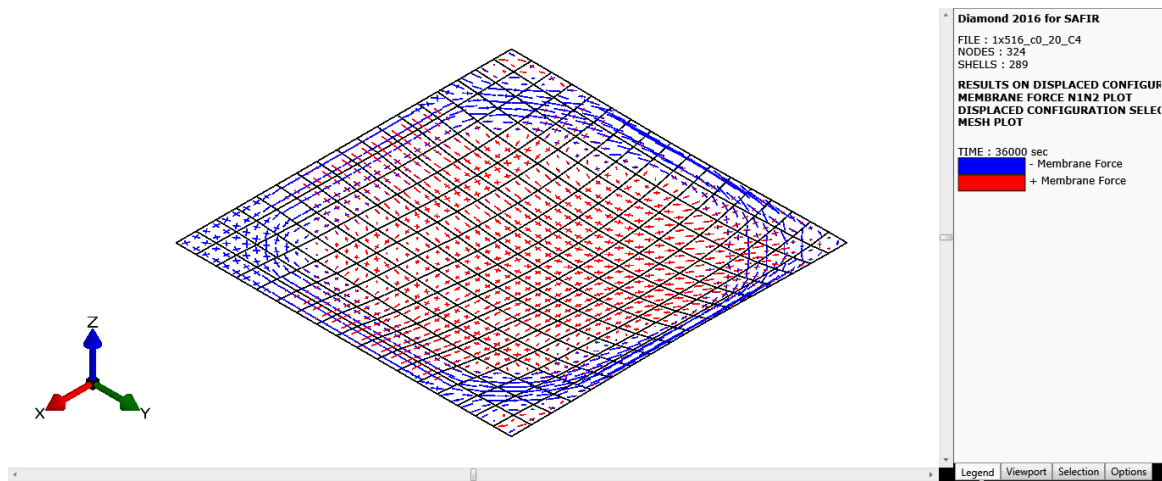
Слика 8.39. 3D Модел на плоча вклештена на две соседни страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016



Слика 8.40. Максимални вертикални поместување на плоча вклештена на две соседни страни, по 10 часа дејство на пожар

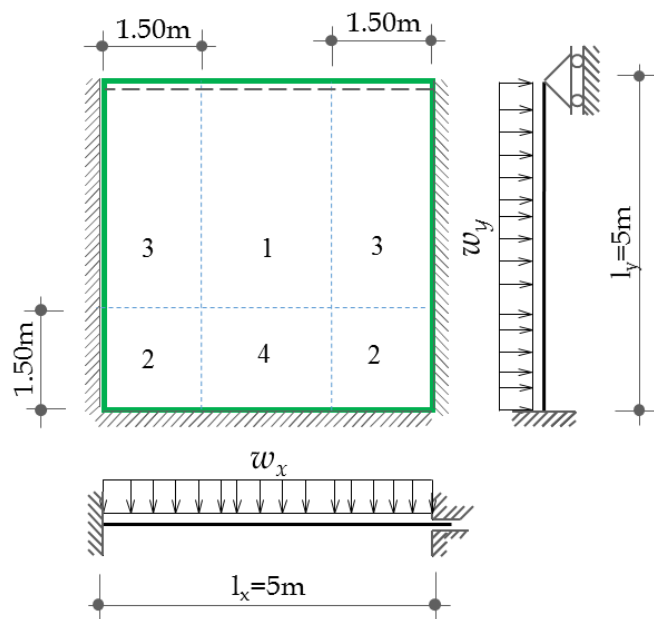


Слика 8.41. Деформација на плоча вклештена на две соседни страни, по 10 часа дејство на пожар

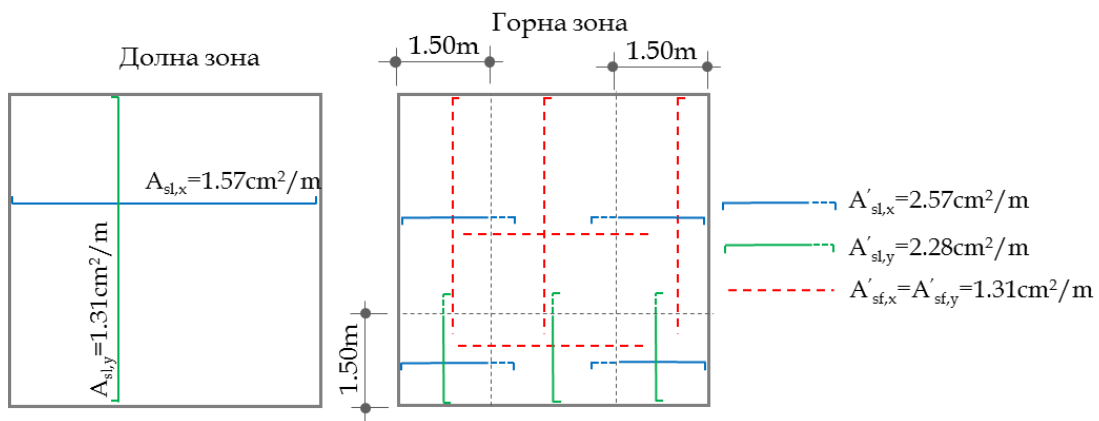


Слика 8.42. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на две соседни страни, по 10 часа дејство на пожар

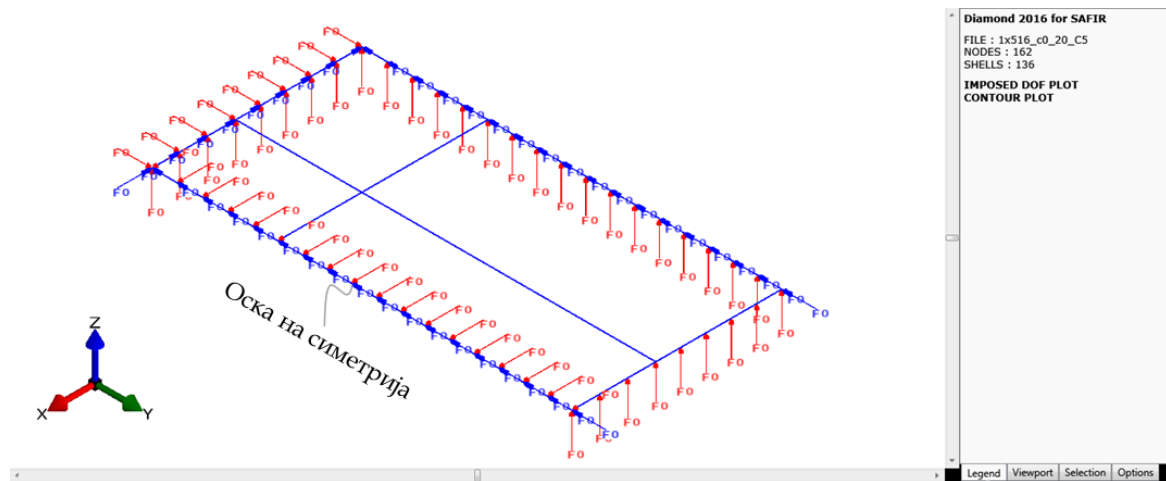
8.3.4 Плоча вкештена на три страни: Тип 5



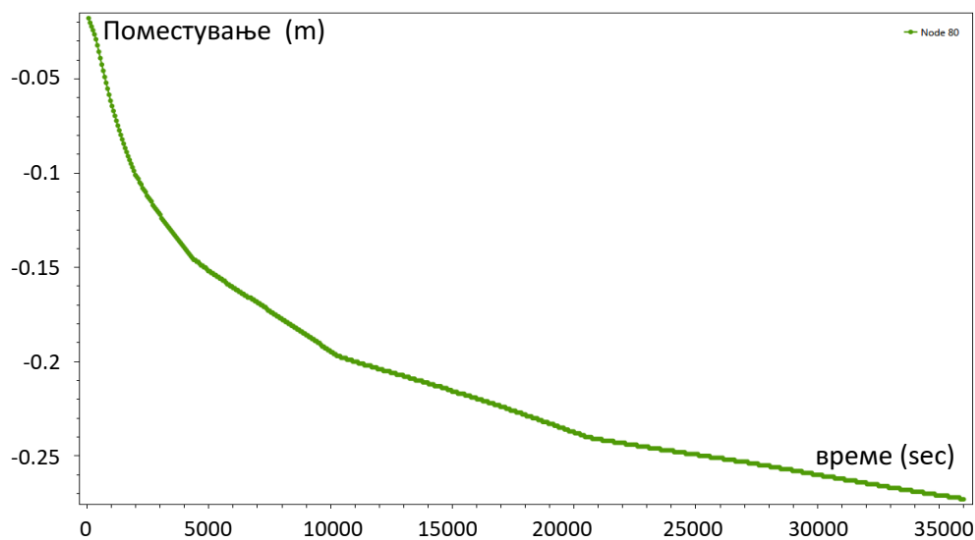
Слика 8.43. Статичка шема на плоча вкештена на три страни



