

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Janova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Andrej Koglot**

# **Nelinearna analiza obnašanja AB nosilcev med požarom skladno z Eurocode 2**

**Diplomska naloga št.: 2902**

**Mentor:**

izr. prof. dr. Igor Planinc

**Somentor:**

doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 4. 7. 2006

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **ANDREJ KOGLOT** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
**»NELINEARNA ANALIZA OBNAŠANJA AB NOSILCEV MED POŽAROM  
SKLADNO Z EUROCODE 2«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske  
separatoteke FGG.

Ljubljana, 09.06.2006

## **IZJAVA O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

## **BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 006(4):614.84:624.012.45:624.072.2(043.2)

**Avtor:** Andrej Koglot

**Mentor:** doc. dr. Igor Planinc

**Naslov:** Nelinearna analiza obnašanja AB nosilcev med požarom skladno z  
Eurocode 2

**Obseg in oprema:** 66 str., 2 pregl., 56 sl., 19 en.

**Ključne besede:** požarna obtežba, požarna odpornost nosilcev, temperaturno polje,  
nelinearna požarna analiza

### **Izveček:**

V diplomski nalogi smo predstavili poenostavljeni računski postopek ter nelinearno analizo za določitev požarne odpornosti AB nosilcev skladno s priporočili EC2 (2002). Oba postopka določitve požarne odpornosti AB nosilcev sta dvofazna. V prvi fazi izračunamo temperaturno polje v prečnem prerezu nosilca, ki je odvisno od termičnih in mehanskih lastnosti vgrajenega materiala. V drugi fazi analiziramo mehanski odziv konstrukcije pri sočasnem delovanju mehanske in požarne obtežbe. Oba postopka smo v nadaljevanju primerjali z eksperimentalnimi rezultati. Ugotovili smo, da smo z obema računskima postopkoma izračunali bistveno manjšo požarno odpornost AB nosilcev kot jo izmerimo z eksperimenti. Pri tem pa so zračunani pomiki večji od izmerjenih. Tolikšna odstopanja so najverjetneje posledica zelo konservativnih temperaturnih in mehanskih materialnih parametrov, ki jih predpisujejo evropski standardi EC 2.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION:**

**UDC:** 006(4):614.84:624.012.45:624.072.2(043.2)

**Author:** Andrej Koglot

**Supervisor:** Assist. Prof. Igor Planinc

**Title:** Nonlinear fire analysis of RC beams according to the Eurocode 2

**Notes:** 66 p., 2 tab., 56 fig., 19 eq.

**Key words:** Fire load, fire resistance, temperature field, nonlienaar fire analysis

### **Abstract:**

In the graduation thesis the simplified method and nonlinear analysis of fire resistance of RC beams according to EC2 is presented. The analyses of fire resistance of the beam is divided in two separate steps. In the first step, the heat transfer during fire is determined, which is then, in the second step, employed as the time-dependent thermal load in the mechanical analysis. The efectiveness and accuracy of both methods are clearly illustrated by numerical examples. The agreement of the fire resistance times and critical deflections between the predicted and the experimental values was found to be very poor. The predicted values of the fire resistance times are much smaller than the measured ones. This is due to very conservative thermal and mechanical parameters of concrete and reinforcing steel suggested by European standard EC2.

## **ZAHVALA**

Za nesebično pomoč pri nastajanju diplomskega dela se iskreno zahvaljujem mentorju doc.dr. I. Planincu in somentorju doc.dr. S. Bratini. Zahvaljujem se tudi podjetju Vegrad d.d., PE Vemont iz Velenja, da so mi omogočili obdelavo njihovih laboratorijskih preiskav AB nosilcev.

Zahvalil bi se ženi Urški ter vsem, ki so mi vedno stali ob strani.

## KAZALO:

1	UVOD .....	1
2	POENOSTAVLJENA RAČUNSKA METODA ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI AB ELEMENTOV.....	5
3	NELINEARNA ANALIZA AB ELEMENTOV PRI POŽARNI OBTEŽBI.....	7
3.1.1	Temperaturni del požarne analize.....	7
3.1.2	Spreminjanje temperature okolja med požarom ( $T_s$ ) .....	10
3.1.3	Konvekcija ( $q_c$ ).....	12
3.1.4	Sevanje ( $q_r$ ).....	12
3.1.5	Toplotna prevodnost betona ( $k_c$ ).....	12
3.1.6	Specifična toplota ( $c_c$ ).....	13
3.1.7	Gostota betona ( $\rho_c$ ).....	14
3.2	Mehanski del požarne analize .....	15
3.2.1	Aditivni razcep geometrijske deformacije .....	16
3.2.2	Mehanska deformacija betona ( $\varepsilon_{\sigma,c}$ ) .....	16
3.2.3	Temperaturna deformacija betona ( $\varepsilon_{th,c}$ ) .....	20
3.2.4	Lezenje betona pri povišanih temperaturah ( $\varepsilon_{cr,c}$ ) .....	20
3.2.5	Prehodne deformacije betona ( $\varepsilon_{tr,c}$ ) .....	21
3.2.6	Luščenje betona .....	22
3.2.7	Mehanska deformacija armature ( $\varepsilon_{\sigma,s}$ ).....	22
3.2.8	Temperaturna deformacija armature ( $\varepsilon_{th,s}$ ).....	25
3.2.9	Viskozno lezenje armature ( $\varepsilon_{cr,s}$ ).....	25
3.3	Integracija napetosti po prečnem prerezu .....	26
4	RAČUNSKI PRIMERI.....	29
4.1	AB sekundarni nosilec SN 30/45 .....	29
4.1.1	Račun temperaturnega polja nosilca.....	31
4.1.2	Metoda izoterme 500°C.....	34



<b>4.1.3</b>	<b>Mehanska analiza odziva AB nosilca na požarno in mehansko obtežbo (2. faza požarne analize).....</b>	<b>37</b>
<b>4.2</b>	<b>AB stropna "<math>\pi</math>" plošča.....</b>	<b>48</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Račun temperaturnega polja v stropni plošči.....</b>	<b>49</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Mehanska analiza odziva AB stropne plošče na požarno in mehansko obtežbo (2. faza požarne analize) .....</b>	<b>54</b>
<b>5</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>65</b>

## **VIRI**

## **KAZALO PREGLEDNIC:**

Preglednica 1: Izmerjeni rezultati in rezultati računa največjih pomikov in časov porušitve za nosilec.....	38
Preglednica 2: Izmerjeni rezultati in rezultati računa največjih pomikov in časov porušiti stropne plošče.....	54

## KAZALO SLIK:

Slika 1:	Reduciran prečni prerez v skladu z metodo izoterme 500°C EC2 (2002) .....	6
Slika 2:	Shema mreže končnih elementov po prečnem prerezu .....	10
Slika 3:	Požarne krivulje .....	11
Slika 4:	Toplotna prevodnost betona v skladu z EC2 (2002) .....	13
Slika 5:	Spreminjanje specifične toplote betona v odvisnosti od temperature za različne vrednosti vlage v betonu (EC2, 2002) .....	14
Slika 6:	Vpliv temperature na gostoto betona (EC2, 2002) .....	15
Slika 7:	Konstitutivni zakon za beton iz apnenčevega agregata (EC2, 2002) .....	17
Slika 8:	Konstitutivni zakon za beton iz silicijevega agregata (EC2, 2002) .....	18
Slika 9:	Vpliv temperature na tlačno trdnost betona (EC2, 2002) .....	19
Slika 10:	Vpliv agregata na temperaturne deformacije betona (EC2, 2002) .....	20
Slika 11:	Vpliv temperature na trdnost armature ( $f_{yk}$ je karakteristična tlačna trdnost armature pri sobni temperaturi (20°C)) (EC2, 2002) .....	23
Slika 12:	Vpliv temperature na elastični modul armature ( $E_s$ je elastični modul armature pri sobni temperaturi (20°C)) (EC2, 2002) .....	23
Slika 13:	Konstitutivni model za armaturo (hladno oblikovana) (EC2, 2002) .....	24
Slika 14:	Temperaturne deformacije armature (EC2, 2002) .....	25
Slika 15:	Razporeditev lamel in integracijskih točk po prečnem prerezu za račun notranjih sil v betonskem delu prečnega prereza .....	26
Slika 16:	Geometrijski podatki, podatki o razporeditvi armature in podatki o obtežbi nosilca SN30/45 .....	30
Slika 17:	Shema mreže končnih elementov po prečnem prerezu nosilca SN 30/45 .....	31
Slika 18:	Časovno spreminjanje temperature v betonu v karakterističnih točkah prečnega prereza za beton iz apnenčevega agregata .....	32
Slika 19:	Časovno spreminjanje temperature v betonu v karakterističnih točkah prečnega prereza za beton iz silicijevega agregata .....	33
Slika 20:	Razporeditev temperature po prečnem prerezu nosilca za beton iz apnenčevega agregata .....	33

Slika 21:	Razporeditev temperature po prečnem prerezu nosilca za beton iz silicijevega agregata .....	34
Slika 22:	Potek deformacij in napetosti v reduciranem prečnem prerezu (metoda izoterme 500°C).....	35
Slika 23:	Razporeditev temperature po prečnem prerezu nosilca za beton iz silicijevega agregata po 65. minutah požara.....	37
Slika 24:	Računska shema nosilca - program NFIRA (MathWorks, Inc., 2004).....	38
Slika 25:	Razporeditev integracijskih točk za račun prispevka napetosti betonskega dela prereza .....	38
Slika 26:	Primerjava navpičnega pomika na sredini nosilca med požarom .....	39
Slika 27:	Razporeditev napetosti v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz apnenčevega agregata.....	41
Slika 28:	Razporeditev napetosti v prerezu na sredini nosilca za beton iz silicijevega agregata .....	41
Slika 29:	Razporeditev mehanske deformacije v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz apnenčevega agregata.....	42
Slika 30:	Razporeditev mehanske deformacije v prerezu na sredini nosilca za beton iz silicijevega agregata .....	42
Slika 31:	Razporeditev geometrijske deformacije v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz apnenčevega agregata v %.....	43
Slika 32:	Razporeditev geometrijske deformacije v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz silicijevega agregata v ‰.....	44
Slika 33:	Razporeditev temperaturne deformacije betona iz apnenčevega agregata v prečnem prerezu nosilca.....	44
Slika 34:	Razporeditev temperaturne deformacije betona iz silicijevega agregata v prečnem prerezu nosilca.....	45
Slika 35:	Razporeditev deformacije lezenja betona iz apnenčevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca.....	45
Slika 36:	Razporeditev deformacije lezenja betona iz silicijevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca.....	46
Slika 37:	Razporeditev prehodne deformacije betona iz apnenčevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca.....	47

Slika 38:	Razporeditev prehodne deformacije betona iz silicijevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca.....	47
Slika 39:	Geometrijski podatki, podatki o razporeditvi armature in podatki o obtežbi AB stropne plošče.....	48
Slika 40:	Shema mreže končnih elementov za prečni prerez stropne plošče.....	49
Slika 41:	Časovno spreminjanje temperature v točki 1 obravnavane AB stropne plošče. Primerjava rezultatov .....	50
Slika 42:	Časovno spreminjanje temperature v točki 61 obravnavane AB stropne plošče. Primerjava rezultatov .....	51
Slika 43:	Časovno spreminjanje temperature v točki 76 obravnavane AB stropne plošče. Primerjava rezultatov .....	52
Slika 44:	Časovno spreminjanje temperature v betonu na mestu spodnje armaturne palice.....	53
Slika 45:	Razporeditev temperature po prečnem prerezu AB stropne plošče po 21 minutah trajanja požara .....	53
Slika 46:	Razporeditev temperature po prečnem prerezu AB stropne plošče po 40 minutah trajanja požara .....	53
Slika 47:	Razporeditev temperature po prečnem prerezu AB stropne plošče po 60 minutah trajanja požara .....	54
Slika 48:	Računska shema nosilca – program NFIRA .....	54
Slika 49:	Razporeditev integracijskih točk za račun rezultante napetosti betonskega dela prečnega prereza.....	54
Slika 50:	Primerjava navpičnega pomika na sredini plošče med požarom .....	55
Slika 51:	Razporeditev napetosti v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče .....	57
Slika 52:	Razporeditev mehanske deformacije v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče.....	59
Slika 53:	Razporeditev geometrijske deformacije v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče v %.....	60
Slika 54:	Razporeditev temperaturne deformacije v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče.....	61
Slika 55:	Razporeditev deformacije lezenja betona v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče.....	61

Slika 56: Razporeditev prehodne deformacije betona v prečnem prerezu na sredini AB  
stropne plošče ..... 62

# 1 UVOD

Pri projektiranju gradbenih objektov se inženir med drugim sooči tudi s primerom delovanja požarne obtežbe. Ta fizikalni pojav je izrazito nelinearen in pogosto pripelje do nezaželenih poškodb gradbenih objektov. V diplomski nalogi je predstavljen računski postopek za nelinearno analizo obnašanja armiranobetonskih (AB) nosilcev na istočasno delovanje statične (mehanske) in požarne obtežbe skladno z evropskim standardom Evrokod 2 (ang. Eurocode 2) ali krajše EC2 (EC 2 prEN 1992-1-2, 2002).

Osnovno vodilo standarda se glasi, da morajo biti objekti načrtovani in izvedeni tako, da v primeru izbruha požara zagotavljajo naslednje pogoje:

- za omejen čas ni ogrožena nosilnost konstrukcije,
- omejen je izbruh in širjenje požara ter dima znotraj objekta,
- omejeno je širjenje požara na sosednje objekte,
- prebivalci lahko varno zapustijo objekt oziroma so varno rešeni z drugimi sredstvi (na drug način),
- zagotovljena je varnost reševalcev.

Za AB konstrukcije je značilno, da imajo veliko maso in specifično toploto ter dokaj slabo toplotno prevodnost. Pri povečevanju temperature se trdnost betona manjša, še posebej če temperatura v betonu preseže 200°C. Pri temperaturi 800°C ima beton le še 20 % trdnosti pri sobni temperaturi. Še veliko bolj občutljiva od betona je na povišane temperature armatura. Pri temperaturi 400°C ima le še 45 % trdnosti pri sobni temperaturi. Poslabšanje mehanskih lastnosti betona in armature posledično povzroči zmanjšanje nosilnosti AB konstrukcije in povečanje njene deformabilnosti, kar lahko privede do porušitve objekta.

Za projektiranje požarno odpornih AB konstrukcij obstajajo različne računske metode. Najpogosteje uporabljene so:

- metoda z uporabo tabel (v tabelah so za zahtevano požarno odpornost AB elementov navedene minimalne potrebne dimenzije prečnega prereza in minimalne dimenzije zaščitne plasti betona),
- poenostavljena računska metoda (namenjena je za približno oceno požarne odpornosti posameznih AB elementov ob upoštevanju zmanjševanja nosilnosti zaradi povišane temperature),
- nelinearna požarna analiza konstrukcij (numerično modeliranje obnašanja AB konstrukcije v pogojih požara. Pri tem je mehanski del analize ločen od temperaturnega dela. V temperaturnem delu je potrebno določiti časovno razporeditev temperature po konstrukciji, v mehanskem delu pa napetostno in deformacijsko stanje konstrukcije na sočasen vpliv mehanske in temperaturne obtežbe).

Namen diplomske naloge je dvojen. Najprej predstavimo poenostavljeni računski postopek za oceno požarne odpornosti AB elementov in nelinearno požarno analizo AB konstrukcij skladno z EC2 (2002). V nadaljevanju ocenimo natančnost obeh računskih metod s primerjavo med računskimi in eksperimentalnimi rezultati, ki so dostopni v literaturi. Poudarek je na predstavitvi in oceni natančnosti dvofazne nelinearne požarne analize ki jo priporoča EC2 (2002).

Prvi del požarne analize, t.j. račun razporeditve temperature po konstrukciji, bomo določili z uporabo računalniškega programa HEATC (Saje M., Turk G., 1987). Pri tem bodo vse mehanske in temperaturne karakteristike materialov upoštewane skladno z EC2 (2002). Vpliv armature na razporeditev temperature po prečnem prerezu bomo zanemarili. V analizi bomo predpostavili, da se temperatura vzdolž nosilca ne spreminja. S tem je temperaturno polje nosilca med požarom dvodimenzionalno. Drugi del požarne analize, t.j. analiza mehanskega odziva AB konstrukcije v pogojih požara, bomo določili z uporabo računalniškega programa NFIRA (Nonlinear FIRE Analysis). Program omogoča tako materialno kot geometrijsko nelinearno analizo AB ravninskih okvirjev. Zasnovan pa je na deformacijski metodi končnih



elementov (Bratina in sodelavci, 2004). Vse mehanske lastnosti betona in armature bomo izbrali skladno s priporočili EC2 (2002).

Ustreznost in natančnost računskih metod, ki jih priporoča EC2 (2002), ocenimo s primerjavo rezultatov računa in rezultatov eksperimentov, ki so bili opravljeni v požarnem laboratoriju na ZAG-u (Vegrad, 2004).

Diplomsko delo obsega poleg uvoda še štiri poglavja. V drugem poglavju predstavimo poenostavljeno računsko metodo za določitev požarne odpornosti AB elementa. V tretjem poglavju predstavimo dvofazno nelinearno požarno analizo skladno z EC2 (2002). Detajlno so predstavljene mehanske in temperaturne lastnosti betona in ojačilne armature. V četrtem poglavju z dvema značilnima računskima postopkoma ocenimo s primerjavo med računskimi in eksperimentalnimi rezultati natančnost predstavljenih računskih metod. Na koncu so podani zaključki.



## **2 POENOSTAVLJENA RAČUNSKA METODA ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI AB ELEMENTOV**

V evropskem standardu EC2 (2002) so opisane tri poenostavljene metode za določitev požarne odpornosti AB elementov. Te so:

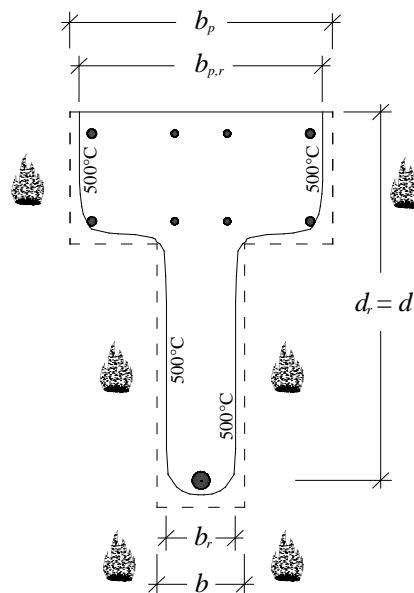
- metoda izoterme 500°C,
- metoda razdelitve prečnega prereza na posamezna območja s konstantnimi temperaturnimi in mehanskimi lastnosti (ta metoda je zahtevnejša in zato natančnejša kot prva metoda, še posebej to velja za stebre); velja samo za primer požarne obremenitve v skladu s standardno požarno krivuljo,
- metoda določitve ukrivljenosti elementa.

V nadaljevanju tega poglavja podrobneje predstavimo metodo izoterme 500°C. Ta metoda ni omejena le na primer požarne obtežbe elementa s standardno požarno krivuljo, ampak velja tudi za druge vrste požarnih obremenitev. Metoda je zasnovana na predpostavki, da je tisti del prečnega prereza, v katerem je temperatura med požarom višja od 500°C, poškodovan, zato je njegov prispevek k skupni nosilnosti prereza nič. Pri tem pa preostali betonski del prečnega prereza ohrani svoje mehanske lastnosti pri sobni temperaturi. Prispevek armature k nosilnosti prečnega prereza pa določimo glede na mehanske lastnosti armature, ki jih določajo povišana temperatura.

Računski postopek je sledeč:

- a) izračunamo razporeditev temperature po prečnem prerezu za izbrano požarno obremenitev in določimo izotermo 500°C,

- b) izključimo tisti del prečnega prereza, kjer je temperatura višja od  $500^{\circ}\text{C}$  (poškodovani del betona) oziroma določimo reducirane dimenzije prečnega prereza (slika 1),
- c) izračunamo temperature v armaturnih palicah. V kolikor se armaturna palica nahaja v območju poškodovanega betona, jo tudi upoštevamo pri računu nosilnosti prečnega prereza,
- d) določimo reducirane mehanske karakteristike armaturnih palic,
- e) izračunamo nosilnost reduciranega prečnega prereza, oziroma določimo požarno odpornost obravnavanega elementa.



Slika 1: Reduciran prečni prerez v skladu z metodo izoterme  $500^{\circ}\text{C}$  EC2 (2002)

### **3 NELINEARNA ANALIZA AB ELEMENTOV PRI POŽARNI OBTEŽBI**

Fizikalno obnašanje gradbenih konstrukcij na hkratno delovanje mehanske in ekstremne temperaturene obtežbe je povezan temperaturno–vlažnostno–mehanski 3D proces. Zato je numerično modeliranje tega procesa zelo zahteven postopek in s tem v literaturi zelo redko uporabljeno. Zasledimo pa veliko poenostavljenih računskih postopkov. Praktično vsi predstavljeni poenostavljeni računski postopki so dvofazni, pri katerih je mehanski del ločen od temperaturno–vlažnostnega dela analize konstrukcije. Ko pa nas zanima predvsem požarna odpornost običajno armiranih linijskih konstrukcij iz standardnih betonov z nizko stopnjo vlažnosti, lahko prej opisani že poenostavljen postopek še dodatno poenostavimo. Pri tem v temperaturno–vlažnostnem delu požarne analize medsebojne vplive razporeditve vlage in parnih tlakov na razporeditev temperature v AB konstrukciji zanemarimo, oziroma vpliv upoštevamo s povečanjem specifične toplote betona pri temperaturah tik nad 100°C. Za določitev napetostnega deformacijskega stanja v konstrukciji, to predstavlja druga faza požarne analize, pa uporabimo poenostavljen 1D računski model (linijski nosilec).

V nadaljevanju so podrobneje predstavljeni obe fazi poenostavljene požarne analize. Vse temperaturene in mehanske lastnosti betona in armature za armiranje so podane skladno s priporočili EC2 (2002).

#### **3.1.1 Temperaturni del požarne analize**

Temperaturno polje AB nosilca določimo z uporabo računalniškega programa HEATC (Saje M., Turk G., 1987), ki je bil razvit na FGG KM. Računalniški program HEATC s pomočjo metode končnih elementov reši parcialne diferencialne enačbe za nestacionarno prevajanje toplote z upoštevanjem ustreznih začetnih in robnih pogojev. V okviru diplomske naloge smo upoštevali naslednje predpostavke:

- temperatura vzdolž nosilca se ne spreminja, to pomeni, da je obravnavano temperaturno polje dvodimenzionalno,
- vpliv armaturnih palic je na razporeditev temperature po prečnem prerezu zanemarljivo majhen,
- temperaturno polje je simetrično glede na ravnino deformiranja nosilca.

Časovno spreminjanje temperaturnega polja v prečnem prerezu nosilca določimo z rešitvijo parcialne diferencialne enačbe za nestacionarno prevajanje toplote:

$$V: \quad \frac{\partial}{\partial x_i} \left( k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t}, \quad (i, j = y, z). \quad (1)$$

Pripadajoči robni in začetni pogoji so:

$$S_T: \quad T_s - T = 0, \quad (2)$$

$$S_q: \quad k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_i} n_j - q_s = 0, \quad (3)$$

$$S: \quad T(x_i, 0) = T_0(x_i). \quad (4)$$

Pomen oznak v enačbah (1)–(4) je:  $y, z$  so kartezijeve koordinate poljubne točke prečnega prereza nosilca, parameter  $t$  je čas,  $S$  je območje prostora, ki ga zavzema prečni prerez obravnavanega nosilca,  $S_T$  je del prečnega prereza, kjer je s temperaturnim režimom okolja predpisano spreminjanje temperature  $T_s$ ,  $S_q$  je del prečnega prereza, kjer je predpisan specifični površinski toplotni pretok  $q_s$ ,  $k_{ij}$  predstavlja komponente prevodnostnega tenzorja snovi ( $i, j = y, z$ ),  $Q$  je specifični prostorninski toplotni pretok,  $\rho$  je gostota snovi,  $c$  je specifična toplota snovi,  $n_i$  sta komponenti enotskega vektorja normale na prečni prerez,  $T_0$  pa predstavlja začetno temperaturo v poljubni točki obravnavanega prečnega prereza. Porazdelitev temperature po nosilcu izračunamo v nedeformirani legi, v analizi napetostnega in deformacijskega stanja nosilca med požarom pa jo upoštevamo v deformirani legi. Specifični površinski toplotni pretok  $q_s$  je sestavljen iz deleža  $q_c$ , ki je posledica izmenjave

toplote med telesom in okolico, zaradi konvekcije, deleža  $q_r$ , ki je posledica sevanja in deleža  $q_0$ , ki predstavlja ostale toplotne vire. Izračunamo ga s pomočjo enačbe:

$$q_s = q_c + q_r + q_0. \quad (5)$$

Toplotni pretok zaradi konvekcije  $q_c$  je odvisen od razlike med temperaturo okolja  $T_A$  in temperaturo konstrukcije  $T$ , in je določen z enačbo:

$$q_c = \alpha_c(T_A - T), \quad (6)$$

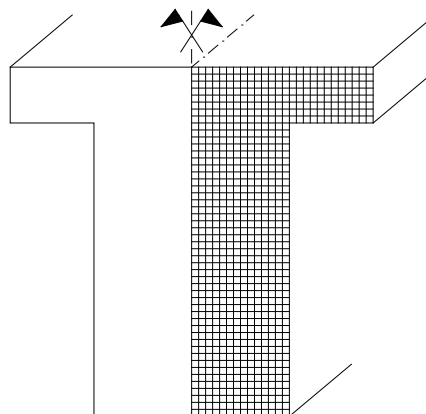
kjer je  $\alpha_c$  prestopni koeficient.

Toplotni pretok zaradi sevanja  $q_r$  izračunamo z enačbo:

$$q_r = \varepsilon_r B(T_r^4 - T^4). \quad (7)$$

Pri tem smo v enačbi (7) označili z  $T_r$  temperaturo sevajočih predmetov, z  $\varepsilon_r$  emisivnost, z  $B$  pa Stefan – Boltzmannovo konstanto ( $B = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$ ).

Enačbe (1)–(7) rešimo z metodo končnih elementov. Prečne prereze nosilcev modeliramo z ustreznim številom štirivozliščnih končnih elementov (slika 2). Z dovolj gosto mrežo končnih elementov zagotovimo predpisano natančnost analize. Tudi trajanje požara zaradi natančnosti razdelimo na dovolj majhne časovne korake in sicer tako, da v nobenem vozlišču končnega elementa temperatura znotraj časovnega koraka ne naraste za več kot  $50 \text{ }^\circ\text{C/min}$ .



Slika 2: Shema mreže končnih elementov po prečnem prerezu

V nadaljevanju podrobneje predstavimo spreminjanje temperaturnega okolja med požarom, opišemo prenos toplote s konvekcijo in radiacijo ter predstavimo toplotno prevodnost, specifično toploto in gostoto betona v odvisnosti od temperature skladno z EC2 (2002).

### 3.1.2 Spreminjanje temperature okolja med požarom ( $T_s$ )

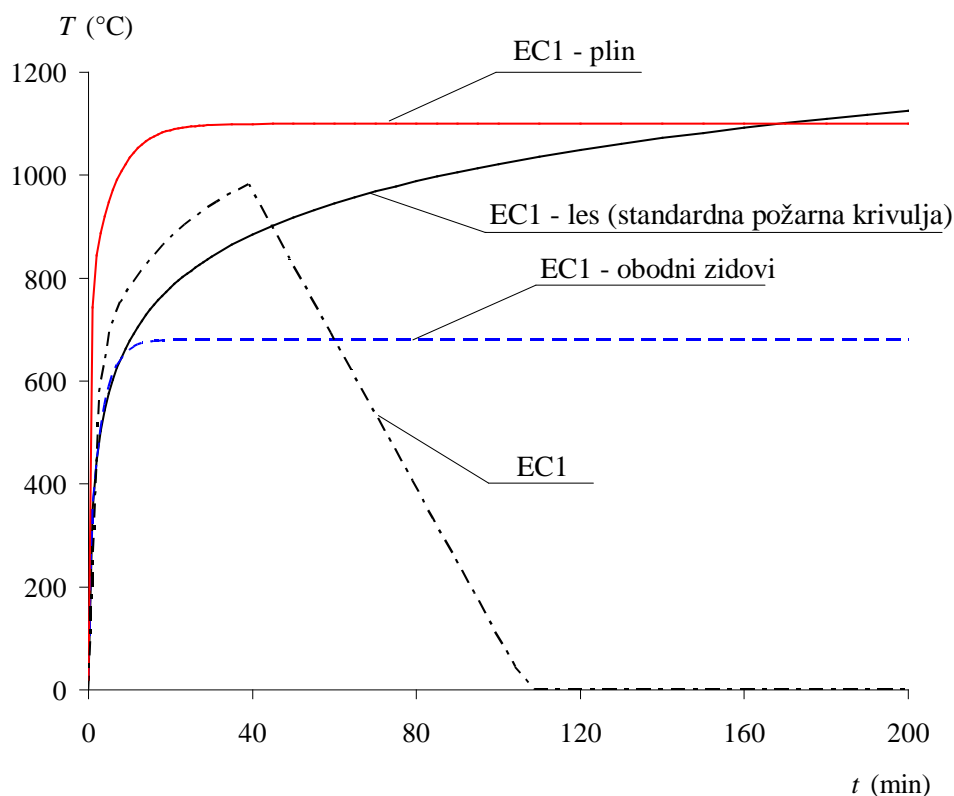
Med realnim požarom je časovno spreminjanje temperature po prostoru zelo zapleten in težko opisljiv pojav. Razvoj požara je odvisen od vrste dejavnikov, zato ga lahko le približno računsko predvidimo. Te dejavnike določimo z eksperimenti. V grobem lahko razvoj realnega požara opišemo s tremi različnimi fazami.

Začetna faza je običajno kratka, požar se širi z mesta nastanka na ves požarni prostor. Temperatura najprej počasi, nato zelo hitro narašča. Pri tem je hitrost razvoja požara odvisna od količine in razporeditve gorljivih materialov, ter od značilnih izgorevalnih lastnosti posameznih materialov. Nato proces preide v plamensko fazo ali v fazo razvitega požara. V tem času se požar v zelo kratkem času popolnoma razvije. Po celotnem požarnem prostoru nastopijo visoke temperature. Potek in dolžina te faze sta odvisni od količine gorljivega materiala, prezračevanja in velikosti ter geometrije prostora v katerem se je požar razvil. Tretja faza je faza ohlajevanja, kjer je prevladujoč pojav tlenja v snovi. V tej fazi temperatura pada, dokler se okolje požarnega prostora ne ohladi. V EC1 (1995) je časovni razvoj



temperature okolja podan v obliki požarnih krivulj (slika 3), ki predstavljajo poenostavitev zapletenega razvoja temperature v prostoru med samim požarom. Razvidno je, da je razvoj temperature v glavnem odvisen od vrste gorljivega materiala in prezračevanja (obodni zidovi). Pri večini požarnih krivulj je tretja faza, t.j. faza ohlajevanja, zanemarjena.

Izmed vseh krivulj, ki jih podaja EC1 (1995), se največ uporablja standardna požarna krivulja, ki velja za primere požarov, pri katerih gori lesna snov. Uporablja se pri eksperimentalnem preverjanju požarne odpornosti nosilnih elementov konstrukcij v požarnih komorah ter tudi pri večini poenostavljenih metod za projektiranje požarne odpornosti AB konstrukcij (uporaba tabel, ...).



Slika 3: Požarne krivulje

Časovni razvoj temperature je pri standardni požarni krivulji je podan z izrazom:

$$T_g = 20 + 345 \log(8t + 1), \quad (8)$$

kjer je  $T_g$  temperatura okolja v požarnem prostoru ( $^{\circ}\text{C}$ ),  $t$  pa čas v minutah.

### 3.1.3 Konvekcija ( $q_c$ )

Pri prenosu toplote skozi trdno telo pride na meji med trdnim telesom in okolico, ki je lahko tekočina ali plin, do prehoda toplote s konvekcijo. Sam konvekcijski prehod toplote nastane zaradi gibanja snovi. Vroči plini, ki nastopijo v primeru požara, s konvekcijo ogrevajo površino konstrukcije na območju tankega sloja zraka neposredno ob površini konstrukcije. To najlažje opišemo s pomočjo prestopnega koeficienta  $\alpha_c$ , ki je odvisen od temperature, viskoznosti, gostote, specifične toplote in drugih fizikalnih lastnosti vročega plina ter hrapavosti, temperature in geometrijskih lastnosti konstrukcije. Določanje vrednosti prestopnega koeficienta z eksperimenti je zahtevno in zelo nezanesljivo. V skladu s priporočili EC2 (2002) je prestopni koeficient za požaru izpostavljene površine  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ , za požaru neizpostavljene površine pa  $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ .

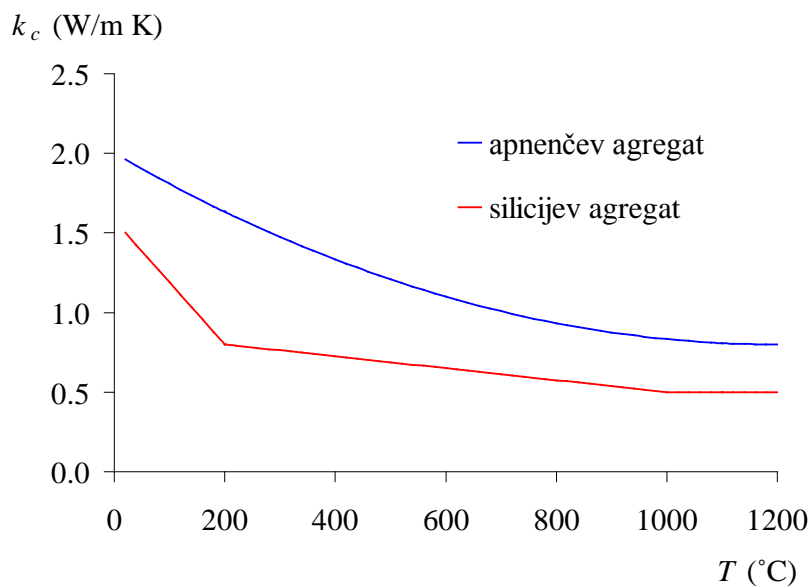
### 3.1.4 Sevanje ( $q_r$ )

Kadar je konstrukcija neposredno izpostavljena požaru, se toplota v glavnem prenaša s sevanjem oziroma radiacijo. To pomeni, da se energija prenaša z elektromagnetnim valovanjem. Vpeljava koeficienta emisivnosti ( $\varepsilon_r$ ) nam pove, kolikšen delež energije glede na absolutno črno telo z določeno površinsko temperaturo seva obravnavano telo. Za betonske površine je koeficient emisivnosti po priporočilih EC2 (2002)  $\varepsilon_r = 0.56$ .

### 3.1.5 Toplotna prevodnost betona ( $k_c$ )

Med požarom je temperatura konstrukcije na različnih mestih različna. Toplota se po konstrukciji prenaša iz mest z višjo temperaturo na mesta z nižjo temperaturo s prevajanjem ali kondukcijo. Toplotna prevodnost betona v skladu s priporočili EC2 (2002) je odvisna

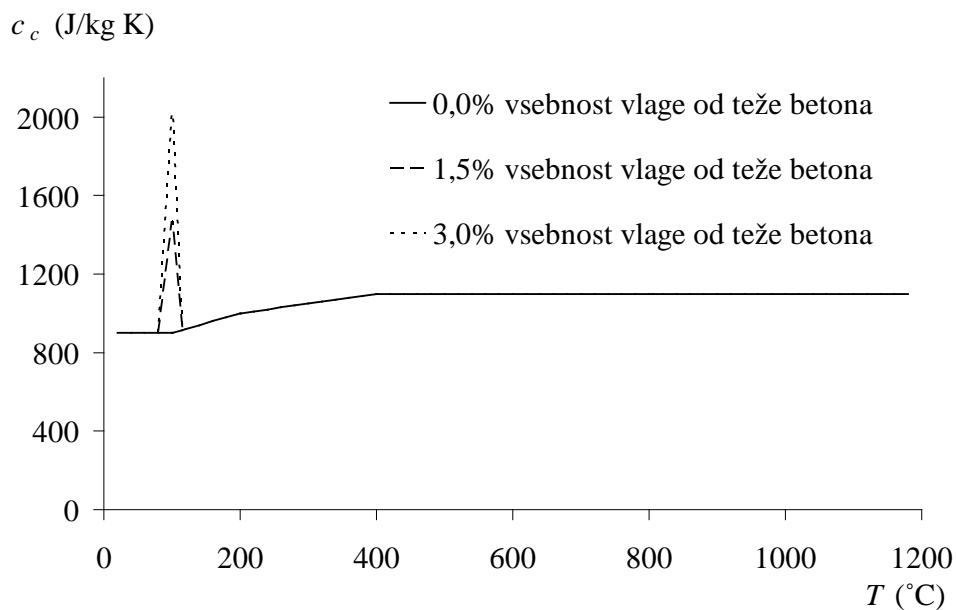
samo od temperature in vrste uporabljenega betonskega agregata. Pri betonu iz apnenčevega agregata je toplotna prevodnost betona pri sobni temperaturi  $k_c = 1.96 \text{ W/m K}$ , pri betonu iz silicijevega agregata pa  $k_c = 1.50 \text{ W/m K}$  (slika 5). Temperaturno odvisnost toplotne prevodnosti betona, kot jo določa EC2 (2002), prikazuje slika 4.