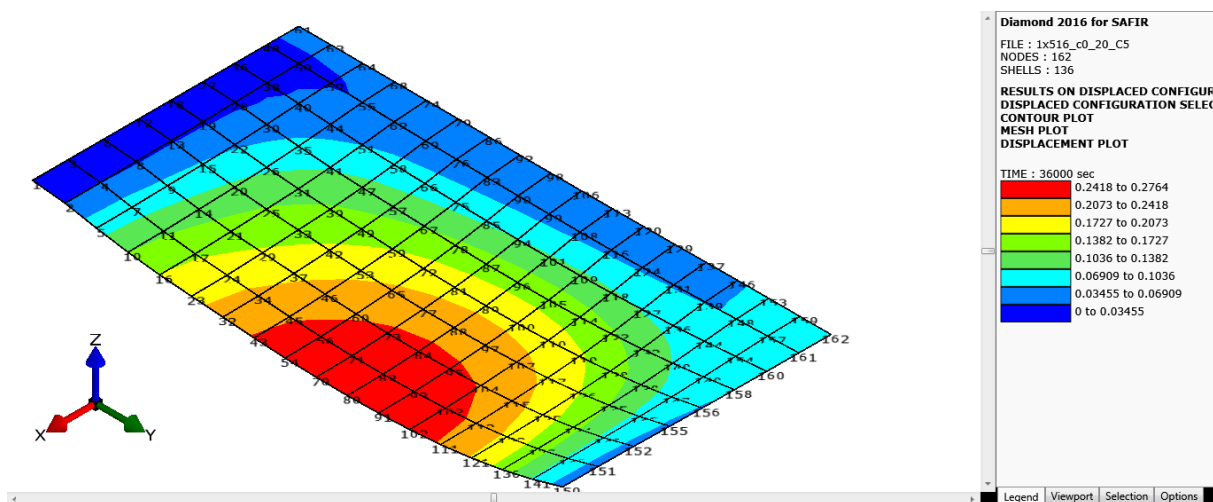
Слика 8.44. Површина и должина на арматура на плоча вкештена на три страни



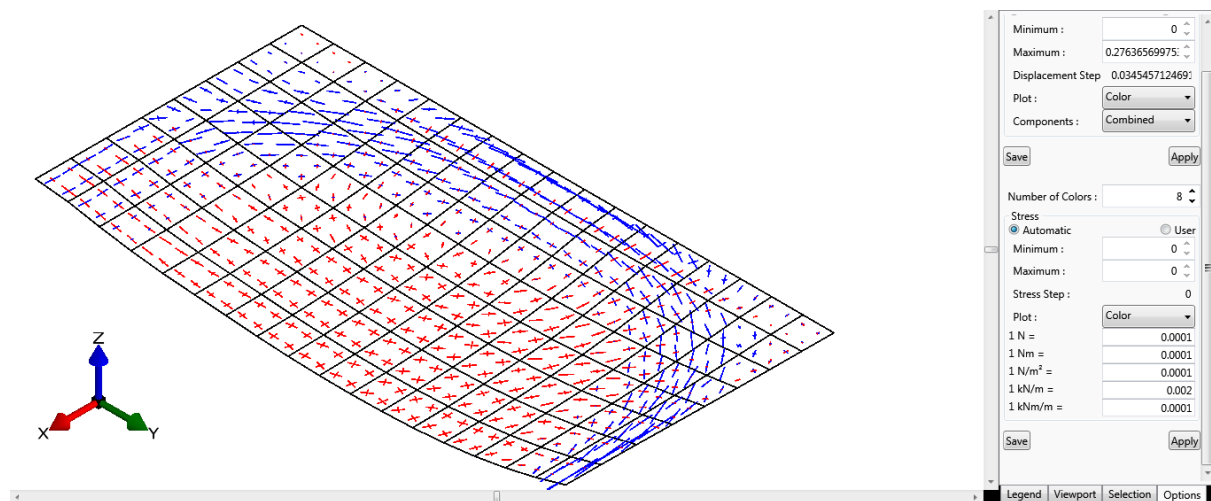
Слика 8.45. 3D Модел на плоча вкештена на три страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016



Слика 8.46. Максимални вертикални поместување на плоча вкештена на три страни, по 10 часа дејство на пожар

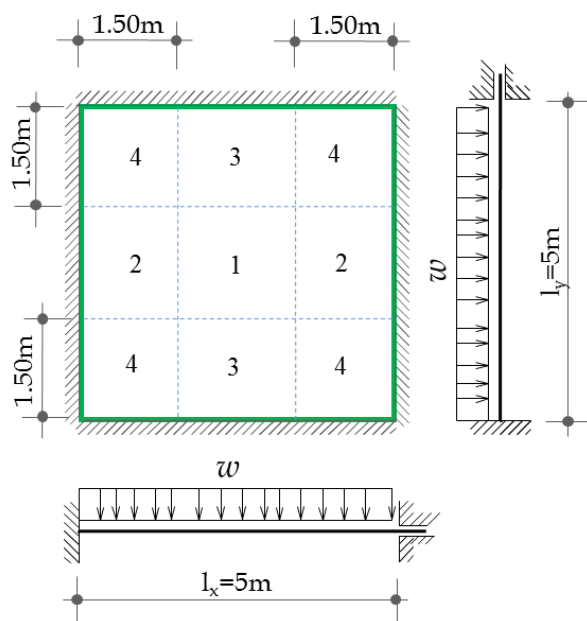


Слика 8.47. Деформација на плоча вкештена на три страни, по 10 часа дејство на пожар

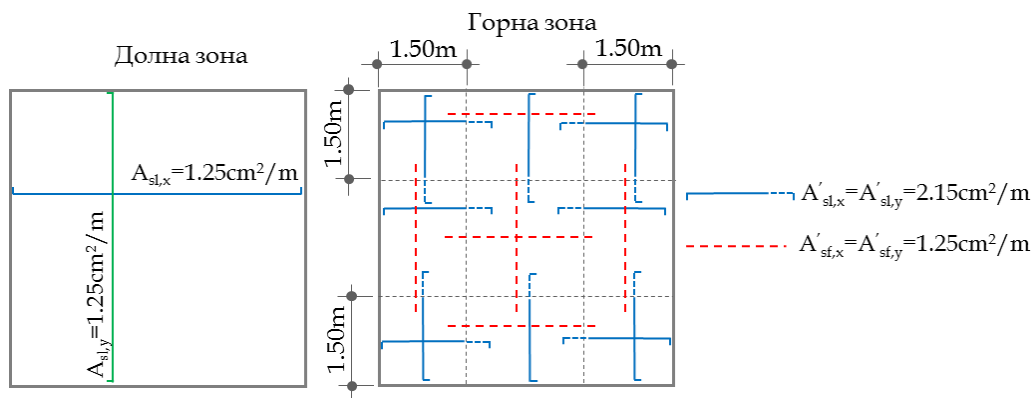


Слика 8.48. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на три страни, по 10 часа дејство на пожар