Slika 4: Toplotna prevodnost betona v skladu z EC2 (2002)

### 3.1.6 Specifična toplota ( $c_c$ )

V skladu z EC2 (2002) je specifična toplota betona neodvisna od vrste agregata. Glede na vsebnost vlage v betonu je spreminjanje specifične toplote betona v odvisnosti od temperature skladno z EC2 (2002) prikazano na sliki 5.

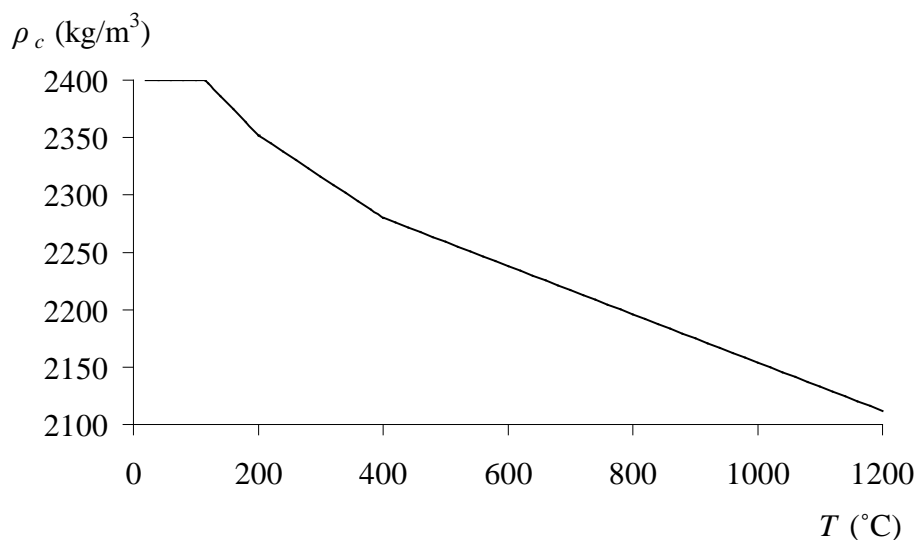


Slika 5: Spreminjanje specifične toplote betona v odvisnosti od temperature za različne vrednosti vlage v betonu (EC2, 2002)

S povečanjem specifične toplote betona pri temperaturah tik nad 100°C (slika 5) upoštevamo, skladno z EC2 (2002), ugoden vpliv izparevanja vlage na razvoj temperature v betonu.

### 3.1.7 Gostota betona ( $\rho_c$ )

Gostota betona se z zviševanjem temperature znižuje zaradi izparevanja vode. Spreminjanje gostote betona v odvisnosti od temperature betona v skladu z EC2 (2002) prikazuje slika 6.



Slika 6: Vpliv temperature na gostoto betona (EC2, 2002)

### 3.2 Mehanski del požarne analize

Drugo fazo poenostavljenega postopka požarne analize predstavlja analiza napetostnega in deformacijskega stanja v konstrukciji pri sočasnem vplivu mehanske in temperaturne obtežbe, slednja je rezultat prve faze požarne analize.

Konstrukcijo modeliramo z deformacijskimi linijskimi končnimi elementi, ki so jih za analizo napetostnega in deformacijskega stanja AB in kompozitnih nosilcev razvili na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani (Bratina in sod. 2004). Elementi so vgrajeni v računalniški program NFIRA, ki deluje v programskem okolju *Matlab* (MathWorks, Inc., 2004).

V analizi je poleg standardnih predpostavk modela ravninskega nosilca (Bratina, 2003) upoštevano tudi:

- kompatibilnost deformacij betona in armature na medsebojnem stiku,
- nelinearno obnašanje betona in armature,
- aditivni razcep geometrijske deformacije (priporoča tudi EC2) in

- temperaturne deformacije, deformacije lezenja in prehodne deformacije.

### 3.2.1 Aditivni razcep geometrijske deformacije

Pomembna predpostavka pri računu mehanskega odziva konstrukcije pri povišani temperaturi je aditivni razcep geometrijske deformacije ( $\varepsilon$ ). Kot vemo predstavlja  $\varepsilon$  specifično spremembo dolžine poljubnega vzdolžnega materialnega vlakna nosilca. V EC2 (2002) je geometrijska deformacija ( $\varepsilon$ ) sestavljena iz temperaturne deformacije ( $\varepsilon_{th}$ ), mehanske deformacije ( $\varepsilon_{\sigma}$ ), deformacije lezenja ( $\varepsilon_{cr}$ ) ter iz t.i. prehodne deformacije ( $\varepsilon_{tr}$ ) (le pri betonu). Aditivni razcep zapišemo posebej za beton in mehko armaturo:

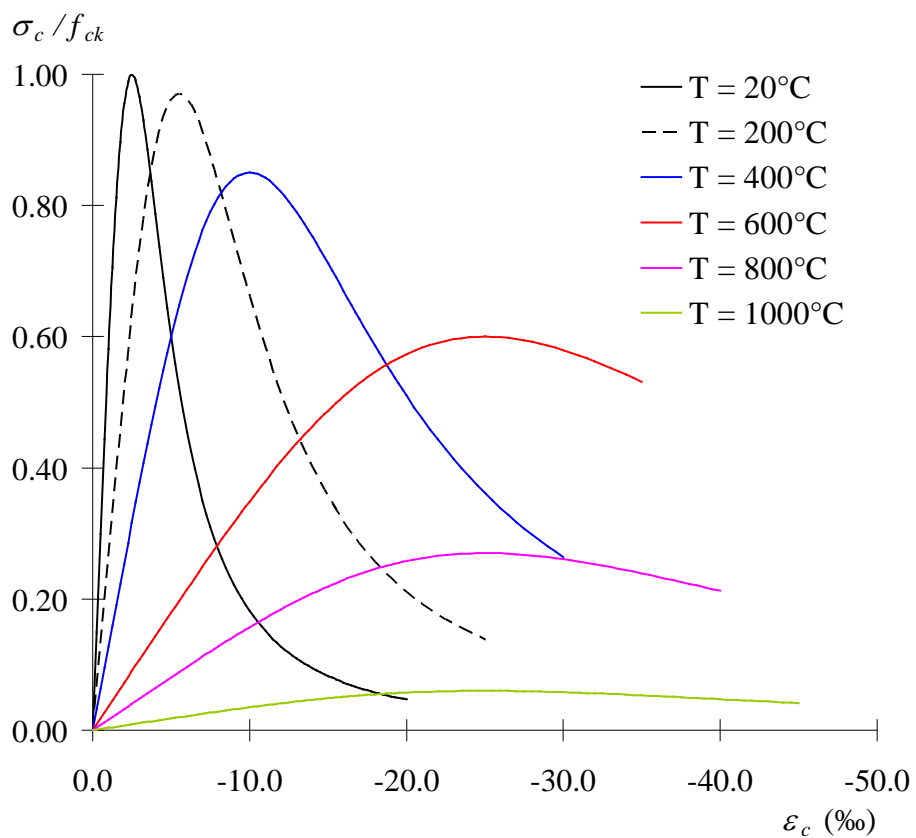
$$\text{beton:} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{th,c} + \varepsilon_{\sigma,c} + \varepsilon_{cr,c} + \varepsilon_{tr,c} , \quad (9)$$

$$\text{mehka armatura:} \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{th,s} + \varepsilon_{\sigma,s} + \varepsilon_{cr,s} . \quad (10)$$

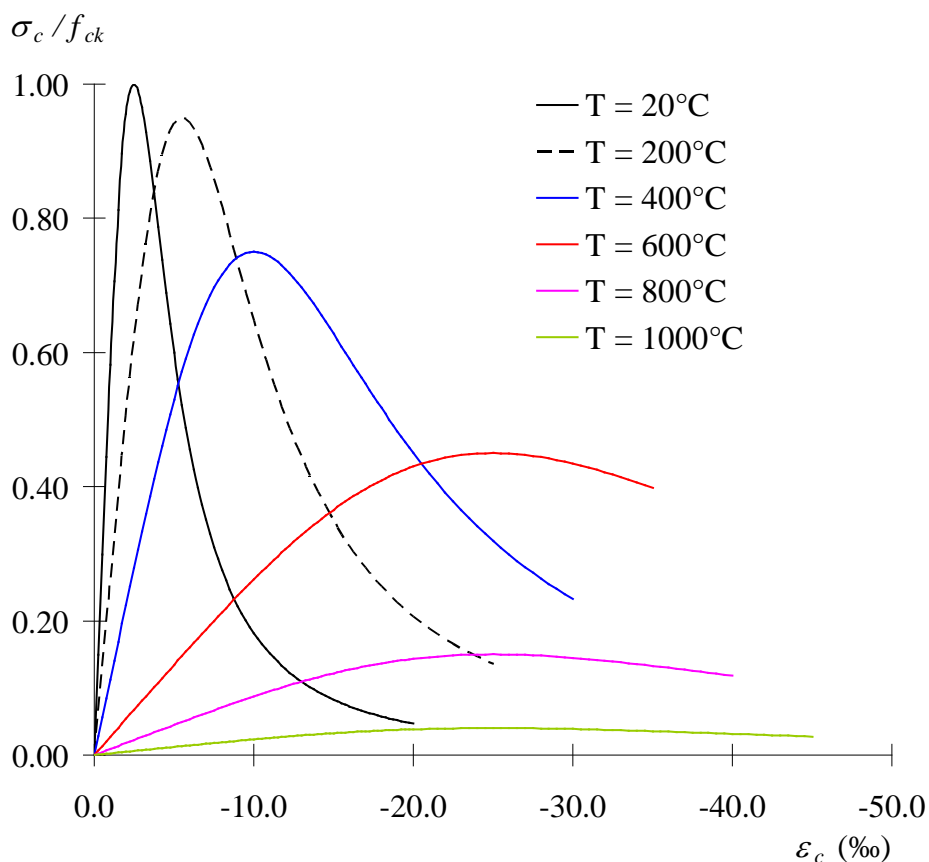
V nadaljevanju podrobneje predstavimo omenjene deformacijske prispevke.

### 3.2.2 Mehanska deformacija betona ( $\varepsilon_{\sigma,c}$ )

Mehanska deformacija  $\varepsilon_{\sigma}$  in normalna napetost  $\sigma$  sta povezana s konstitutivnim zakonom v obliki  $\sigma = F(\varepsilon_{\sigma})$ . V diplomski nalogi upoštevamo konstitutivni zakon za beton skladno z EC2 (2002) (sliki 7 in 8). Kot vidimo je ta odvisen od temperature in tudi od izbire agregata.



Slika 7: Konstitutivni zakon za beton iz apnenčevega agregata (EC2, 2002)



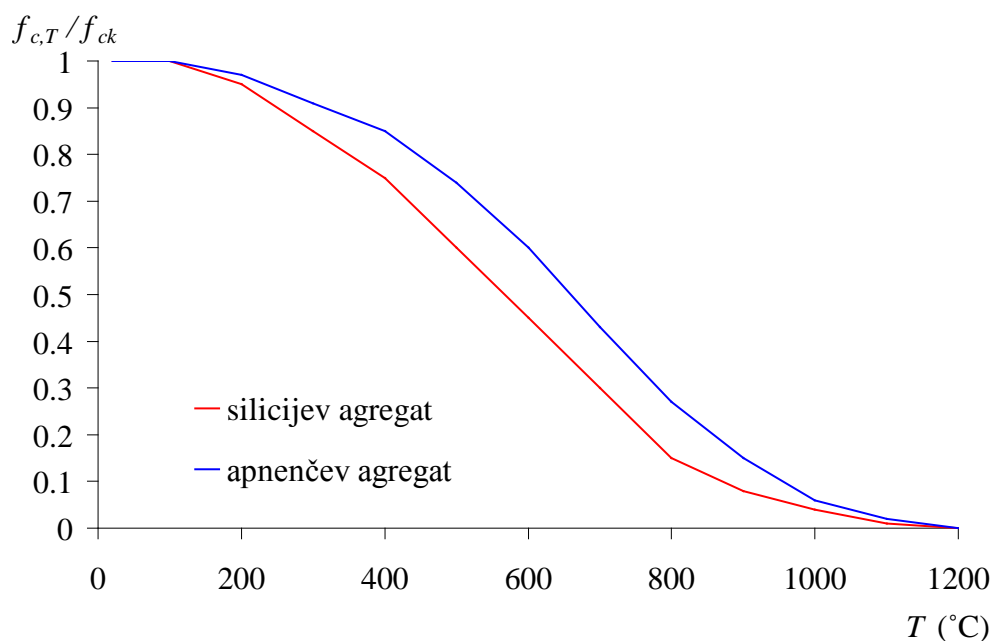
Slika 8: Konstitutivni zakon za beton iz silicijevega agregata (EC2, 2002)

Določajo ga naslednji materialni parametri:

- tlačna trdnost betona pri povišani temperaturi  $f_{c,T}$ ,
- deformacija pri tlačni trdnosti  $\epsilon_{c1,T}$  in
- mejna deformacija  $\epsilon_{cu,T}$ .

Tlačna trdnost betona pri povišanih temperaturah je odvisna od vrste uporabljenega agregata. Beton iz silicijevega agregata ima pri povišanih temperaturah nižjo tlačno trdnost kot beton iz apnenčevega agregata, kar prikazuje tudi slika 9.





Slika 9: Vpliv temperature na tlačno trdnost betona (EC2, 2002)

Pri temperaturi 500°C ima beton iz apnenčevega agregata 74 % svoje tlačne trdnosti pri sobni temperaturi, medtem ko ima beton iz silicevega agregata le še 60 % trdnosti. Pri 1200°C beton izgubi vso svojo tlačno trdnost. Priporočila, ki jih podaja EC2 (2002), so v primerjavi z drugimi priporočili dokaj konservativna.

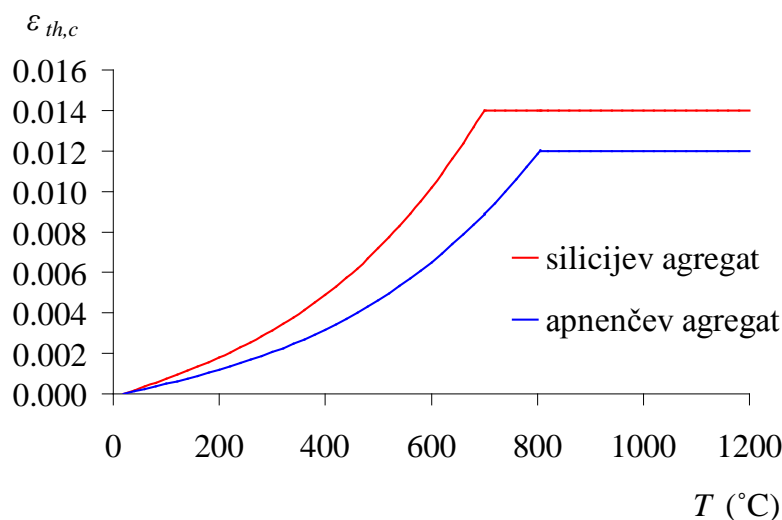
Vrednosti deformacije pri tlačni trdnosti  $\varepsilon_{c,T}$  in mejne deformacije  $\varepsilon_{cu,T}$  s temperaturo naraščajo in so neodvisne od vrste uporabljenega agregata.

Mehansko deformacijo betona  $\varepsilon_{\sigma,c}$  izračunamo s pomočjo adicijskega zakona (9):

$$\varepsilon_{\sigma,c} = \varepsilon_c - \varepsilon_{th,c} - \varepsilon_{cr,c} - \varepsilon_{tr,c}. \quad (11)$$

### 3.2.3 Temperaturna deformacija betona ( $\varepsilon_{th,c}$ )

Pri segrevanju oziroma ohlajanju večine materialov pride do povečanja oziroma zmanjšanja prostornine obravnavanega elementa. Ker privzamemo enoosno napetostno deformacijsko stanje, se sprememba prostornine s temperaturo izrazi kot specifična sprememba dolžine  $\varepsilon_{th,c}$  ( $\varepsilon_{th,c} = \Delta l/l$ ) namišljenih vlaken materiala. Na raztezanje betona, poleg temperature vpliva tudi vrsta uporabljenega betonskega agregata. Poleg tega, da je beton iz silicijevega agregata v primerjavi z betonom iz apnenčevega agregata pri povišanih temperaturah manj nosilen, saj je njegova tlačna trdnost nižja, ima tudi večjo temperaturno deformacijo. To je lepo vidno na sliki 10, ki prikazuje temperaturne deformacije v odvisnosti od temperature skladno s priporočili EC2 (2002).



Slika 10: Vpliv agregata na temperaturne deformacije betona (EC2, 2002)

### 3.2.4 Lezenje betona pri povišanih temperaturah ( $\varepsilon_{cr,c}$ )

S segrevanjem betona se spreminjajo tudi njegove reološke lastnosti. Eksperimenti so pokazali, da se pri dovolj visoki temperaturi in pri konstantni obremenitvi, deformacije betona s časom zelo hitro povečujejo. Deformacija lezenja je odvisna od tlačne trdnosti betona pri povišani temperaturi ( $f_{c,T}$ ), od nivoja tlačnih napetosti v betonu ( $\sigma_c$ ) in od pretečenega časa od

nastopa obtežbe. Evropski standard EC2 (2002) dovoljuje, da lahko prispevke deformacij lezenja betona ( $\varepsilon_{cr,c}$ ) med požarom zanemarimo oziroma njihov prispevek upoštevamo le pri določanju deformacij konstrukcije, ne pa pri določitvi požarne odpornosti AB konstrukcije. V diplomski nalogi smo lezenje betona upoštevali z računskim modelom, ki ga je predlagal kanadski raziskovalec Harmathy (Harmathy, 1967):

$$\varepsilon_{cr,c} = \beta_1 \frac{\sigma_c}{f_{c,T}} \sqrt{t} e^{d(T-293)}, \quad (12)$$

kjer je  $f_{c,T}$  tlačna trdnost betona pri povišani temperaturi  $T$ ,  $\sigma_c$  tlačna napetost v betonu,  $t$  je pretečen čas v urah od nastopa obtežbe, oznaki  $\beta_1$  in  $d$  pa sta empirični konstanti materiala ( $\beta_1 = 6.28 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-0.5}$ ,  $d = 2.658 \cdot 10^{-3} \text{ K}^{-1}$ ).

### 3.2.5 Prehodne deformacije betona ( $\varepsilon_{tr,c}$ )

Eksperimentalno ugotovljena posebnost pri merjenju deformacij obremenjenega betona pri povišanih temperaturah so t.i. prehodne deformacije. So nepovratne in se pojavijo le pri prvem segrevanju. S pomočjo eksperimentov je bilo ugotovljeno, da je zveza med prehodnimi deformacijami in napetostjo v betonu približno linearna, odvisnost prehodnih deformacij od temperature pa je zelo podobna kot je odvisnost temperaturnih deformacij. EC2 (2002) le omenja prehodne deformacije brez ustreznega računskega modela. V računskem programu NFIRA je za račun prehodnih deformacij upoštevan izraz, ki ga je predlagal Anderberg s sodelavci (Anderberg in sod., 1976):

$$\varepsilon_{tr,c} = k_2 \frac{\sigma_c}{f_{c,0}} \varepsilon_{th,c} \quad \text{za} \quad T \leq 550^\circ\text{C}, \quad (13)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr,c}}{\partial T} = 0.0001 \frac{\sigma_c}{f_{c,0}} \quad \text{za} \quad T > 550^\circ\text{C}, \quad (14)$$

pri tem je  $k_2$  parameter materiala (od 1.8 do 2.35),  $f_{c,0}$  je tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi,  $\sigma_c$  je napetost v betonu,  $\varepsilon_{th,c}$  pa je temperaturna deformacija betona.

### 3.2.6 Luščenje betona

Pri povišanih temperaturah lahko pride tudi do luščenja betona in s tem zmanjšanja nosilnosti konstrukcije. Po priporočilih EC2 (2002) je luščenje potrebno upoštevati, ko je relativna vlažnost betona večja od 3 % vsebnosti vlage od teže betona, sicer je luščenje manj verjetno. V diplomski nalogi nismo upoštevali luščenja betona.

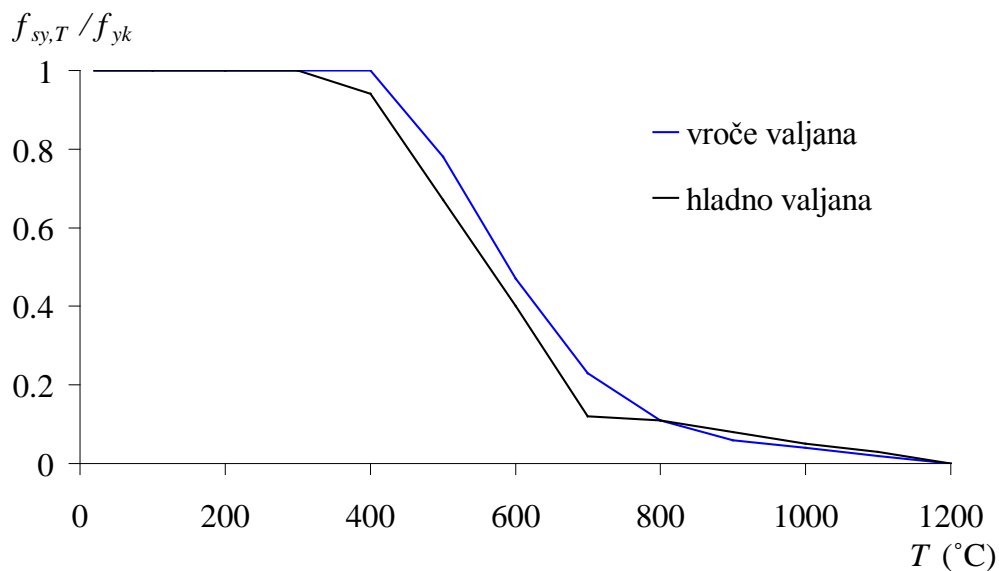
### 3.2.7 Mehanska deformacija armature ( $\varepsilon_{\sigma,s}$ )

Konstitutivni zakon ojačilne armature, ki ga podajajo evropski standardi EC2 (2002), je odvisen od naslednjih temperaturno odvisnih materialnih parametrov:

- trdnosti pri povišani temperaturi  $f_{sy,T}$ ,
- napetosti na meji proporcionalnosti  $f_{sp,T}$  in
- modula elastičnosti pri povišani temperaturi  $E_{s,T}$ .

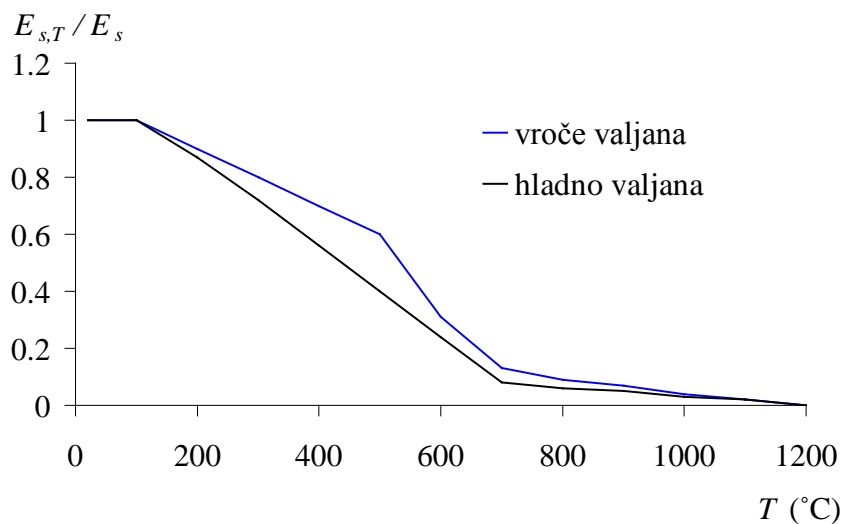
Parametri so odvisni tudi od načina obdelave jekla.

Slika 11 prikazuje vpliv temperature in načina obdelave jekla na njegovo trdnost. Pri temperaturah do 300°C ima armatura enako trdnost kot pri sobni temperaturi. To potrjujejo tudi eksperimenti. Pri višjih temperaturah pa je trdnost hladno valjanega jekla nižja.



Slika 11: Vpliv temperature na trdnost armature ( $f_{yk}$  je karakteristična tlačna trdnost armature pri sobni temperaturi (20°C)) (EC2, 2002)

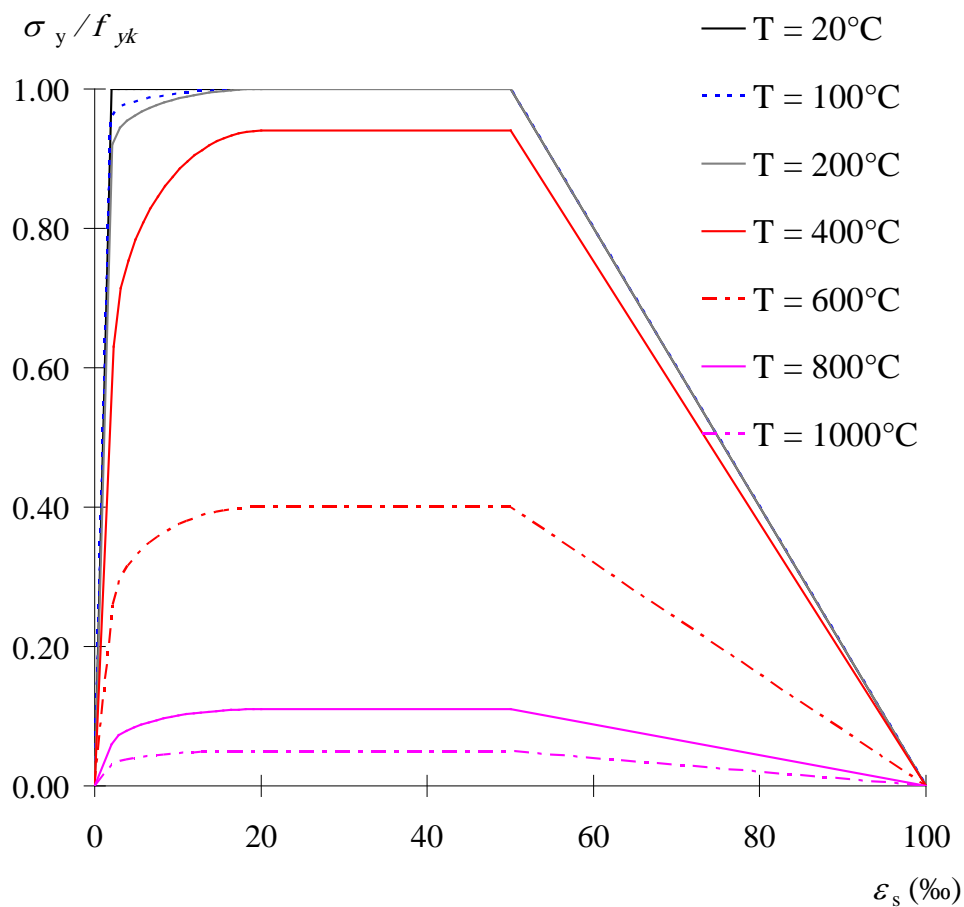
Tudi elastični modul hladno valjanega jekla je pri povišanih temperaturah nižji kot pri vroče valjanem jeklu. To prikazuje slika 12.



Slika 12: Vpliv temperature na elastični modul armature ( $E_s$  je elastični modul armature pri sobni temperaturi (20°C)) (EC2, 2002)

Karakteristične deformacije armature (deformacija, pri kateri je dosežena trdnost jekla, deformacija na meji mehčanja in mejna deformacija) so neodvisne od temperature in načina obdelave jekla.

Konstitutivni zakon za armaturo (hladno oblikovano jeklo) prikazuje slika 13.



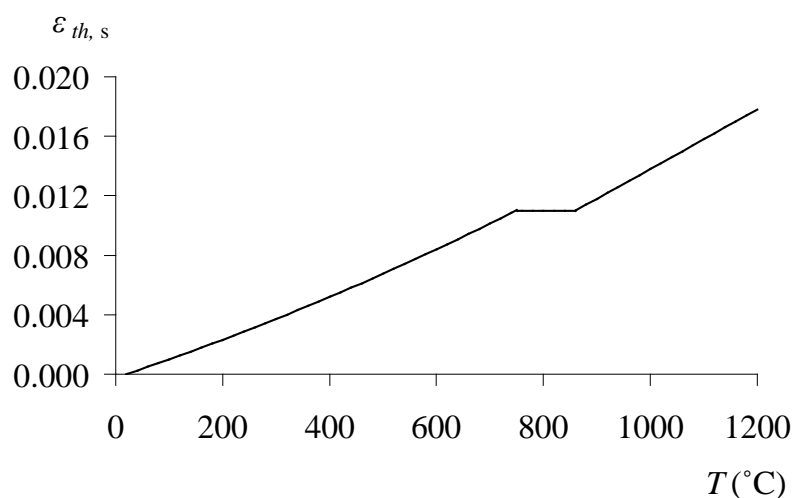
Slika 13: Konstitutivni model za armaturo (hladno oblikovana) (EC2, 2002)

Mehansko deformacijo  $\varepsilon_{\sigma,s}$ , ki ni eksplicitno odvisna od časa oziroma temperature in je z vzdolžno normalno napetostjo  $\sigma$  povezana s parametri enosnega preizkusa, izračunamo s pomočjo adicijskega zakona (10):

$$\varepsilon_{\sigma,s} = \varepsilon - \varepsilon_{th,s} - \varepsilon_{cr,s} . \quad (15)$$

### 3.2.8 Temperaturna deformacija armature ( $\varepsilon_{th,s}$ )

Temperaturne deformacije armature naraščajo z naraščanjem temperature nelinearno. Pri višjih temperaturah so temperaturne deformacije armature precej različne od temperaturnih deformacij betona, kar ima neugoden vpliv pri močno armiranih elementih, saj se lahko zaradi termičnih napetosti pojavijo razpoke betona ob armaturi. Slika 14 prikazuje temperaturne deformacije armature v odvisnosti od temperature kot jih podaja EC 2 (2002).



Slika 14: Temperaturne deformacije armature (EC2, 2002)

### 3.2.9 Viskozno lezenje armature ( $\varepsilon_{cr,s}$ )

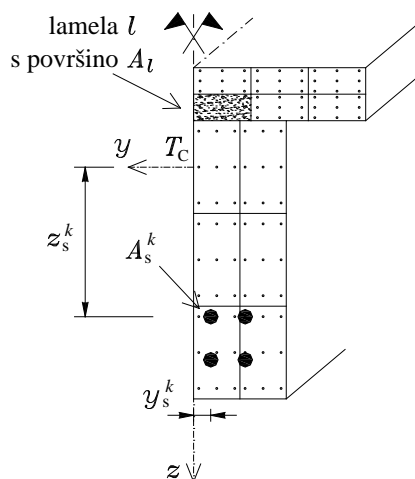
Pri normalni temperaturi in pri napetostih, ki ne dosežajo ekstremnih vrednosti, je lezenje armature praktično zanemarljivo. Pri temperaturah nad 400°C pa preizkusi kažejo, da se pri konstantni obremenitvi deformacije jekla s časom sorazmerno hitro povečujejo. Pojav imenujemo viskozno lezenje jekla. V literaturi je na voljo več modelov za opis viskoznega lezenja jekel pri visokih temperaturah. V okviru uporabljenega programskega okolja je privzet Harmathy-jev model viskoznega lezenja jekla (Harmathy, 1967). Računski model je dodatno poenostavil Williams-Leir (Williams-Leir, 1983). Časovno spreminjanje deformacij lezenja armature je določeno z navadno diferencialno enačbo prvega reda:

$$\frac{d\varepsilon_{cr,s}}{dt} = \text{sgn}(\sigma_s) b_1 \coth^2(b_2 |\varepsilon_{cr,s}|). \quad (16)$$

Pri tem sta koeficienta  $b_1$  in  $b_2$  funkciji konstantne napetosti  $\sigma_s$  in konstantne absolutne temperature  $T$ , ter petih parametrov. Parametre podaja Williams–Leir G. (Williams–Leir, 1983) za 7 različnih vrst jekel. Pri nekaterih vrstah je viskozno lezenje zelo izrazito (SS41, SN50), pri drugih manj (Austin 50).

### 3.3 Integracija napetosti po prečnem prerezu

Za račun notranjih sil betonskega dela prečnega prereza obravnavani prečni prerez razdelimo na  $n_{lam}$  lamel s ploščino  $A_l$  (slika 15). Prispevke izračunamo za vsako betonsko lamelo posebej z uporabo numerične ploskovne integracijske sheme in jih na koncu seštejemo. Ker je površina prečnega prereza armaturnih palic običajno majhna v primerjavi s celotno površino prereza, predpostavimo, da je napetost v posamezni armaturni palici konstantna. Zaradi te predpostavke lahko armaturne palice obravnavamo točkovno. Pri tem z  $A_s^k$  označimo prečni prerez armature v oddaljenosti  $y_s^k$  oziroma  $z_s^k$  od referenčne osi prečnega prereza.



Slika 15: Razporeditev lamel in integracijskih točk po prečnem prerezu za račun notranjih sil v betonskem delu prečnega prereza



Ker se vozlišča končnih elementov v programu HEATC (Saje M., Turk G., 1987) ne ujemajo z integracijskimi točkami za račun napetosti prečnega prereza, uporabimo za določitev temperatur v integracijskih točkah linearno interpolacijo (Bratina, 2003).



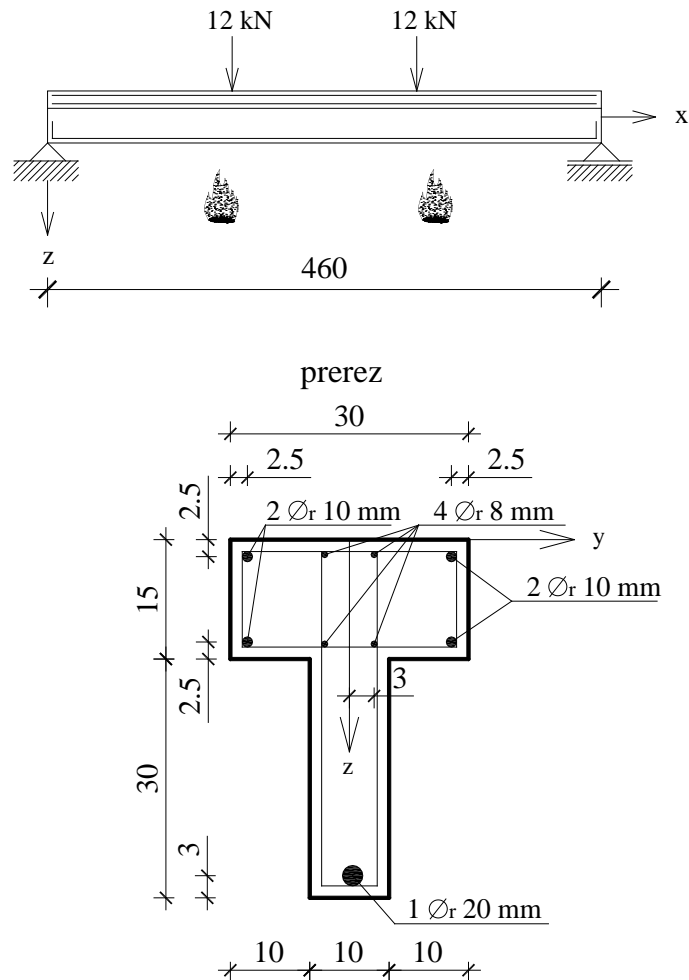
## 4 RAČUNSKI PRIMERI

Učinkovitost in natančnost predstavljenih poenostavljenih metod za določitev požarne odpornosti AB elementov bomo preverili z dvema računskima primeroma. V prvem primeru analiziramo prostoležeči AB nosilec, v drugem pa AB stropno ploščo, t.i. "π" ploščo. Za oba primera so na voljo eksperimentalni rezultati (Vegrad, 2004). Elementi so bili preizkušeni v požarnem laboratoriju na ZAG Ljubljana.