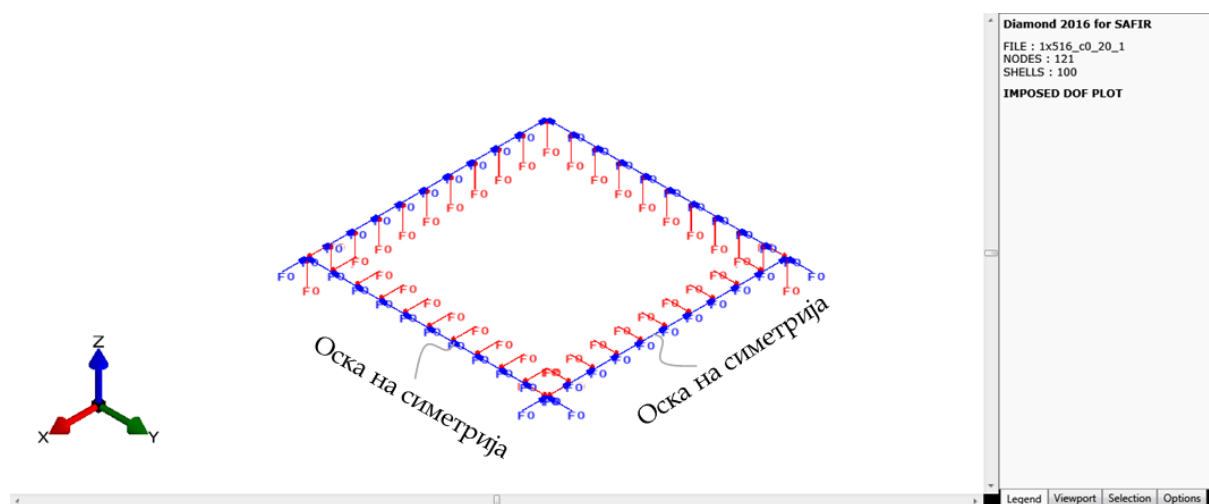
8.3.5 Плоча вкештена на четири страни: Тип 6



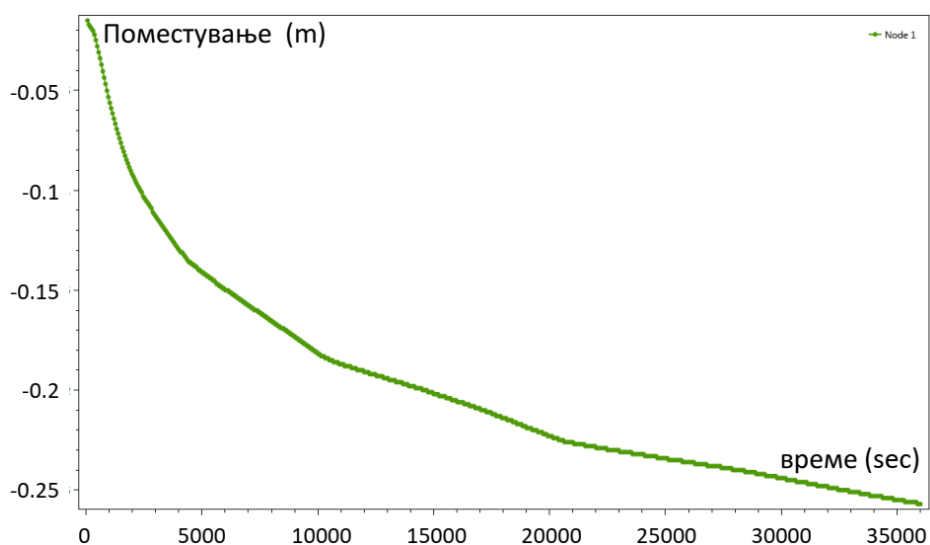
Слика 8.49. Статичка шема на плоча вкештена на четири страни



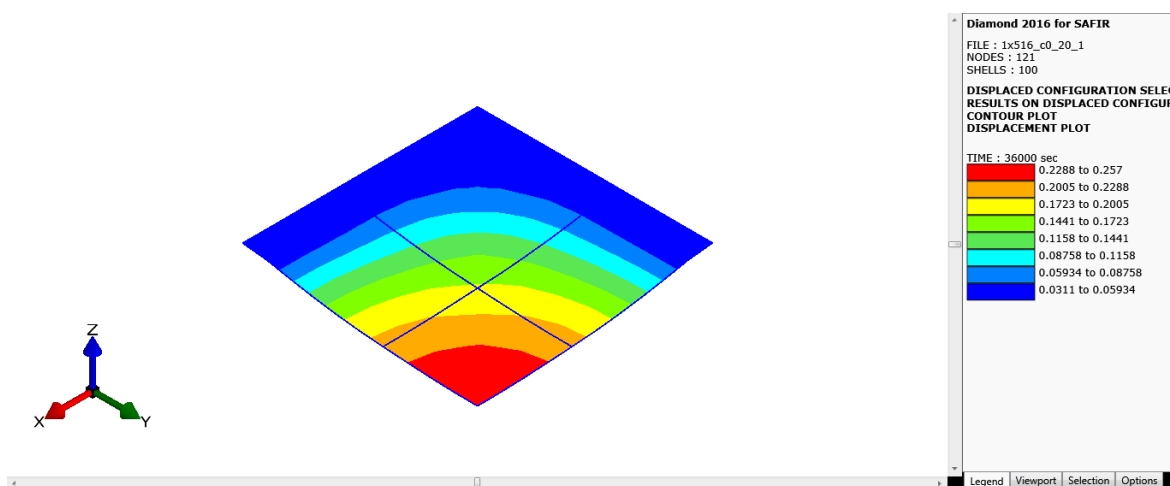
Слика 8.50. Површина и должина на арматура на плоча вкештена на четири страни



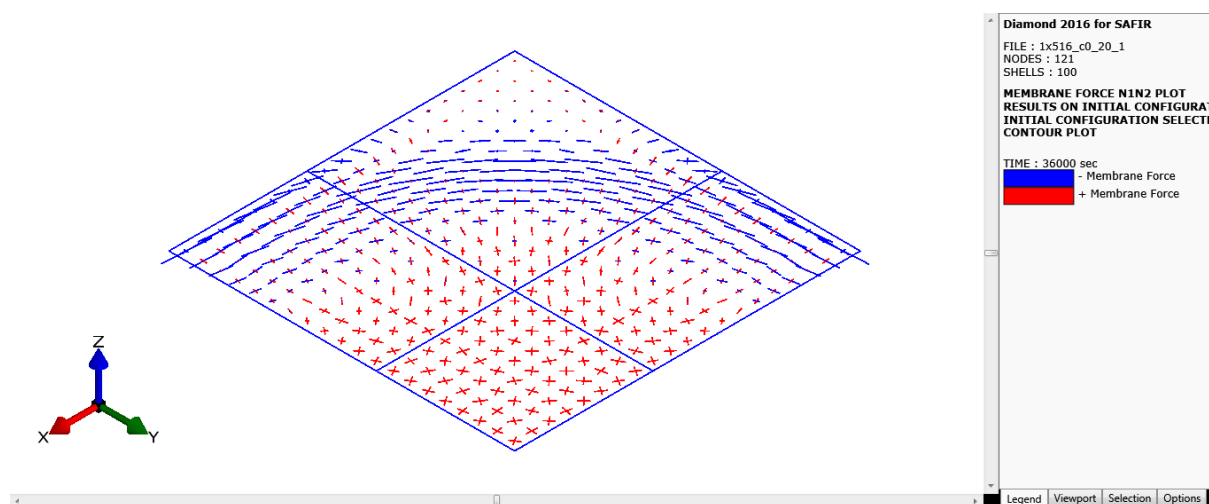
Слика 8.51. 3D Модел на плоча вклетена на четири страни со зададени гранични услови за анализа во SAFIR2016



Слика 8.52. Максимални вертикални поместување на плоча вклетена на четири страни, по 10 часа дејство на пожар