Požarno odpornost AB nosilca bomo ocenili s poenostavljeno metodo (metoda izoterme 500°C) ter z nelinearno analizo, odpornost stropne plošče pa le z nelinearno analizo. Dobljene rezultate v vseh primerih bomo primerjali z rezultati meritev. Dodatno bomo podrobneje predstavili numerične rezultate tako temperaturnega kot mehanskega dela nelinearne požarne analize.

### 4.1 AB sekundarni nosilec SN 30/45

V prvem primeru analiziramo požarno odpornost prostoležečega nosilca dolžine 4.8 m s prečnim prerezom "T" oblike. Nosilec je bil s spodnje strani izpostavljen požarni obtežbi ter obremenjen z dvema točkovnima silama 12 kN na tretjinah razpona. Temperatura požarnega prostora je ves čas naraščala skladno s standardno požarno krivuljo, ki jo podaja EC1 (1995) in predstavlja gorenje lesne snovi. Geometrijski podatki nosilca, podatki o razporeditvi armature in podatki o obtežbi so prikazani na sliki 16.



Slika 16: Geometrijski podatki, podatki o razporeditvi armature in podatki o obtežbi nosilca SN30/45

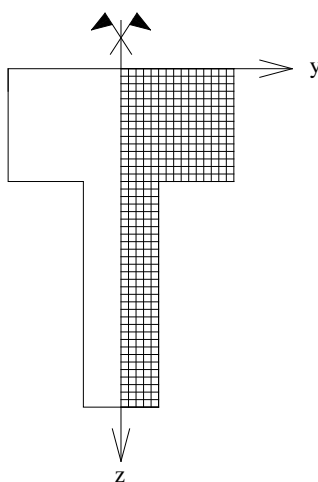
V poročilu (Vegrad, 2004) so podani naslednji izmerjeni materialni parametri: tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi je  $f_{c,0} = 3.4 \text{ kN/cm}^2$ , meja tečenja armature pa  $f_{y,0} = 40 \text{ kN/cm}^2$ . Pred pričetkom eksperimenta je bila izmerjena vlaga v betonu 1.3 %. Materialne parametre, ki jih poročilo ne navaja in so v računski analizi potrebni, smo privzeli skladno z EC2 (2002) in so podrobneje predstavljene v tretjem poglavju. V računski analizi odziva nosilca na sočasen vpliv mehanske in požarne obtežbe smo dodatno upoštevali tudi lastno težo nosilca 1.95 kN/m.

V nadaljevanju prikažemo postopek za določitev temperaturnega polja nosilca. Rezultati te analize predstavljajo obtežbo tako poenostavljenemu postopku določitve požarne odpornosti

(metoda izoterme 500°C) kot tudi drugi fazi nelinearne analize, t.j. mehanskega odziva konstrukcije na sočasen vpliv temperaturne in mehanske obtežbe.

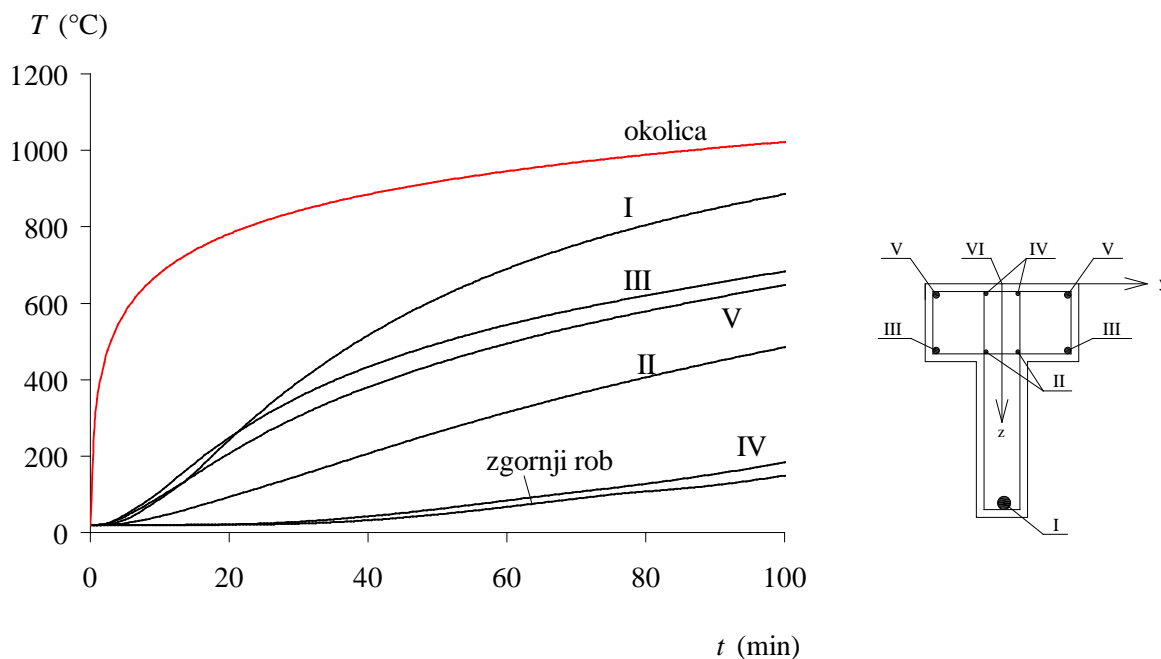
#### 4.1.1 Račun temperaturnega polja nosilca

Temperature v nosilcu smo izračunali s programom HEATC (Saje M., Turk G., 1987). Pri računu smo predpostavili, da se temperatura vzdolž nosilca ne spreminja ter da je simetrično razporejena po prečnem prerezu. Vpliv armaturnih palic na razporeditev temperature smo zanemarili. Polovico prečnega prereza smo modelirali s 375 kvadratnimi končnimi elementi, kar prikazuje slika 17. Velikost časovnega koraka je bila 0.5 min. Za parameter konvekcije in radiacije smo za spodnjo in bočni površini nosilca izbrali vrednosti, ki jih priporoča EC2 (2002), zgornja površina nosilca pa ni bila izpostavljena požaru. Temperaturno odvisnost toplotne prevodnosti betona, specifične toplote in gostote smo prav tako povzeli skladno z EC2 (2002). Glede na to, da so temperaturne in mehanske karakteristike betona odvisne od vrste uporabljenega agregata, poročilo (Vegrad, 2004) pa vrsto uporabljenega agregata ne navaja, smo temperaturno polje izračunali tako za beton iz silicijevega kot za beton iz apnenčevega agregata pri vsebnosti vlage 1.5 %. Ker poročilo tudi ne navaja izmerjenih vrednosti temperatur v nosilcu med preizkusom, bomo v nadaljevanju razumljivo prikazali le izračunane temperature.

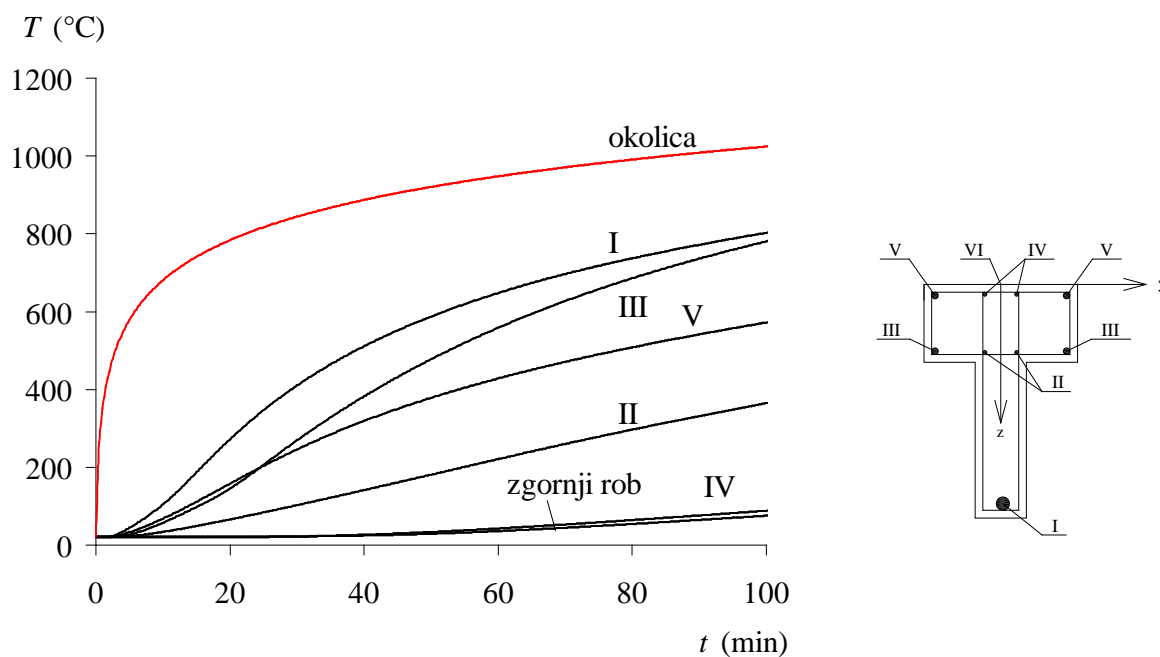


Slika 17: Shema mreže končnih elementov po prečnem prerezu nosilca SN 30/45

Na slikah 18 in 19 smo prikazali časovno spreminjanje temperature v betonu na mestu armaturnih palic (palice I – V) ter na zgornjem robu nosilca (VI) za beton iz apnenčevega oziroma silicijevega agregata. Glede na to, da ima beton iz apnenčevega agregata slabše temperaturne karakteristike (večja toplotna prevodnost), so za ta beton izračunane temperature višje kot pri betonu iz silicijevega agregata.

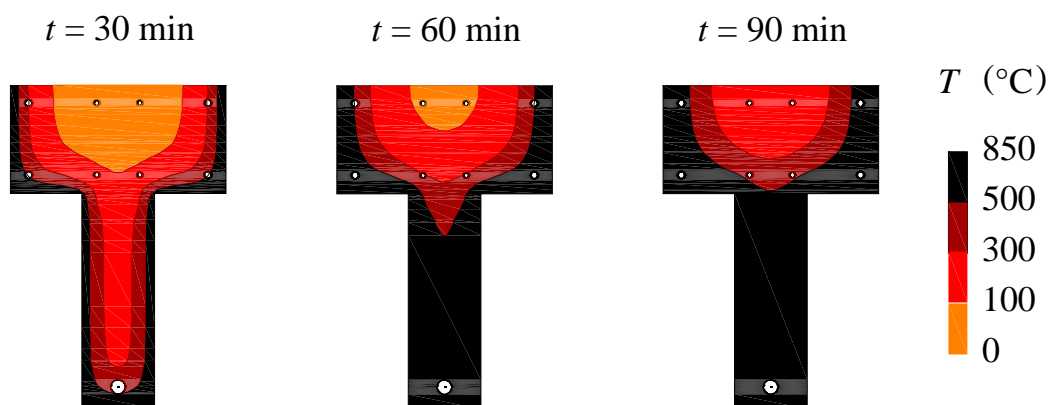


Slika 18: Časovno spreminjanje temperature v betonu v karakterističnih točkah prečnega prereza za beton iz apnenčevega agregata

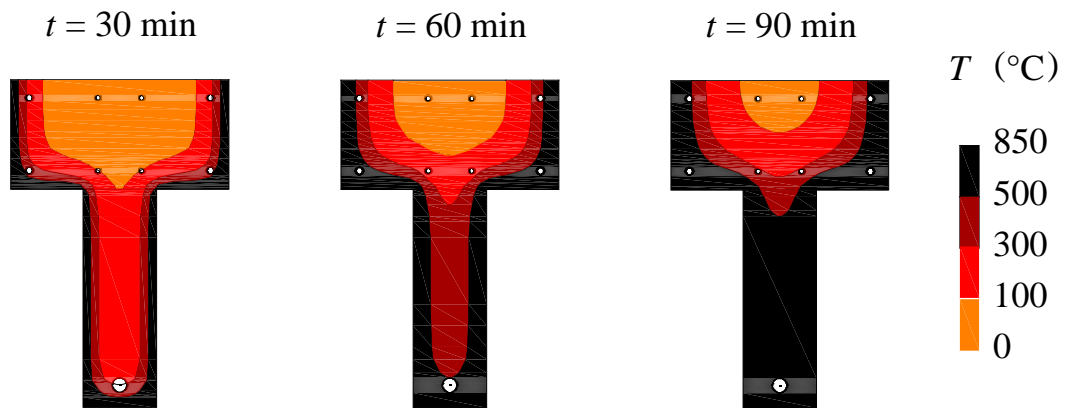


Slika 19: Časovno spreminjanje temperature v betonu v karakterističnih točkah prečnega prereza za beton iz silicijevega agregata

Na sliki 20 in 21 smo prikazali časovno razporeditev temperatur v prečnem prerezu nosilca. Iz slik je lepo razvidno, da se beton iz apnenčevega agregata hitreje segreva kot beton iz silicijevega agregata.



Slika 20: Razporeditev temperature po prečnem prerezu nosilca za beton iz apnenčevega agregata



Slika 21: Razporeditev temperature po prečnem prerezu nosilca za beton iz silicijevega agregata

#### 4.1.2 Metoda izoterme 500°C

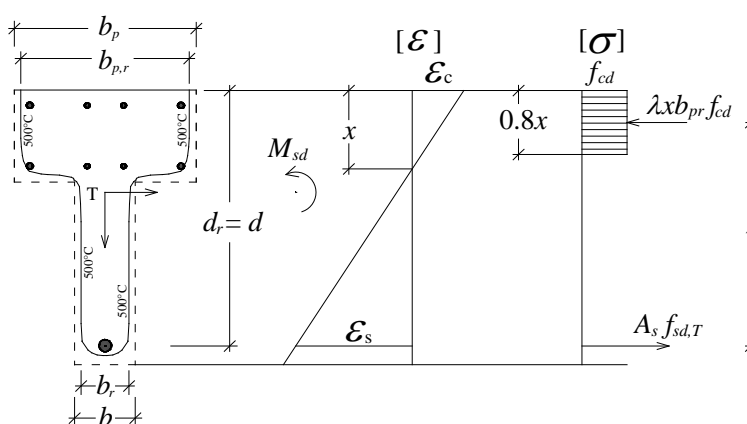
Postopek za oceno požarne odpornosti po metodi izoterme 500°C smo podrobno opisali v drugem poglavju. Za račun so potrebni naslednji materialni parametri: elastični modul armature pri sobni temperaturi  $E_{s,0} = 20\,000\text{ kN/cm}^2$ , elastični modul betona pri sobni temperaturi  $E_{c,0} = 3\,050\text{ kN/cm}^2$ , površina natezne armature  $A_s = 3.14\text{ cm}^2$  ( $1\phi_r\ 20\text{ mm}$ ), tlačna trdnost betona  $f_{c,0} = 2.5\text{ kN/cm}^2$  (MB 30 oziroma C25/30,  $\gamma_c = 0$ ), pri tem upoštevamo temperaturne in mehanske karakteristike za beton iz silicijevega agregata, natezna trdnost armature  $f_{s,0} = 40\text{ kN/cm}^2$  ( $\gamma_s = 1.0$ ). Prispevek tlačne armature zanemarimo. Maksimalni moment, ki ga povzroča zunanja (mehanska) obtežba in lastna teža AB nosilca znaša v prečnem prerezu na sredini nosilca  $M_{sd} = 24.28\text{ kN m}$  ( $\gamma_g = 1.0$ ,  $\gamma_q = 1.0$ ).

Postopek računa požarne odpornosti je iterativen. Za izbrani čas trajanja požara (požarna odpornost) moramo dokazati, da je mejna nosilnost prečnega prereza še vedno večja od obremenitve.



- 1. iteracija:  $t_{cr} = 90$  min

Razporeditev temperature v prečnem prerezu po 90 minutah požara prikazuje slika 21 (desna slika). Pri tem je temperatura v spodnji (natezni) armaturi  $T_{As} = 734^\circ\text{C}$ . Pri tej temperaturi ima armatura le še 10 % trdnosti pri sobni temperaturi (glej sliko 11). Iz slike 22, ki prikazuje izotermo  $500^\circ\text{C}$ , odčitamo reducirano širino pasnice prečnega prereza:  $b_{pr} = 22.5$  cm. Statična višina prereza je  $d = 42$  cm, parameter  $\lambda$  pa ima vrednost 0.8.



Slika 22: Potek deformacij in napetosti v reduciranem prečnem prerezu (metoda izoterme  $500^\circ\text{C}$ )

Iz ravnotežja sil v prečnem prerezu določimo globino nevtralne osi  $x$ :

$$\lambda x b_{p,r} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \frac{f_{s,T=734^\circ\text{C}}}{f_s} \quad (17)$$

$$0.8 \times x \times 22.5 \text{ cm} \times \frac{2.5 \text{ kN/cm}^2}{1.0} = 3.14 \text{ cm}^2 \times \frac{40 \text{ kN/cm}^2}{1.0} \times 0.1$$

$$\Rightarrow x = \underline{\underline{0.279}}$$

V nadaljevanju izračunamo ročico notranjih sil prereza ( $z$ ):

$$z = d - 0.4x \quad (18)$$

$$z = 42 \text{ cm} - 0.4 \times 0.279 \text{ cm} = \underline{\underline{41.888 \text{ cm}}}$$

Mejna nosilnost prečnega prereza po 90. minutah požara je:

$$\begin{aligned} M_{rd,r} &= \lambda x b_{p,r} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} z && (19) \\ &= 0.8 \times 0.279 \text{ cm} \times 22.5 \text{ cm} \times \frac{2.5 \text{ kN/cm}^2}{1.0} \times 41.888 \text{ cm} \\ &= 526.1 \text{ kN cm} = \underline{\underline{5.26 \text{ kNm}}} < M_{sd} = 24.28 \text{ kN m} \end{aligned}$$

Ker je mejna nosilnost prečnega prereza manjša od obremenitve sklepamo, da bo računski porušitev nosilca nastopil pred časom  $t = 90 \text{ min}$ , zato nadaljujemo z iteracijami.

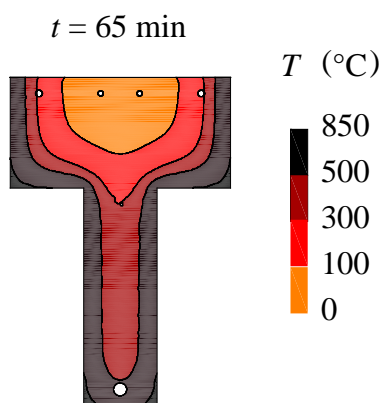
- 2. iteracija:  $t_{cr} = 60 \text{ min}$

Razporeditev temperature v prečnem prerezu po 60 minutah požara je prikazana na sliki 21. Temperatura v natezni armaturi sedaj znaša  $557^\circ\text{C}$ , trdnost pa je 52 % trdnosti pri sobni temperaturi. Reducirana širina pasnice znaša  $b_{p,r} = 24.9 \text{ cm}$ .