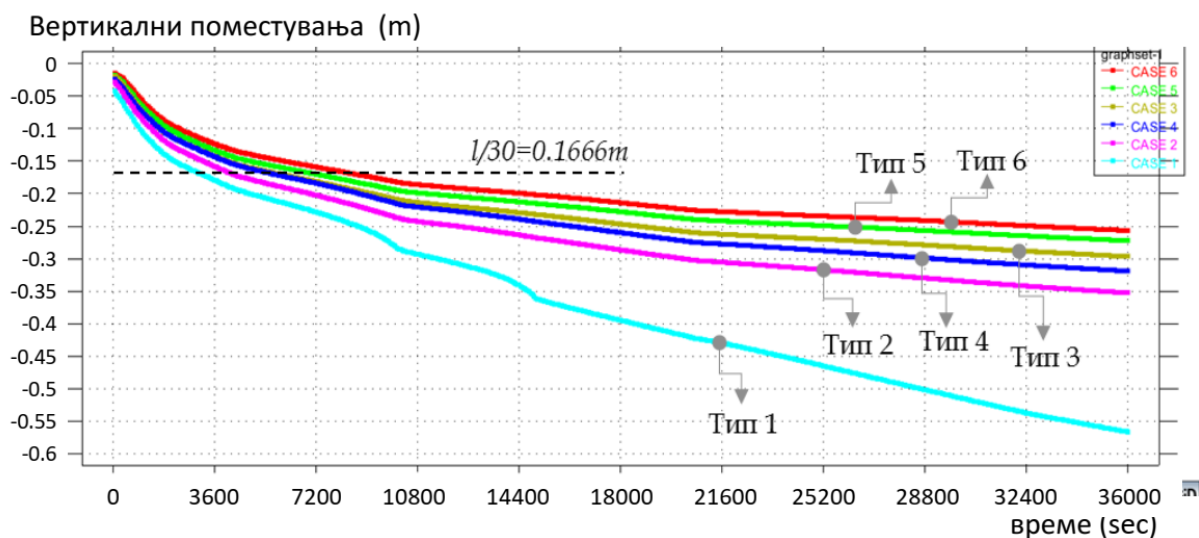
Слика 8.53. Деформација на плоча вклетена на четири страни, по 10 часа дејство на пожар



Слика 8.54. Правци на мембранските сили кај плоча вкештена на четири страни, по 10 часа дејство на пожар

8.4 ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА ЗА РАЗЛИЧНИ КОНТУРНИ УСЛОВИ

Во оваа глава се споредени добиените резултати од спроведените анализи во Глава 8.2 и Глава 8.3. На Слика 8.55 се прикажани вертикалните поместувања на плочи со различни контурни услови. Од аспект на носивост, сите плочи покажаа пожарна отпорност поголема од 10 часа. Од аспект на предизвикани деформации, контурните услови на плочите имаат големо влијание врз нивното однесување.



Слика 8.55. Вертикална поместувања кај плочи носиви во два правца, за различни контурни услови и пожар од долната страна

Плоча носива во два правца и опожарена од долната страна најдобро се однесува кога е вкештена од сите четири страни, а со намалување на бројот на вкештени страни се зголемуваат вертикалните поместувања во поле и се намалува пожарната отпорност и од аспект на носивост и од аспект на дозволени деформации. Во случај кога плочата е

Параметарска анализа на пожарна отпорност на различни типови армиранобетонски плочи

вкештена од две страни, поповолно однесување се постигнува кога вкештувањето е на две спротивни страни, а понеповолно однесување се постигнува кога вкештувањето е на две соседни страни. Слободно потпрена плоча носива во два правца покажува најлошо однесување.

Во Табела 8.4 споредени се пожарните отпорности на плочи носиви во два правца и опожарени од долната страна, во зависност од контурните услови и согласно критериумот за дозволени вертикални поместувања $l/30$. Резултатите го потврдуваат погоре изнесенiot став.

Табела 8.4. Пожарна отпорност на плочи носиви во два правца и опожарени од долната страна согласно критериума за дозволени вертикални поместувања $l/30$

Тип на плоча	Пожарна отпорност (min)
1	49
2	66
3	92
4	83
5	107
6	135

9 СПОРЕДБА НА ПОЖАРНА ОТПОРНОСТ НА ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ И ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА

9.1 ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СОГЛАСНО УПРОСТЕНА МЕТОДА

Во оваа глава е спроведена споредбена анализа на добиените резултати за пожарната отпорност на плочи носиви во еден и во два правца, кога се опожарени од долната страна. Споредени се резултатите добиени со упростената метода дадена во EN 1992-1-2.

Во Табела 9.1 е споредена пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, опожарени од долната страна. Прикажано е влијанието на распонот на плочите и дебелината на заштитниот бетонски слој врз нивната пожарна отпорност. Резултатите се добиени со упростената метода.

Почетните напрегања во арматурата во двата типа на плочи се исти, па следствено се добива иста пожарна отпорност. Иако за плочи носиви во еден правец упростената метода дава задоволителни резултати, истото не може да се каже за плочи носиви во два правца. Упростената метода кај плочите носиви во два правца не го зема во предвид зголемувањето на пожарната отпорност поради ефектот од иницираните мембрански сили на затегнување кои се јавуваат при големи поместувања и имаат позитивен ефект кај овој тип на плочи. Што се однесува до влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој, пожарната отпорност на двата типа на плочи расте со зголемување на дебелината на заштитниот бетонски слој.

Табела 9.1. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, согласно упростена метода

		Пожарна отпорност (min)		
		Дебелина на заштитниот бетонски слој		
Распон на плочата	Тип на плоча	$c_0=2\text{cm}$	$c_0=2.5\text{cm}$	$c_0=3.0\text{cm}$
L=4m	Еден правец	100	-	-
	Два правца	101	-	-
L=5m	Еден правец	100	125	157
	Два правца	101	127	155
L=6m	Еден правец	100	-	-
	Два правца	101	-	-

9.2 ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СОГЛАСНО 3D АНАЛИЗА СО SAFIR2016

Во оваа глава е спроведена споредбена анализа на добиените резултати за пожарната отпорност на плочи носиви во еден и во два правца, кога се опожарени од долната страна, согласно критериумот за носивост. Споредени се резултатите добиени со 3D анализа со програмот SAFIR2016.

Во Табела 9.2 е споредена пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, опожарени од долната страна. Прикажано е влијанието на распонот на плочите и дебелината на заштитниот бетонски слој врз нивната пожарна отпорност. Резултатите се добиени со 3D анализа со програмот SAFIR2016.

Согласно анализите, плочите носиви во два правца покажуваат поголема пожарна отпорност од плочите носиви во еден правец и не се јавува лом и по десет часа изложеност на пожар. Причина се иницираните мембрански сили на затегнување кои ја зголемуваат носивоста на плочите.

Табела 9.2. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, согласно 3D анализи во SAFIR2016

		Пожарна отпорност (min)		
		Дебелина на заштитниот бетонски слој		
Распон на плочата	Носивост на плочата	c ₀ =2cm	c ₀ =2.5cm	c ₀ =3.0cm
L=4m	Еден правец	114	-	-
	Два правца	>600	-	-
L=5m	Еден правец	114	143	175
	Два правца	>600	>600	>600
L=6m	Еден правец	116	-	-
	Два правца	>600	-	-

9.3 ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ СОГЛАСНО КРИТЕРИУМОТ ЗА ДОЗВОЛЕНИ ПОМЕСТУВАЊА

Во оваа глава е спроведена споредбена анализа на добиените резултати за пожарната отпорност на плочи носиви во еден и во два правца, кога се опожарени од долната страна, согласно критериумот за дозволени вертикални поместувања $l/30$. Споредени се резултатите добиени со 3D анализа со програмот SAFIR2016.

Во Табела 9.3 е споредена пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, опожарени од долната страна. Прикажано е влијанието на

распонот на плочите и дебелината на заштитниот бетонски слој врз нивната пожарна отпорност согласно критериумот за дозволени поместувања. Резултатите се добиени со 3D анализа со програмот SAFIR2016. И кај двата типа плочи зголемувањето на распонот ја намалува пожарната отпорност, додека зголемувањето на заштитниот бетонски слој има позитивен ефект. Плочите носиви во два правца подобро се однесуваат од плочите носиви во еден правец.

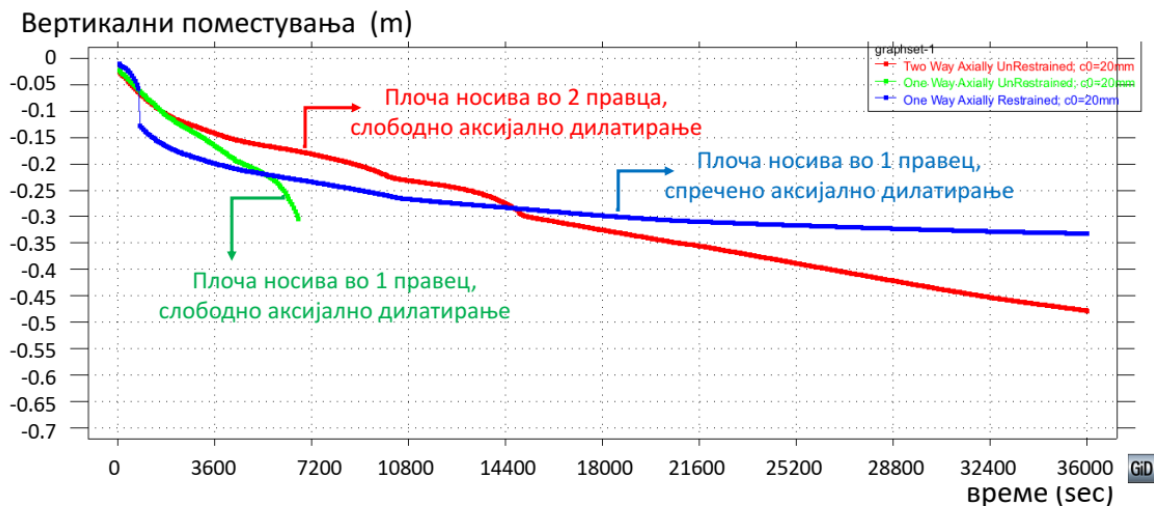
Табела 9.3. Пожарна отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца, согласно критериумот за дозволени вертикални поместувања $l/30$

		Пожарна отпорност (min)		
		Дебелина на заштитниот бетонски слој		
Распон на плочата	Носивост на плочата	$c_0=2\text{cm}$	$c_0=2.5\text{cm}$	$c_0=3.0\text{cm}$
L=4m	Еден правец	43	-	-
	Два правца	52	-	-
L=5m	Еден правец	32	36	39
	Два правца	49	54	57
L=6m	Еден правец	26	-	-
	Два правца	37	-	-

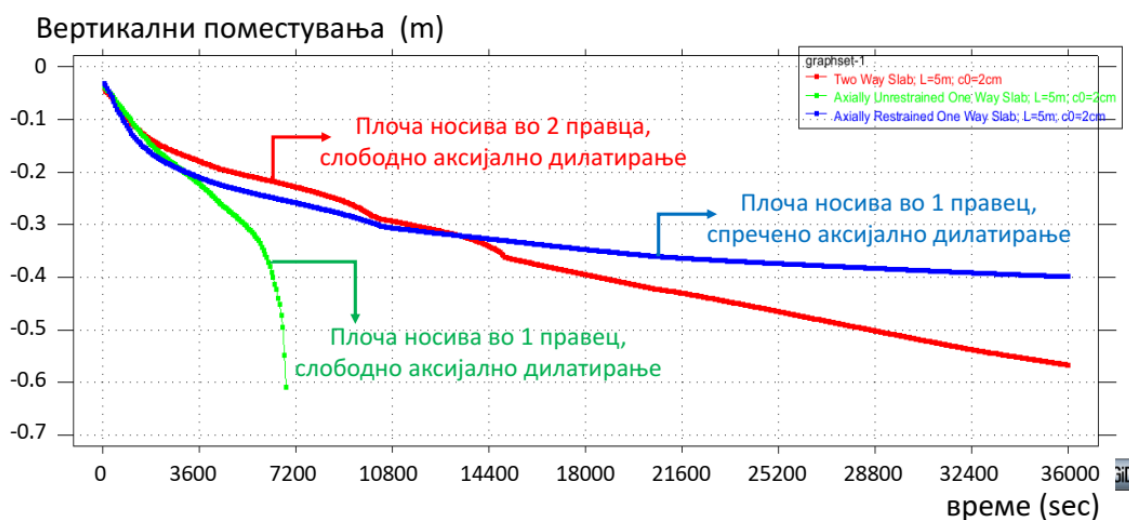
9.4 СПОРЕДБА НА ПОЖАРНАТА ОТПОРНОСТ НА ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ СО СЛОБODНА И СО СПРЕЧЕНА АКСИЈАЛНА ДИЛАТАЦИЈА И ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА

Во оваа глава се споредени резултатите за пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден и во два правца. Плочите носиви во еден правец се со слободна и со спречена аксијална дилатација. Вредностите се добиени со 3D анализа со примена на програмот SAFIR2016.

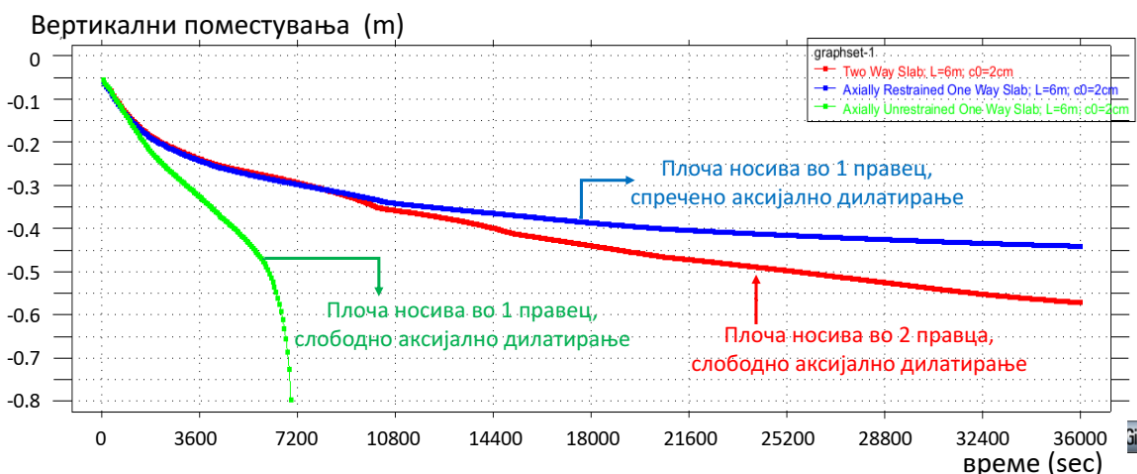
На Слика 9.1, Слика 9.2 и Слика 9.3 се прикажани вертикалните поместувања на анализираните плочи. Врз база на дијаграмите може да се заклучи дека, кога слободно потпрените плочи носиви во еден правец се со слободна аксијална дилатација порано ја губат носивоста при дејство на пожар, отколку кога аксијалната дилатација е спречена. Овие плочи, исто како и плочите носиви во два правца, имаат пожарна отпорност поголемо од десет часа. Причината лежи во иницираните мембрански сили на затегнување кои доаѓаат до израз кога вертикалните поместувања се зголемуваат и со тоа предизвикуваат позитивен ефект, односно ја зголемува носивоста на плочите.



Слика 9.1. Максимални вертикални поместувања на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, со распон $l=4\text{ m}$ и заштитен бетонски слој $c_0=2\text{ cm}$



Слика 9.2. Максимални вертикални поместувања на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, со распон $l=5\text{ m}$ и заштитен бетонски слој $c_0=2\text{ cm}$



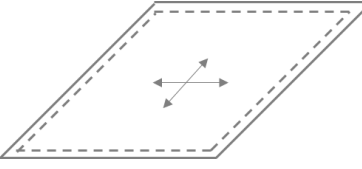
Слика 9.3. Максимални вертикални поместувања на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, со распон $l=6\text{ m}$ и заштитен бетонски слој $c_0=2\text{ cm}$

Во Табела 9.4 се споредени пожарните отпорности на слободно потпрени плочи носиви во еден и два правца, согласно критериумот за дозволени вертикални поместувања $l/30$.

Од спроведените анализи се гледа дека плочите носиви во два правца имаат поголема пожарна отпорности и од аспект на достигнување на дозволените деформации. Кога плочите се со слободно аксијално дилатирање, со зголемување на распонот се намалува пожарната отпорност од аспект на критериумот за дозволени поместувања, но поповолно однесување покажуваат плочите носиви во два правца.