Iz ravnotežja sil v prerezu izračunam globino nevtralne osi  $x = 1.310 \text{ cm}$ , ročica notranjih sil pa je  $z = 41.476 \text{ cm}$ . Po 60 minutah požara znaša mejna nosilnost prečnega prereza  $M_{rd,r} = 27.09 \text{ kN m}$  in je večja od računske obremenitve prereza  $M_{sd} = 24.28 \text{ kN m}$ . Računski porušitev nosilca torej nastopi po času  $t = 60 \text{ min}$ .

- 3. iteracija:  $t_{cr} = 65 \text{ min}$

Temperaturno polje prereza prikazuje slika 23.



Slika 23: Razporeditev temperature po prečnem prerezu nosilca za beton iz silicijevega agregata po 65. minutah požara

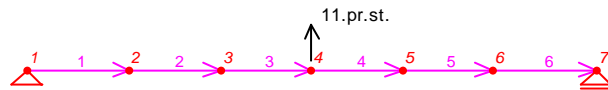
Temperatura v natezni armaturi je  $T_{As} = 593^{\circ}\text{C}$ , trdnost pa je 40 % trdnosti pri sobni temperaturi. Reducirana širina pasnice znaša  $b_{p,r} = 24.5$  cm, globina nevtralne osi je  $x = 1.025$  cm, ročica notranjih sil pa  $z = 41.59$  cm. Odpornostni moment prereza je sedaj  $M_{rd,r} = 20.89$  kN m.

Lahko zaključimo, da je požarna odpornost nosilca (beton iz silicijevega agregata) po poenostavljenem postopku izoterme  $500^{\circ}\text{C}$  med 60. in 65. minutoi, kar je za več kot 30 minut manj, kot je izmerjena požarna odpornost nosilca.

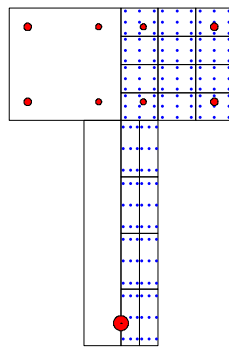
#### 4.1.3 Mehanska analiza odziva AB nosilca na požarno in mehansko obtežbo (2. faza požarne analize)

Mehanski odziv nosilca smo izračunali z računalniškim programom NFIRA (2. faza nelinearne požarne analize), ki deluje v programskem okolju *Matlab* (MathWorks, Inc., 2004). Nosilec smo modelirali s šestimi linijskimi končnimi elementi (slika 24), ki so detajlno predstavljeni v doktorski disertaciji S. Bratine (Bratina, 2003). Elementi so bili izbrani tako, da so ustrezali prijemališčem prečnih točkovnih sil. Pri računu prispevka napetosti betonskega dela prečnega prereza smo upoštevali simetrijo prereza ter Gaussovo ploskovno integracijsko

shemo. Pri tem smo polovico prečnega prereza razdelili na 20 pravokotnih ploskev (lamel). Skupno število integracijskih točk prereza je znašalo 180 točk (slika 25).



Slika 24: Računska shema nosilca - program NFIRA (MathWorks, Inc., 2004)

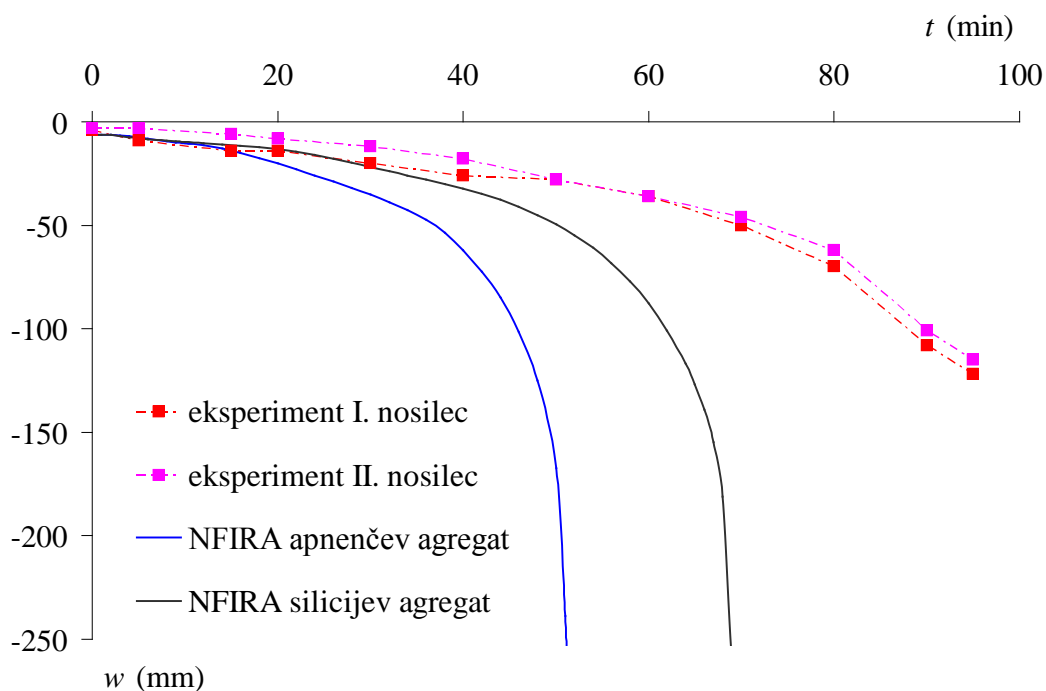


Slika 25: Razporeditev integracijskih točk za račun prispevka napetosti betonskega dela prereza

Pri računu napetostnega in deformacijskega stanja nosilca smo upoštevali priporočila evropskega standarda EC2 (2002). To pomeni, da smo v računu poleg mehanskih deformacij betona in armature upoštevali še vpliv temperaturnih deformacij, lezenja betona in armature pri povišanih temperaturah ter vpliv t.i. prehodnih deformacij betona, ki so posledica transporta vode in vodne pare po betonu zaradi povišanih temperatur. Omenjeni prispevki so podrobneje predstavljene v tretjem poglavju. Za vrednost parametra  $k_2$ , ki nastopa v enačbi za izračun prehodnih deformacij smo izbrali vrednost 2.35. Za določitev prispevka viskoznega lezenja armature smo upoštevali parametre za jeklo z najmanj izrazitim lezenjem. Materialne parametre betona in armature, ki jih potrebujemo za enolično določitev zveze med normalnimi napetostmi in mehanskimi deformacijami in jih poročilo (Vegrad, 2004) ne navaja, smo povzeli skladno z EC2 (2002) in so prav tako predstavljeni v tretjem poglavju. Mehanski odziv nosilca smo izračunali ločeno za beton iz silicijevega in za beton iz

apnenčevega agregata ter ga primerjali z meritvami, ki jih navaja poročilo preizkusa. Za ojačilno armaturo smo upoštevali lastnosti hladno valjanega jekla.

Slika 26 prikazuje izmerjene in izračunane navpične pomike sredine nosilca med požarom.



Slika 26: Primerjava navpičnega pomika na sredini nosilca med požarom

V poročilu sta opisani meritvi dveh enakih nosilcev. Do prekoračitve kriterija nosilnosti je v obeh primerih prišlo po 95 minutah požara, pri čemer je bila izmerjena hitrost povesa 6.1 mm/min. Največji izmerjeni navpični pomik prvega nosilca je bil 122 mm, drugega pa 115 mm.

V sklopu računske požarne analize smo ugotovili, da ima nosilec iz apnenčevega agregata bistveno manjšo požarno odpornost kot nosilec iz silicijevega agregata. Računska porušitev nosilca nastopi že po 51 minutah požara, pri čemer je največji izračunani navpični pomik 26.4 cm, nosilec iz silicijevega agregata pa se poruši 18 minut kasneje, pomik pa je le za 0.2 cm večji. Čeprav ima beton iz apnenčevega agregata pri povišanih temperaturah višjo trdnost kot

beton iz silicijevega agregata, se v računski analizi izkaže da imajo poglavitno vlogo pri tako hitrem naraščanju pomikov nosilca iz apnenčevega agregata njegovi slabši termični parametri.

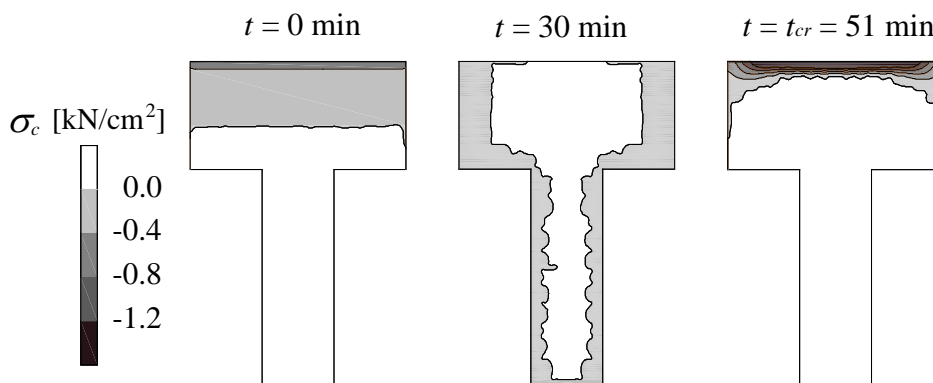
Primerjava med izmerjenim ter izračunanim največjim pomikom in časom porušitve nosilca je prikazana v preglednici 1.

Preglednica 1: Izmerjeni rezultati in rezultati računa največjih pomikov in časov porušitve za nosilec

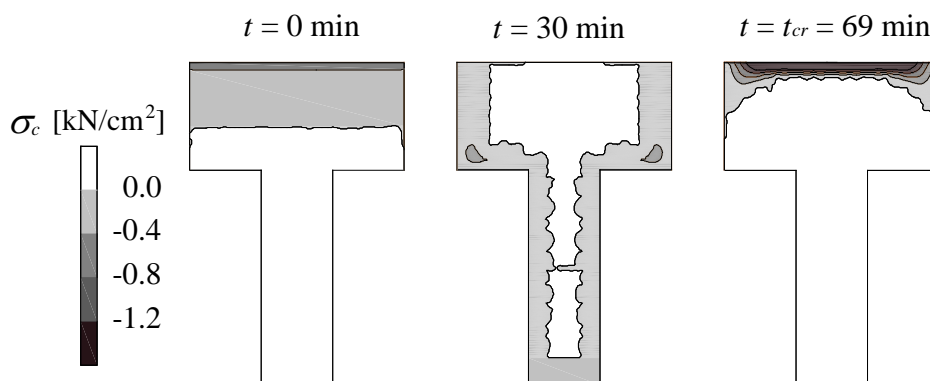
	eksperiment		NFIRA	
	N1	N2	silicijev agregat	apnenčev agregat
$t_{cr}$ (min)	95	95	69,01	51.19
$u$ ( $t = t_{cr}$ ) (mm)	-122	-115	-266.3	-263.9

Izračunani časi porušitve nosilca so v primerjavi z izmerjenimi časi porušitve bistveno krajši, pripadajoči pomiki pa več kot dvakrat večji. Tolikšno odstopanje mehanskega odziva in požarne odpornosti obravnavanega nosilca je najverjetneje posledica zelo konservativnih vrednosti termičnih in materialnih karakteristik betona in armature, ki jih predlaga EC2 (2002). Sklepamo, da so izračunane temperature v nosilcu bistveno višje od dejanskih, čeprav poročilo (Vegrad, 2004) ne navaja meritev temperatur v nosilcu med požarom. Zaradi prevelikih izračunanih temperatur so posledično tudi izračunani pomiki nosilca bistveno večji od izmerjenih. Odstopanje med izmerjenimi in izračunanimi mejnimi pomiki bi bilo verjetno manjše, če meritev ne bi bila prekinjena, ko je hitrost naraščanja povesa dosegla vnaprej predpisano vrednost (6.1 mm/min).

V nadaljevanju prikažemo podrobnejše rezultate napetostnega in deformacijskega stanja nosilca pred in med požarom ( $t = 0, 30$  min) ter tik pred nastopom računske porušitve. Na sliki 27 in 28 sta prikazani razporeditvi napetosti v betonskem delu prečnega prereza na sredini nosilca ločeno za beton iz apnenčevega in za beton iz silicijevega agregata.



Slika 27: Razporeditev napetosti v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz apnenčevega agregata



Slika 28: Razporeditev napetosti v prerezu na sredini nosilca za beton iz silicijevega agregata

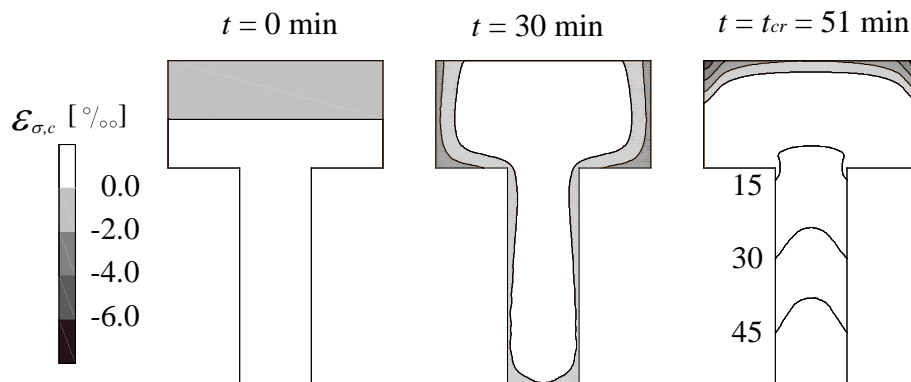
Pred požarom je razporeditev napetosti v prerezu neodvisna od vrste agregata. Nosilec je zaradi delovanja zunanje mehanske obtežbe izpostavljen le upogibni obremenitvi. Pri tem tlačni del obremenitve prevzame zgornji del pasnice nosilca, natezno obremenitev pa spodnja vzdolžna armatura. Največja izračunana tlačna napetost v betonu znaša  $0.43 \text{ kN/m}^2$ , napetost v spodnji vzdolžni armaturni palici pa je  $18.56 \text{ kN/m}^2$ .

Po 30 minutah požara je razporeditev napetosti v betonskem delu prečnega prereza bistveno drugačna kot pred požarom. K nosilnosti prereza poleg vzdolžne armature prispeva le najbolj ogreti - zunanji del betonskega prereza, medtem ko je osrednji - hladnejši del betonskega prereza natezno obremenjen in je zato njegov prispevek k računski nosilnosti nič. Izbran

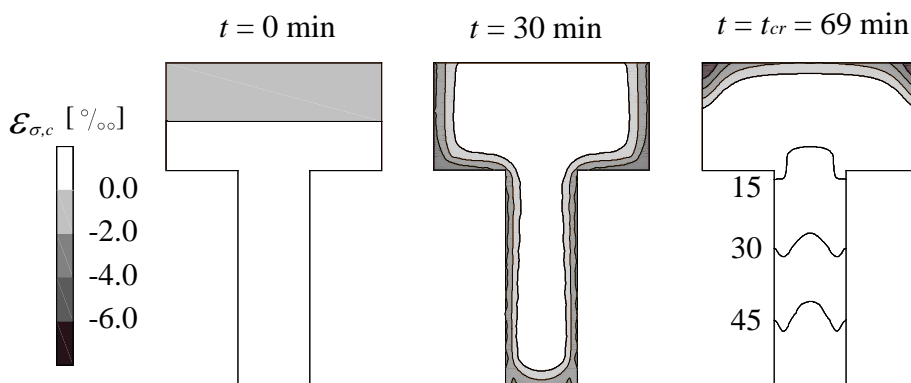
agregat bistveno ne vpliva na razporeditev napetosti. Največja izračunana tlačna napetost v betonu iz apnenčevega agregata znaša  $0.39 \text{ kN/m}^2$ , iz silicijevega pa  $0.46 \text{ kN/m}^2$ .

Tik pred računsko porušitvijo nosilca se tlačno obremenjeni del betonskega prereza nahaja le na ozkem pasu zgornjega dela prereza na sredini nosilca. Pri tem so izračunane napetosti bistveno večje. Največja napetost v betonu iz apnenčevega agregata je  $2.59 \text{ kN/m}^2$ , iz silicijevega pa  $2.64 \text{ kN/m}^2$ .

Na sliki 29 in 30 sta prikazani razporeditvi mehanskih deformacij v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz različnih agregatov.



Slika 29: Razporeditev mehanske deformacije v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz apnenčevega agregata

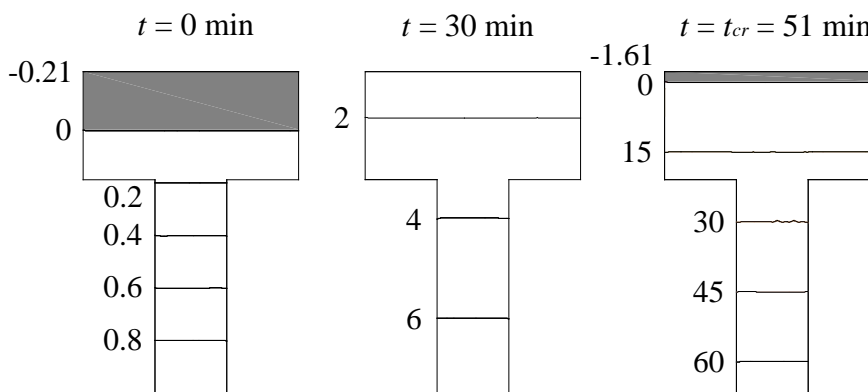


Slika 30: Razporeditev mehanske deformacije v prerezu na sredini nosilca za beton iz silicijevega agregata

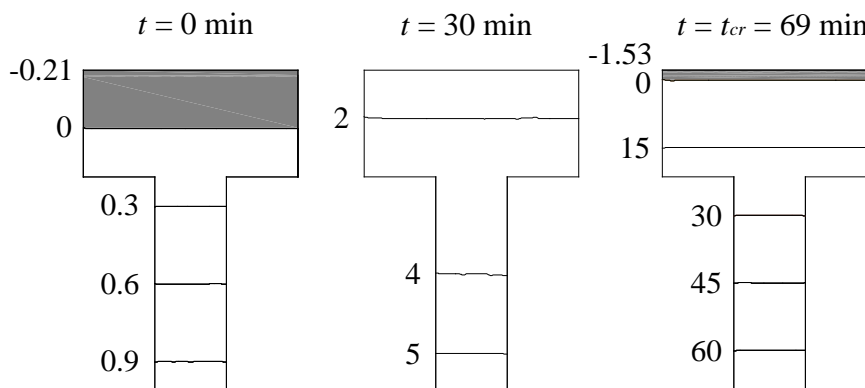


Mehanske deformacije betona so v tesni povezavi z normalnimi napetostmi, zato je tudi njihova razporeditev po prerezu podobna razporeditvi napetosti. Največja deformacija v betonu tik pred računsko porušitvijo AB nosilca znaša  $-8.31 \text{ ‰}$  za silicijev agregat ter  $-6.84 \text{ ‰}$  za apnenčev agregat. Mehanska deformacija v spodnji armaturni palici je  $49.93 \text{ ‰}$ , to pomeni, da je deformacija skoraj dosegla mejno deformacijo jekla ( $50 \text{ ‰}$ ), t.j. deformacijo na meji mehčanja materiala.