Кај плоча носива во еден правец, кога аксијалните дилатации се спречени со пораст на распонот се намалуваат вертикалните поместувања, односно се зголемува пожарната отпорност согласно критериумот за дозволени поместувања. Причина се иницираните аксијални сили на притисок кои предизвикуваат ефект на преднапрегање и влијаат на намалување на вертикалните поместувања. При поголем распон интензитетот на иницираната аксијална сила е поголем, следствено поместувањата се помали, односно пожарната отпорност е поголема.

Табела 9.4. Пожарна отпорност на плочи носиви во еден и два правца, согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$

Распон на плочи	Пожарна отпорност (min)		
			
L=4m	43	15	52
L=5m	32	31	49
L=6m	26	35	37

10 ЗАКЛУЧОЦИ И ПРЕПОРАКИ ЗА ПОНАТАМОШНИ ИСТРАЖУВАЊА

Врз база на спроведените анализи за влијанието на одделни параметри врз пожарната отпорност на армиранобетонски плочи носиви во еден и во два правца, извлечени се одредени заклучоци, со чија примена при проектирањето на АБ плочите, може значително да се влијае на зголемувањето на пожарната безбедност на објектите.

Дел од заклучоците се општи и се однесуваат на постапките за анализа на различните типови на АБ плочи. Од поголемо значење се следните заклучоци:

1. При дефинирање на пожарната отпорност на конструкциите, за да се постигне поклопување на експерименталните и нумеричките резултати, потребно е точно да се познаваат физичките и механичките својства на материјалите, како и нивната температурна зависност.
2. Вредноста на јакоста на затегнување на бетонот, доколку се вклучи во анализата, има влијание на однесувањето на плочите поради намалување на прснатините и зголемување на нивната крутост.
3. 3D анализата кај плочи носиви во еден правец треба да се спроведува за реална ширина на плочите. Доколку се анализира лента од 1 m, влијанието на мембранските сили кое е доминантно при поголеми вертикални поместувања, нема да дојде до израз и поместувањата пред лом ќе имаат помали вредности, слични со резултатите од 2D анализата. Во некои случаи овие резултати се дури и идентични (вклетени плочи).
4. Во општ случај, 3D анализата за реална ширина на плочите носиви во еден правец дава пореални резултати, но од практични причини (пократко време на пресметка) може да се примени и 2D анализа или 3D анализа за лента со ширина 1m, чии резултати имаат задоволителна точност.
5. Заштитниот бетонски слој има големо влијание на носивоста на плочите изложени на пожар, но мало од аспект на достигнување на критериумот за дозволени деформации $1/30$. Ако заштитниот бетонски слој се зголеми за 0.5 cm, пожарната отпорност може да се зголеми и до 30 min, зависно од термичките карактеристики на бетонот и статичкиот систем на плочата.
6. Кај статички неопределените плочи начинот на водење на арматурата во горната зона над потпорите (со следење на Z-линијата или со константен пресек по цела должина) не влијае на пожарната отпорност, но должината на негативната арматура има големо влијание. Доколку се следат препораките дадени во Еврокод 2-1-2 истата да се зголеми за 25%, пожарната отпорност се зголемува и за повеќе од 20%.

7. Горната арматура, иако конструктивна, ако се постави по целиот распон на плочата ја зголемува пожарната отпорност на вклетените плочи, додека кај слободно потпрените плочи позитивниот ефект е само пред моментите на лом. Причина за подобро однесување на плочите е активирањето на горната конструктивна арматура за прием на мембранските сили кои, во моментите кога вертикалните поместувања се екстремно големи, односно кога плочата работи како ланчаница, нагло растат.
8. Ефектот од негативната арматура е поголем кај статички неопределените плочи затоа што ги прифаќа зголемените негативни нападни моменти кога пожарот е од долната страна. Поради редистрибуцијата на нападните моменти се поместуваат нултите точки кон средината на плочата и доколку горната арматура нема доволна должина, се јавуваат пластични зглобови.
9. Пожарната отпорност на плочите согласно критериумот за дозволени деформации е значително помала во однос на пожарната отпорност согласно критериумот за носивост. Тоа се должи на фактот што, поради промени во „ σ - ϵ “ дијаграмот за бетонот и челикот, конструкциите во услови на пожар стануваат подуктилни и можат да преживеат значително поголеми дилатации пред лом отколку во ладна состојба.
10. За конструктивното инженерство, при проектирање на плочите, од важност е критериумот за носивост на плочите во услови на пожар, што е дефинирано и во сите Еврокодони. Од аспект на носивост на плочите, приближната метода дадена во EN1992-1-2 дава задоволителни резултати, кои се секогаш на страна на сигурноста.

10.1 СЛОБОДНО ПОТПРЕНИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ

1. Согласно критериумот за носивост, распонот не влијае на пожарната отпорност на слободно потпрени плочи носиви во еден правец. Имајќи во предвид дека слободно потпрените плочи се статички определени носачи и при промена на температурата во напречниот пресек не се менуваат внатрешните сили, односно нападните моменти, доколку плочите се армирани со потребната арматура, а дебелината на заштитниот бетонски слој е иста, арматурата ќе претрпи иста редуција на границата на развлекување, следствено плочите со различни распони ќе претрпат иста редуција на носивиот капацитет и истовремено ќе доживеат лом.
2. Согласно критериумот за дозволени деформации, со зголемување на распонот се намалува пожарната отпорност на слободно потпрените плочи затоа што се зголемува виткоста и се добиваат поголеми деформации.
3. Општ заклучок е дека распонот на слободно потпрените плочи носиви во еден правец има влијание врз нивната пожарна отпорност само од аспект на критериумот за дозволени деформации, кој при дефинирање на пожарната

отпорност на конструкциите не го земаме за меродавен, затоа што основна цел е конструкцијата да го преживее пожарот во пропишаното време на пожарно дејство.

4. Слободно потпрените плочи со ослободено аксијално дилатирање и опожарени од горната страна многу подобро се однесуваат од плочите опожарени од долната страна, затоа што главната арматура се наоѓа во ладна зона.
5. Спреченото аксијално дилатирање значително ја зголемува пожарната отпорност на слободно потпрените плочи носиви во еден правец и опожарени од долната страна и ги намалува вертикалните поместувања. Причина е активирањето на мембранските сили на затегнување во поле и иницирање на сили на притисок во периферните делови (во облик на прстен). Кога пожарот е од горната страна, спреченото аксијално дилатирање ја намалува пожарната отпорност на плочите.

10.2 ДВОСТРАНО ВКЛЕШТЕНИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ

1. Кај двострано вклетени плочи, влијанието на дебелината на заштитниот бетонски слој е соодветно како и кај слободно потпрените плочи.
2. Кај двострано вклетени плочи носиви во еден правец, при ослободено аксијално дилатирање влијанието на распонот зависи од пожарното сценарио и шемата на армирање.
3. Кога пожарот е од долната страна, а плочата е армирана без арматура во горната зона во поле, распонот нема влијание врз пожарната отпорност. Поместувањата на плочата се во обратен правец од дејството на пожарот, односно нагоре.
4. Кога плочата е армирана во целата горна зона, а пожарот дејствува од долната страна, не се јавуваат пластични зглобови во третинските точки од распонот, па во овој случај вертикалните поместувања за цело време на дејство на пожарот се позитивни и при поголем распон имаат поголеми вредности. Оттука произлегува дека зголемувањето на распонот негативно влијае на пожарната отпорност кај овие плочи.
5. Кога плочата е опожарена од горната страна, распонот не влијае на пожарната отпорност и за двете шеми на армирање, но значително влијае на зголемување на вертикалните поместувања.
6. Начинот на армирање во горната зона значително влијае врз пожарната отпорност на двострано вклетени плочи со овозможено аксијално дилатирање. Доколку се следат препораките дадени во Еврокод 2-1-2, кои се однесуваат на зголемување на должината на арматурата над потпорите за 25%, пожарната отпорност може да се зголеми и до 20%, но доколку минимален процент од истата се препушти по целиот распон, ефектите се многу поголеми и пожарната отпорност може да се зголеми и за 2.5 пати.

7. При спречено аксијално дилатирање на двострано вклетени плочи носиви во еден правец, независно од шемата на армирање и од пожарното сценарио, лом настанува преку бетонот, а спреченото аксијално дилатирање има негативно влијание врз пожарната отпорност на плочите.

10.3 КОНТИНУИРАНИ ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ЕДЕН ПРАВЕЦ

1. Пожарната отпорност на симетрично и несиметрично товарени континуирани плочи незначително се разликува, и од аспект на носивост и од аспект на максимални дозволени деформации. Главната разлика помеѓу овие два случаја е обликот на кривата на поместување. Кај несиметрично товарени плочи, полето со помал товар оди нагоре во тек на целото време на дејство на пожар. Кога плочата е симетрично товарена поместувањата се симетрични, односно еднакви во двете полиња.
2. Кога континуирана плоча со слободно аксијално дилатирање и носива во еден правец е составена од две полиња и е изложена на пожар само во едното поле, се постигнува иста пожарна отпорност како и во случај која пожарот е во двете полиња.
3. Кај континуирани плочи со слободно аксијално дилатирање и носиви во еден правец, во случај на парен број полиња се добиваат помали поместувања во крајните критични полиња отколку кај плочи со непарен број полиња, следствено се постигнува поголема пожарна отпорност. Причина за оваа појава е поместувањето на второто поле нагоре, што е поизразено кај плочи со непарен број полиња. И од аспект на критериумот за дозволени вертикални поместувања $L/30$, плочите покажуваат идентично однесување, но постигнатата пожарна отпорност е многу помала.
4. Споредено со континуираните плочи со две или повеќе полиња, кај кои е ослободено аксијално дилатирање, слободно потпрената плоча кај која не се јавува редистрибуција на нападните моменти има најмала пожарна отпорност, додека вклетената плоча со слободна аксијална дилатација, кај која поради спречената ротација во лежиштата се постигнуваат најмалите деформации, има најголема пожарна отпорност.

10.4 ПЛОЧИ НОСИВИ ВО ДВА ПРАВЦА

1. Кај плочи носиви во два правца и опожарени од долната страна со зголемување на распонот се зголемуваат и вертикалните поместувања во поле, но согласно критериумот за носивост плочите имаат голема пожарна отпорност, многу поголема од пропишаната во националните правилници за пожарна безбедност на објектите. Причина за големата носивост во услови на пожар се иницираните мембрански сили на затегнување кои се поизразени при поголеми вертикални поместувања и влијаат на зголемување на носивоста на плочата.

2. Кај плочите носиви во два правца со зголемување на распонот се зголемуваат и вертикалните поместувања, па согласно критериумот за дозволени поместувања $l/30$, се намалува нивната пожарна отпорност.
3. Кај плочите носиви во два правца со зголемување на заштитниот бетонски слој се зголемува пожарната отпорност на плочите.
4. Доколку слободно потпрени плочи носиви во два правца се анализираат согласно упростената метода која базира на Теорија на линии на течење кај плочи, распонот не влијае на пожарната отпорност, а заштитниот бетонски слој линеарно ја зголемува пожарната отпорност на плочата. Причина за оваа појава е што упростената метода не го вклучува влијанието од мембранските сили на затегнување кои се поизразени при поголеми вертикални поместувања и влијаат на зголемување на носивоста на плочата.
5. Плоча носива во два правца и опожарена од долната страна најдобро се однесува кога е вклетена од сите четири страни, а со намалување на бројот на вклетени страни се зголемуваат вертикалните поместувања во поле и се намалува пожарната отпорност и од аспект на носивост и од аспект на дозволени деформации. Во случај кога плочата е вклетена од две страни, поповолно однесување се постигнува кога вклетувањето е на две спротивни страни, а понеповолно однесување се постигнува кога вклетувањето е на две соседни страни. Слободно потпрена плоча носива во два правца покажува најлошо однесување.

Имајќи предвид дека истражувањата од областа на пожарната отпорност на армиранобетонските конструкции се спроведуваат последниве неколку декади, литературата која е на располагање е релативно оскудна. Со многубројните нумерички параметарски анализи кои се спроведени во ова истражување се збогатува постојната литература од оваа област. Низа параметри кои не се инкорпорирани во досегашните експериментални и нумерички истражувања на армиранобетонските плочи во услови на пожар, се вклучени во пресметките и извлечени се горе изнесените заклучоци врз база на кои може да се формира пореална слика за однесувањето на армиранобетонските плочи во услови на пожар, а со тоа да се влијае и на зголемување на нивната пожарна отпорност и пожарната безбедност на објектот во целина.

10.5 ПРЕПОРАКИ ЗА ПОНАТАМОШНИ ИСТРАЖУВАЊА

Однесувањето на армиранобетонските плочи во услови на пожар, покрај од наведените параметри, зависи и од интензитетот на полинското дејство, односно од развојот на температурата во пожарниот сектор во тек на време.

Досегашните прописи, со кои се дефинира бараната пожарна отпорност на секој елемент поодделно, истата ја дефинираат за изложеност на елементот на Стандарден пожар ISO 834. Во реалноста, многу ретко се случуваат пожари со таков интензитет и

времетраење. Од таа причина Еврокодovите овозможуваат конструктивните елементи, или дел од конструкцијата, или целата конструкција, да се анализираат за дејство на реален пожар, односно за дејство на параметарски пожар дефиниран врз база на познато пожарно оптоварување, познати карактеристики на облогата на пожарниот сектор, позната геометрија на просторот и големина на отворите за вентилација. Во тој случај потребно е да се докаже дека анализираниот елемент или конструкцијата во целост ќе го преживее пожарот, не само во фаза на пораст на температурите, туку и во фазата на ладење.

До сега не се вршени параметарски анализи на АБ плочи изложени на параметарски пожар и истите треба да бидат предмет на идни истражувања.

Однесувањето на АБ плочите во услови на пожар во голема мерка зависи од степенот на спречување на аксијалното дилатирање. Кога плочите се анализираат како издвоен елемент, невозможно е да се предвиди степенот на реалното спречување на термичкото дилатирања. Тоа зависи од положбата на плочата во конструкцијата, крутоста на околните елементи и пожарното сценарио. Затоа, најдобри резултати би се добиле кога овие елементи би се анализирале во склоп на целосна конструкција, но за таа цел потребни се компјутерски програми кои овозможуваат просторна анализа. Програмот SAFIR2016 дава такви можности и отвара врата за понатамошни истражувања.

11 ЛИТЕРАТУРА

1. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural Fire Design*. Brussels : European Committee For Standardization, 2004. EN 1992-1-2:2004: E.
2. **89/106/ЕЕС, Council Directive**. 1988.
3. *Regulation (EU) No 305/2011*. s.l. : The European Parliament and of the Council, 2011.
4. *Eurocode - Basis of structural design*. Brussels : European Committee for Standardization, 2005. EN 1990:2002+A1.
5. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*. Brussels : European Committee For Standardization, 2002. EN 1991-1-2.
6. *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*. **Bazant, Zdenek P and Kaplan, Maurice F.** s.l. : Longman Group Limited, 1996. ISBN 0-582-08626-4.
7. *Creep of concrete at temperatures above normal*. **Nasser, K. W. and Neville, A. M.** 1, s.l. : Nuclear Engineering and Design, 1966, Vol. IV, pp. 90-96.
8. *Effect of heating and cooling regimes on residual strength of microstructure of normal strength and high-performance concrete*. **Luo, X, Sun, W and Chan, S. Y. N.** s.l. : Cement and Concrete Research, 2000, pp. 379-383.
9. *Thermal-Stress Analysis of RC Beams Reinforced with GFRP Bars*. **Hawileh, R.A. and Naser, M.Z.** 2012, Composites: Part B, Vol. 43, pp. 2135-2142.
10. *Modeling the Response of Composite Beam–Slab Assemblies Exposed to Fire*. **Kodur, V.K.R., et al., et al.** 2013, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 80, pp. 163-173.
11. *Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire*. **Gao, W.Y., et al., et al.** 2013, Engineering Structures, Vol. 52, pp. 488-501.
12. **Cvetkovska, M.** *Nonlinear Stress Strain Behaviour of RC Elements and Plane Structures Exposed to Fire*. Skopje : Civil Engineering Faculty in Skopje, “Ss. Cyril and Methodius” University, 2002. Vol. Doctoral dissertation.
13. *A Quadrangular Shell Finite Element for Concrete and Steel Structures Subjected to Fire*. **Talamona, D. and Franssen, J-M.** 2005, Journal of Fire Protection Engineering, Vol. 15, pp. 237-264.