Na sliki 31 in 32 so prikazane razporeditve geometrijskih deformacij v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz različnih agregatov. Zaradi Bernoullijeve predpostavke o ravnih prečnih prerezih je potek geometrijskih deformacij po prerezu linearen. Pred nastopom požarne obtežbe so geometrijske deformacije enake mehanskim deformacijam (glej sliki 29 in 30). V času požara pa zaradi upoštevanja aditivnega razcepa geometrijskih deformacij to ne velja več. Večje geometrijske deformacije ima nosilec iz betona iz apnenčevega agregata, to potrjuje tudi hitrejša naraščanje pomikov pri takšnem nosilcu. Pri trajanju požara 30 minut računske analize kažejo, da ima celoten prerez natezne geometrijske deformacije, neodvisno od vrste uporabljenega materiala.

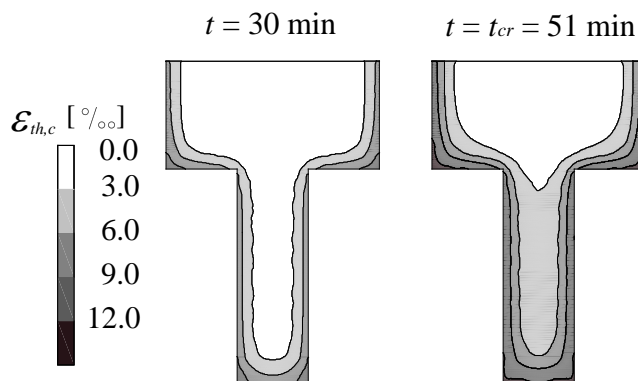


Slika 31: Razporeditev geometrijske deformacije v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz apnenčevega agregata v ‰

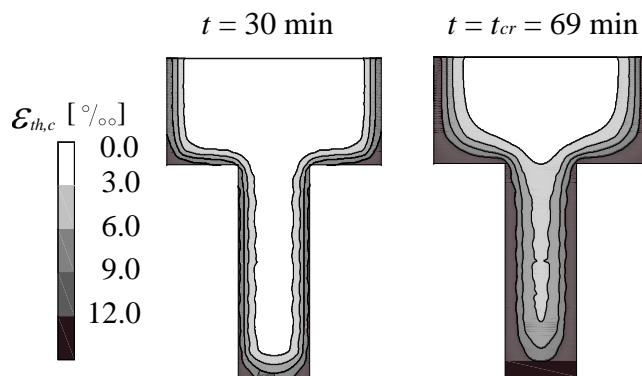


Slika 32: Razporeditev geometrijske deformacije v prečnem prerezu na sredini nosilca za beton iz silicijevega agregata v %

Na sliki 33 in 34 so prikazane razporeditve temperaturnih deformacij v prečnem prerezu nosilca za betona iz različnih agregatov. Glede na to, da se temperatura vzdolž nosilca ne spreminja, so tudi temperaturne deformacije v betonu enake vzdolž nosilca. Koeficient toplotnega raztezanja armature je različen od koeficienta za beton, zato ima armatura drugačne temperaturne deformacije. Pri močno armiranih elementih se zaradi različnega raztezanja betona in armature lahko pojavijo razpoke.

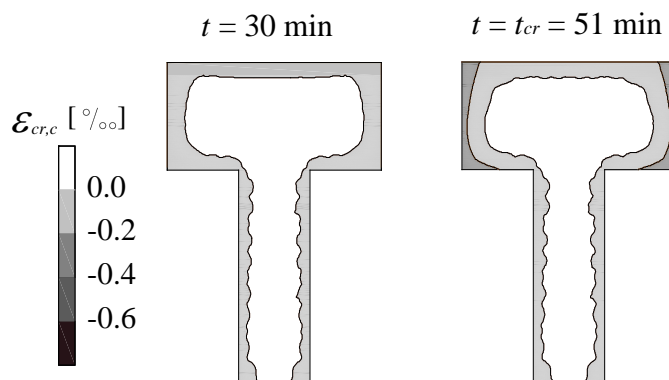


Slika 33: Razporeditev temperaturne deformacije betona iz apnenčevega agregata v prečnem prerezu nosilca

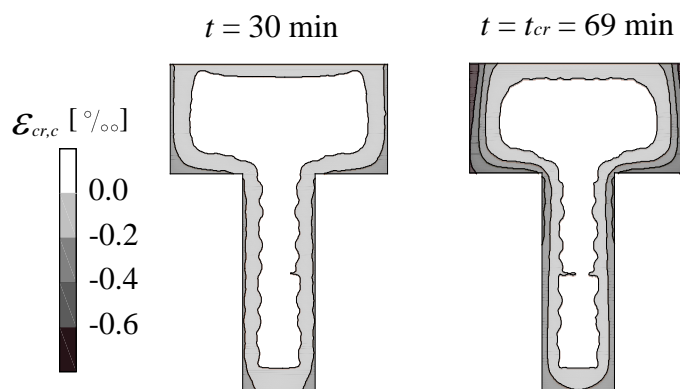


Slika 34: Razporeditev temperaturne deformacije betona iz silicijevega agregata v prečnem prerezu nosilca

Na sliki 35 in 36 smo prikazali razporeditev deformacij lezenja betona pri povišanih temperaturah v prečnem prerezu na sredini nosilca.



Slika 35: Razporeditev deformacije lezenja betona iz apnenčevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca



Slika 36: Razporeditev deformacije lezenja betona iz silicijevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca

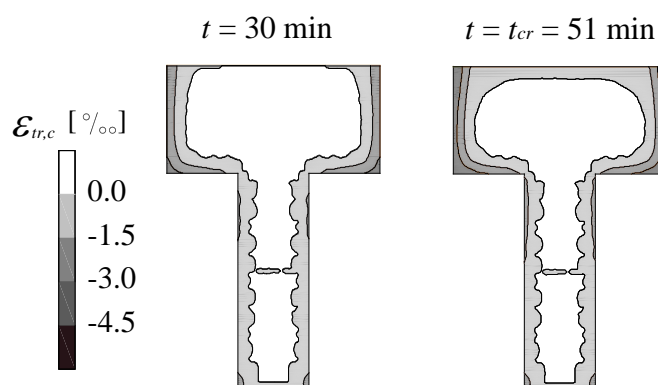
Lezenje betona je odvisno od nivoja napetosti, od temperature ter od trajanja mehanske obtežbe. Lezenje je izrazitejše pri betonu iz silicijevega agregata, glede lege v prečnem prerezu pa v vogalih pasnice. Tik pred računsko porušitvijo je največja deformacija lezenja nosilca iz betona iz silicijevega agregata  $-0.79\text{ ‰}$  iz apnenčevega agregata pa  $-0.40\text{ ‰}$ . Kot vidimo predstavlja prispevek deformacij lezenja betona le majhen del v geometrijskih deformacijah betona, zato bi jih lahko v računu skladno s priporočili EC2 (2002) zanemarili.

Viskozno lezenje armature postane izrazito šele v primeru, ko je temperatura v armaturi večja od  $400^{\circ}\text{C}$ . Po 30 minuti požara je deformacija lezenja spodnje armaturene palice  $0.05\text{ ‰}$  za beton iz apnenčevega agregata oziroma  $0\text{ ‰}$  za beton iz silicijevega agregata. Tik pred računsko porušitvijo AB nosilca iz silicijevega agregata je deformacija lezenja spodnje armature  $5.52\text{ ‰}$ , pri AB nosilcu iz apnenčevega agregata pa je  $4.81\text{ ‰}$ . V drugi polovici požara deformacije lezenja armature naraščajo bistveno hitreje kot deformacije lezenja betona.

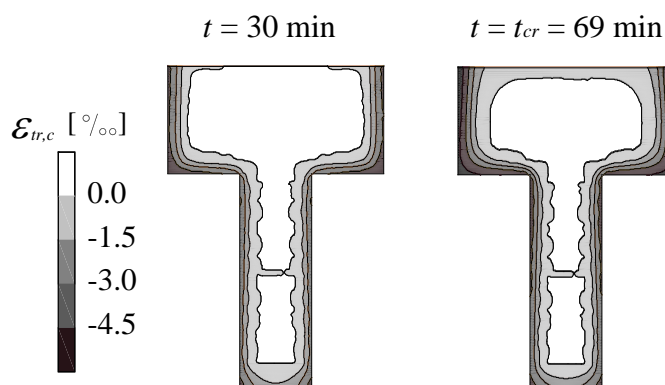
Prehodne deformacije v betonu so odvisne od nivoja napetosti ter od temperaturnih deformacij. Pojavijo se le pri prvem segrevanju betonskega vzorca in so nepovratne. V računski analizi smo ugotovili, da ima večje prehodne deformacije betonski nosilec iz silicijevega agregata. Po 30 minutah požara so največje izračunane prehodne deformacije  $-6.16\text{ ‰}$ , pri betonu iz apnenčevega pa  $-3.89\text{ ‰}$ . V nadaljevanju požara je prirastek prehodnih

deformacij relativno majhen (beton iz silicijevega agregata pred poružitvijo: -6.47 ‰), zato lahko sklepamo, da se večina prehodnih deformacij razvije že v prvem delu požara. Največje izračunane prehodne deformacije se pojavijo, podobno kot deformacije lezenja betona, v vogalih prereza.

Sliki 37 in 38 prikazujeta t.i. prehodne deformacije betona po prečnem prerezu na sredini nosilca.



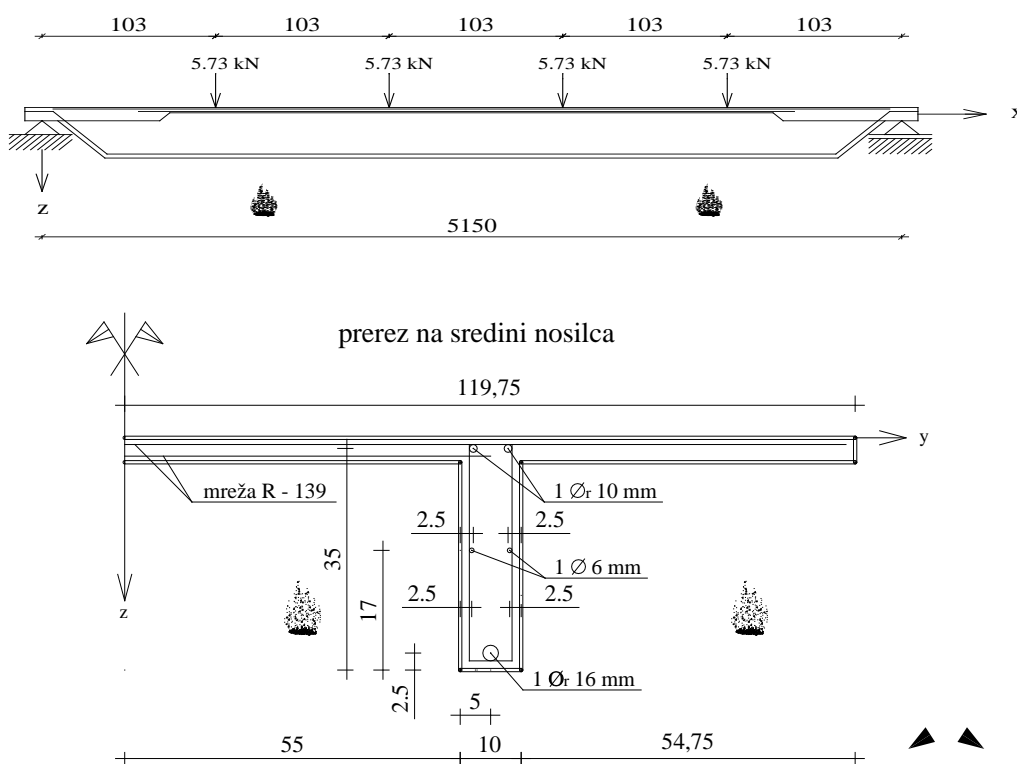
Slika 37: Razporeditev prehodne deformacije betona iz apnenčevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca



Slika 38: Razporeditev prehodne deformacije betona iz silicijevega agregata v prečnem prerezu na sredini nosilca

## 4.2 AB stropna "π" plošča

V drugem računskem primeru analiziramo požarno odpornost prostoležeče AB stropne plošče "π" prečnega prereza. Stropna plošča je bila obtežena s štirimi točkovnimi navpičnimi silami 5.73 kN, s spodnje strani pa je bila izpostavljena požarni obtežbi, pri kateri je temperatura požarnega prostora ves čas naraščala skladno s standardno požarno krivuljo iz EC1 (1995). Dodatno smo v analizi upoštevali še lastno težo plošče 4.1 kN/m. Geometrijski podatki stropne plošče, podatki o razporeditvi armature in podatki o obtežbi so prikazani na sliki 39.



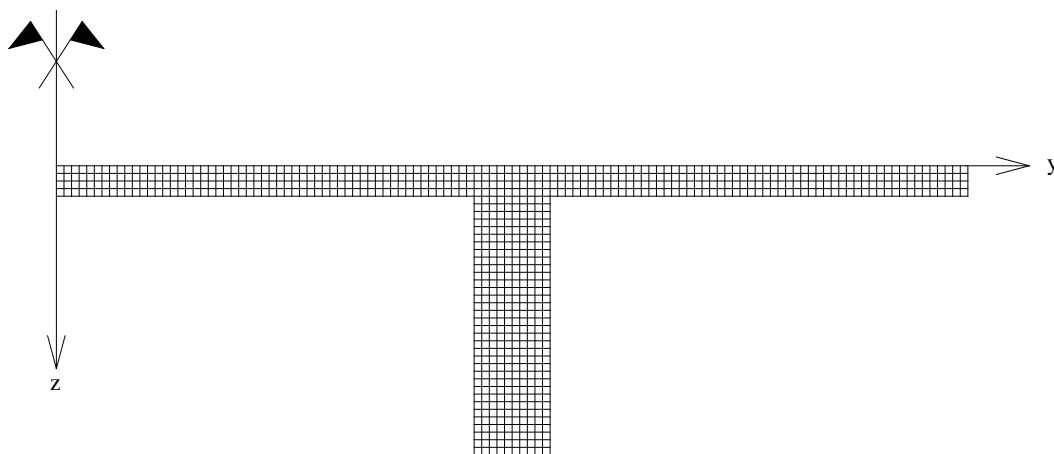
Slika 39: Geometrijski podatki, podatki o razporeditvi armature in podatki o obtežbi  
AB stropne plošče

Izmerjeni materialni parametri, ki jih navaja poročilo o preiskavi (Vegrad, 2004) so: tlačna trdnost betona pri sobni temperaturi  $f_{c,0} = 4.3 \text{ kN/cm}^2$ , meja tečenja armature pa  $f_{y,0} = 40 \text{ kN/cm}^2$ . Materialne parametre, ki jih poročilo ne navaja in so v analizi mehanskega odziva

potrebni, smo privzeli skladno z EC2 (2002) in so podrobneje predstavljeni v tretjem poglavju.

#### 4.2.1 Račun temperaturnega polja v stropni plošči

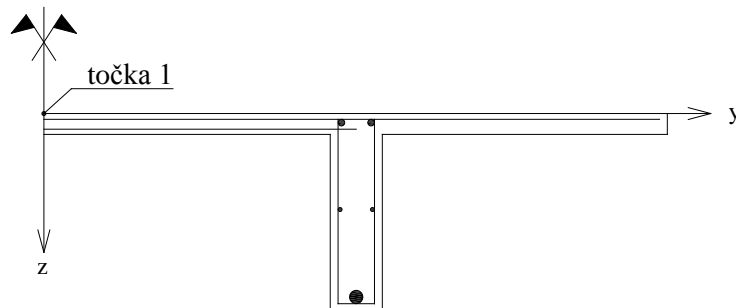
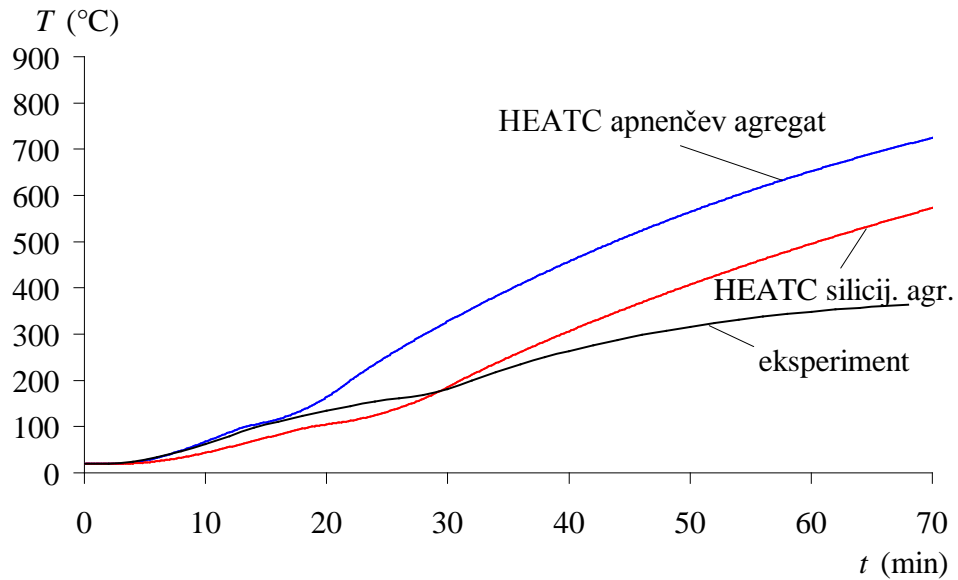
Temperaturno polje v stropni plošči smo izračunali s programom HEATC (Saje M., Turk G., 1987). Pri tem smo upoštevali vse že omenjene predpostavke. Polovico prečnega prereza smo modelirali s 820 kvadratnimi končnimi elementi (slika 40). Velikost časovnega koraka je bila 0.2 min. Za parameter konvekcije in radiacije za spodnje in bočne površine stropne plošče smo izbrali vrednosti iz EC2 (2002), zgornja površina pa ni bila izpostavljena požaru. Toplotno prevodnost, specifično toploto in gostoto betona smo upoštevali v skladu z EC2 (2002). V poročilu ni navedena vrsta uporabljenega betonskega agregata, zato smo temperaturno polje izračunali ločeno za beton iz silicijevega kot za beton iz apnenčevega agregata pri vsebnosti vlage 3,0 %. Med eksperimentom so na neizpostavljeni strani strešne plošče merili temperaturo betona.