14. *Structural Responses of Reinforced Concrete Columns Subjected to Uniaxial Bending and Restraint at Elevated Temperatures.* **Tan, K.-H. and Nguyen, T.-T.** 2013, Fire Safety Journal, Vol. 60, pp. 1-13.
15. *Behaviour of Reinforced Concrete Structures in Fire.* **Huang, Z., Burgess, I.W. and Plank, R.J.** Aveiro, Portugal : University of Aveiro, 2006, Structures in Fire, Fourth International Workshop, pp. 561-572.
16. *Modeling of Steel Frame Structures in Fire Using OpenSees.* **Jiang, J. and Usmani, A.** 2013, Computers and Structures, Vol. 118, pp. 90-99.
17. *Development of heat transfer modelling capability in OpenSEES for structures in fire.* **Jiang, Y., Usmani, A. and Welch, S.** Prague : s.n., April 29, 2011, Application of Structural Fire Design, pp. 324-329.
18. *Realistic Modelling of Thermal and Structural Behaviour of Unprotected Concrete Filled Tubular Columns in Fire.* **Ding, J. and Wang, Y.C.** 2008, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 1086-1102.
19. *A Simplified Approach for Predicting Temperatures in Fire Exposed Steel Members.* **Dwaikat, M.M.S. and Kodur, V.K.R.** 2013, Fire Safety Journal, Vol. 55, pp. 87-96.
20. *Modeling of Insulated CFRP-Strengthened Reinforced Concrete T-Beam Exposed to Fire.* **Hawileh, R.A., et al., et al.** 2009, Engineering Structures, Vol. 31, pp. 3072-3079.
21. *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Subjected to Transient Thermal Loads.* **Zhou, C.E. and Vecchio, F.J.** 6, 2005, Computers and Concrete, Vol. 2, pp. 455-479.
22. *Whole-Building Behaviour of Bonded Post-Tensioned Concrete Floor Plates Exposed to Fire.* **Bailey, C.G. and Ellobody, E.** 2009, Engineering Structures, Vol. 31, pp. 1800-1810.
23. *Modelling of Unbonded Post-Tensioned Concrete Slabs under Fire Conditions.* **Ellobody, E. and Bailey, C.G.** 2009, Fire Safety Journal, Vol. 44, pp. 159-167.
24. *Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams at elevated temperatures.* **Mirza, O. and Uy, B.** 2009, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 662-674.
25. **Brushlinsky, N. N., et al., et al.** *World Fire Statistics.* CTIF. s.l. : INTERNATIONAL ASSOCIATION OF FIRE AND RESCUE SERVICES, 2016.
26. **Routley, J. G.** *Interstate Bank Building Fire.* Department of Homeland Security, United States Fire Administration. Los Angeles : U.S. Fire Administration, 1988. Technical Report Series.

27. **Meacham, B, et al., et al.** *Fire and Collapse, Faculty of Architecture Building, Delft University of Technology: Data Collection and Preliminary Analyses* .
28. https://www.researchgate.net/publication/329209473_Lessons_Learned_from_Grenfell_Tower_Fire.
29. *Concrete at high temperature-A general review.* **Schneider, U.** 1988, Fire safety Journal, Vol. 13, pp. 55-68.
30. *Effect of fire on concrete and concrete structures.* **Khoury, G. A.** 2000, Progress in Structural Engineering and Materials.
31. *Fire Resistance of reinforced concrete slabs.* **Nizamuddin, Z. and Breseler, B.** 1979, Journal of the Structural Division, Vol. 105, pp. 1653-1671.
32. *Analysis of concrete structures under thermal loading.* **Borst, R. and Peeters, P. J. M.** 1989, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 77, pp. 293-310.
33. *Material and geometrical nonlinearity of reinforced concrete plates subjected to high temperature.* **Ahmed, A. H. and Al-Zubaedi, H.** 2004, AL- Rafidian Engineering Journal, Vol. 12, pp. 16-34.
34. *Effect of cyclic heating on reinforced concrete thick slabs.* **Ahmed, A.H. and Hasan, H.M.A.** 2005, AL- Rafidian Engineering Journal, Vol. 13, pp. 35-51.
35. **Hinton, E. and Owen, D. R. J.** *Finite element software for plates and shells.* Swansea : Pineridge Press, 1984.
36. *Strain of concrete during first heating up to 600 oC under load.* **Khoury, G. A., B.N., Grainger and Sullivan, J. E.** 1985, Magazine of Concrete Research, Vol. 37, pp. 195-215.
37. *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs at Elevated Temperature.* **A.A., Abdul-Razzak. and A.H., Said.**
38. *Modeling membrane action of concrete slabs in composite buliding fire. I: Theoretical development.* **Huang, Zh., Burgess, I and Plank, R. J.** 2003, Journal of structural engineering, Vol. 129.
39. *Elasto-plastice damage model for plain concrete subjected to high temperatures.* **Nechnech, W., Meftah, F. and Reynouard, J.M.** 2002 : s.n., Engineering Structure 24, pp. 597-611.
40. *Stress-Strain Constitutive of equations of concrete material at elevated temperatures.* **Long, Y. L. and Purkiss, J.** 2005, Fire Safety Journal 40, pp. 669-686.

41. **The University Of Sheffield; Vulcan.** *Structural fire engineering research at the University of Sheffield.* Sheffield : www.fire-research.group.shef.ac.uk, 2007.
42. *High-Temperature Experiments on Model-Scale Concrete Slabs at High Displacement.* **Foster, S.J., Burgess, I. W. and Plank, R. J.** Ottawa : Third International Workshop "Structures in Fire", 2004.
43. *Tensile Membrane Action of Thin Slabs Exposed to Thermal Gradients.* **Abu, A.K., Burgess, I. W. and Roger, J. P.** 11, November 2013, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 139.
44. *Modelling of the Cardington LBTF Steel Frame.* **Moss, P J and Clifton, G. C.** Christchurch : s.n., 2002. Second International Workshop "Structure in Fire". pp. 193-209.
45. **Lim, L. C. S.** *Membrane Action in Fire Exposed Concrete Floor Systems.* School of Engineering, University of Canterbury. Christchurch, New Zealand : s.n., 2003. ISSN 1173-5996.
46. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Brussels : European Committee For Standardization, 2004. EN 1992-1-1.
47. **Nwonsu, Daniel I, Kodur, Venkatesh R and Franssen, Jean M.** *User Manual for SAFIR: A Computer Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions.* s.l. : National Research Council Canada, 1999.
48. **Franssen, Jean M and Gernay, Th.** *User's manual for SAFIR 2016c - A computer program for analysis of structures subjected to fire.* Liege : University of Liege, 2017.
49. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural Fire Design.* Brussels : European Committee For Standardization, 2005. EN 1993-1-2:2005: E.
50. **Terro, Mohamad J.** *Numerical Modelling of Thermal and Structural Response of Reinforced Concrete Structures in Fire.* London : Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, 1991.
51. **Lim, L.** *Experimental Fire Tests of Two-Way Concrete Slabs.* Christchurch, New Zealand : School of Engineering, University of Canterbury, 2002. ISSN 1173-5996.
52. **Warrington Fire Reseach Center, (WFRC).** *Ad-Hoc Fire Test Using the Heating Conditions of BS476: Part 8: 1972 on Two 150mm Thick Normal Weight Concrete Slabs.* 1987. WARRES No. 40728.
53. *Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire.* **Bailey, C. G.** s.l. : Engineering Structures 26, 2004, pp. 1691-1703.

54. **Wang, Y. C.** *Tensile Membrane Action and the Fire Resistance of Steel Framed Buildings*. Melbourne, Australia : Proceedings of the Fifth International Symposium, pp. 1117-1128, 1997. ISBN 4-9900625-5-5.
55. **<http://911research.wtc7.net/wtc/analysis/compare/windsor.html>**.
56. **Quintiere, James G.** *Principles of Fire Behaviour*. Delmar : DELMAR CENGAGE Learning, 1998. ISBN-13: 978-0-8273-7732-5.