Slika 40: Shema mreže končnih elementov za prečni prerez stropne plošče

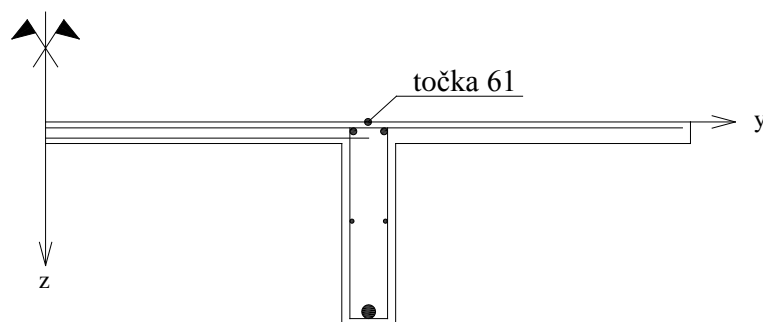
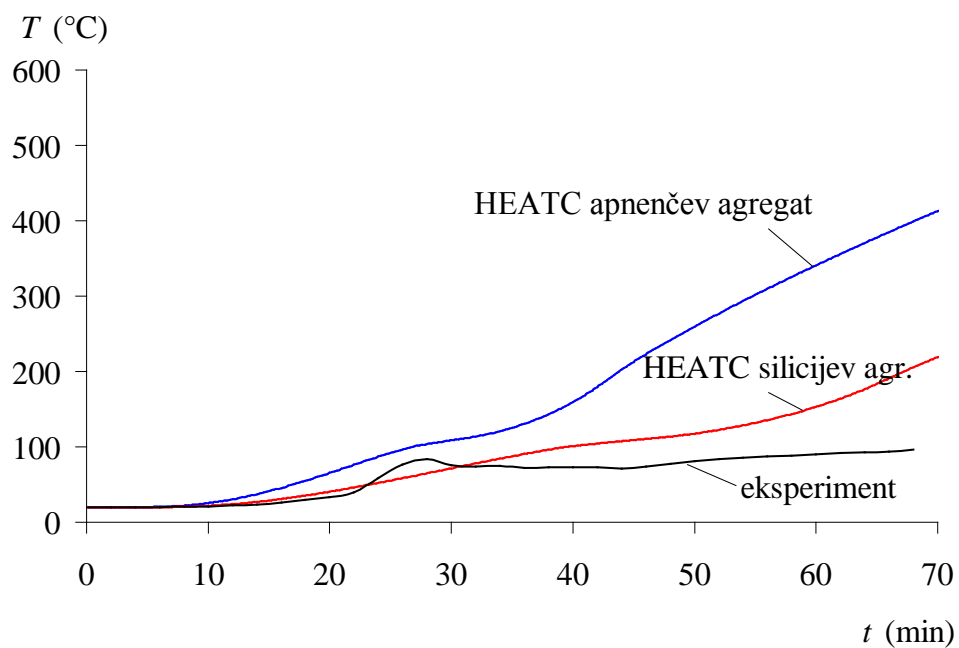
V nadaljevanju prikažemo (slike 41, 42 in 43) izmerjeno ter izračunano časovno spreminjanje temperatur v treh karakterističnih točkah na neizpostavljeni strani stropne plošče. Iz slik je

razvidno, da se beton iz apnenčevega agregata hitreje segreva. Vse izračunane temperature pa so precej večje od izmerjenih.

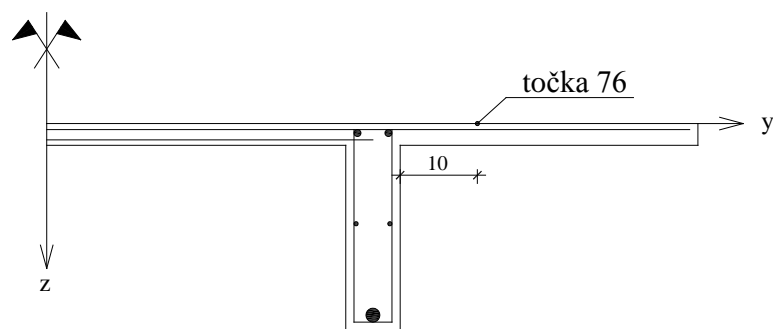
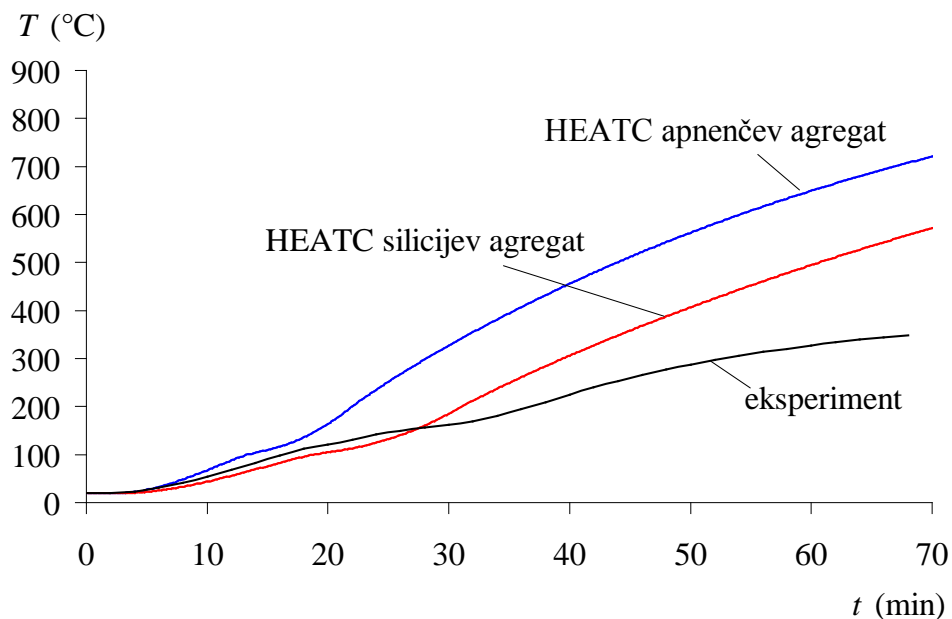


Slika 41: Časovno spreminjanje temperature v točki 1 obravnavane AB stropne plošče. Primerjava rezultatov



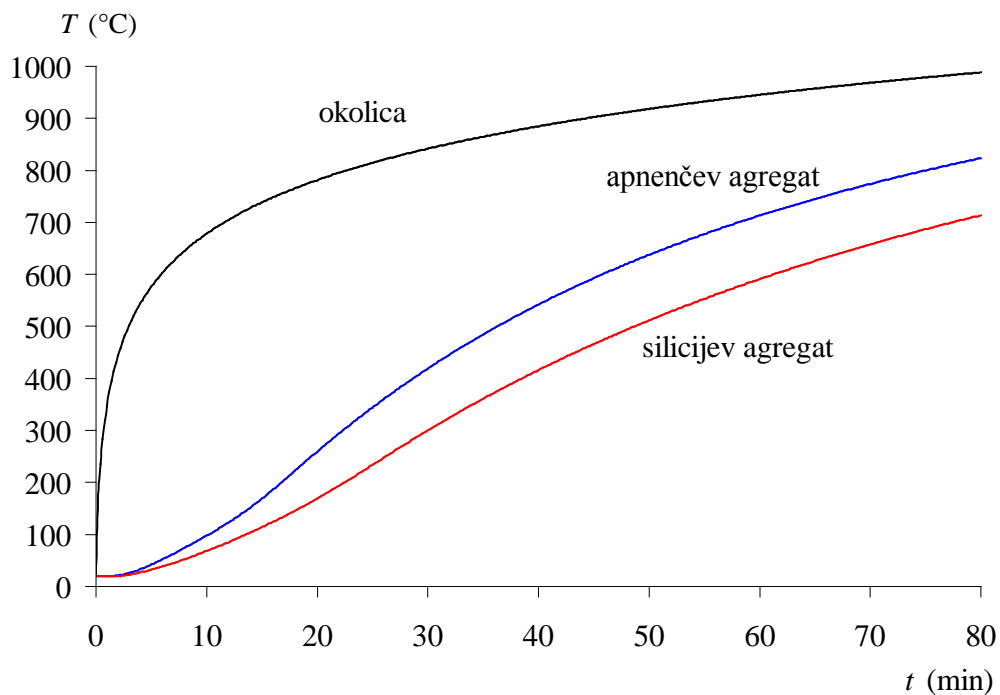


Slika 42: Časovno spreminjanje temperature v točki 61 obravnavane AB stropne plošče. Primerjava rezultatov

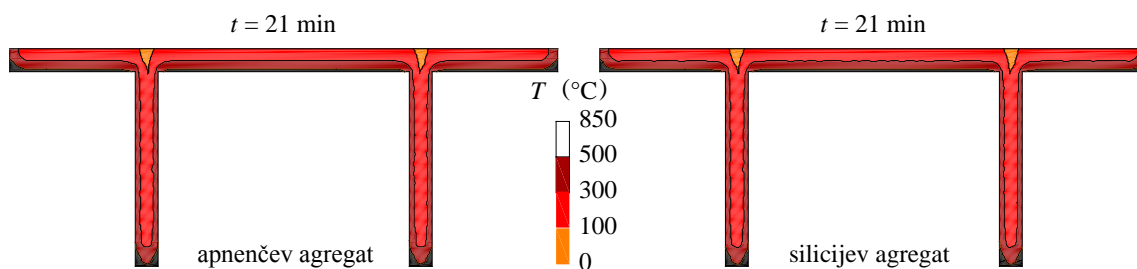


Slika 43: Časovno spreminjanje temperature v točki 76 obravnavane AB stropne plošče. Primerjava rezultatov

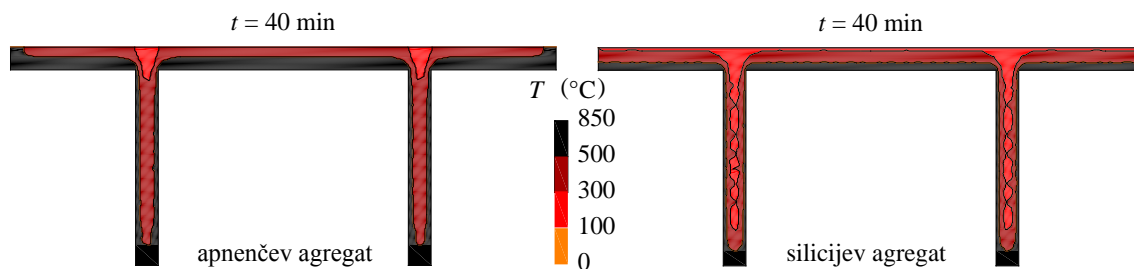
Na sliki 44 je prikazano izračunano časovno spreminjanje temperature v betonu na mestu spodnje armaturne palice, na slikah 45–47 pa razporeditev temperatur po prečnem prerezu AB stropne plošče pri času  $t = 21, 40$  in  $60$  minut v odvisnosti od agregata. Tudi te slike potrjujejo ugotovitev, da temperatura v AB stropni plošči iz apnenčevega agregata hitreje narašča.



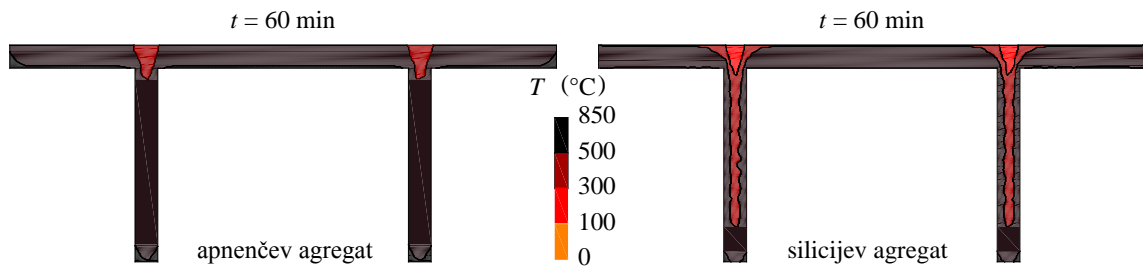
Slika 44: Časovno spreminjanje temperature v betonu na mestu spodnje armaturne palice



Slika 45: Razporeditev temperature po prečnem prerezu AB stropne plošče po 21 minutah trajanja požara



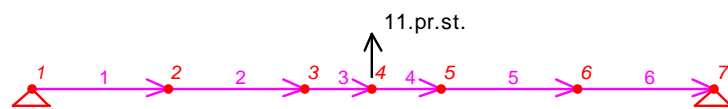
Slika 46: Razporeditev temperature po prečnem prerezu AB stropne plošče po 40 minutah trajanja požara



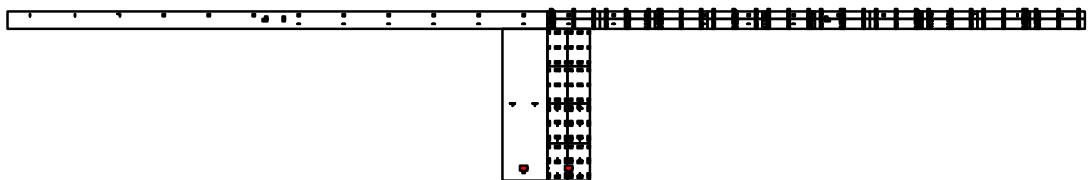
Slika 47: Razporeditev temperature po prečnem prerezu AB stropne plošče po 60 minutah trajanja požara

#### 4.2.2 Mehanska analiza odziva AB stropne plošče na požarno in mehansko obtežbo (2. faza požarne analize)

Stropno ploščo smo modelirali s šestimi linijskimi končnimi elementi. Vozlišča elementov smo izbrali tako, da so le ta ustrezala prijemališčem navpičnih točkovnih sil. Za račun rezultante napetosti betonskega dela prečnega prereza stropne plošče smo polovico prečnega prereza razdelili na 28 pravokotnih ploskev (lamel), pri tem je bilo skupno število integracijskih točk 252 (slika 49). Armaturene palice smo obravnavali točkovno.



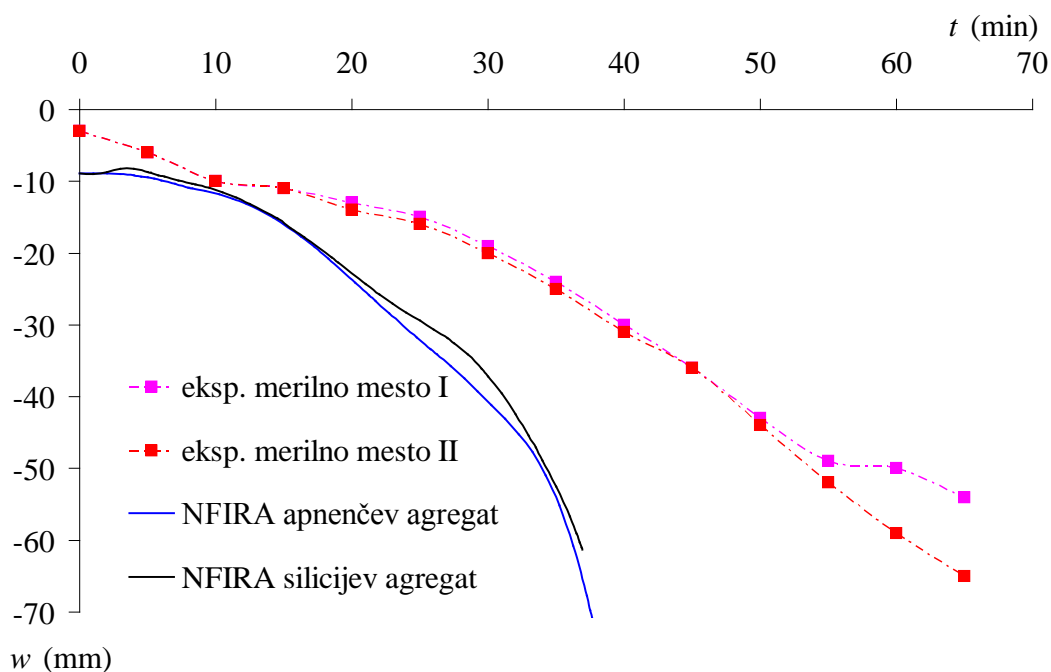
Slika 48: Računska shema nosilca – program NFIRA



Slika 49: Razporeditev integracijskih točk za račun rezultante napetosti betonskega dela prečnega prereza

Materialne parametre, potrebne za izračun mehanskega odziva plošče, upoštevamo skladno z EC2 (2002). Za vrednost parametra  $k_2$ , ki nastopa v izrazu za račun prispevka prehodnih deformacij smo izbrali vrednost 2.35. Mehanski odziv stropne plošče smo izračunali za beton iz silicijevega in za beton iz apnenčevega agregata. Rezultate smo primerjali z izmerjenimi vrednostmi. Za ojačilno armaturo smo upoštevali lastnosti hladno valjanega jekla.

Na sliki 50 smo prikazali časovno spreminjanje izmerjenega ter izračunanega navpičnega pomika na sredini stropne plošče med požarom.



Slika 50: Primerjava navpičnega pomika na sredini plošče med požarom

Med preizkusom je potekala meritev pomikov nad vsakim rebrom stropne plošče. Preizkus je bil prekinjen po 65 minutah požara, ko je bil presežen kriterij hitrosti naraščanja povesa. Največji izmerjeni navpični pomik stropne plošče je bil 65 mm, na mestu desnega rebra.

V okviru nelinearne požarne analize smo ugotovili, da vrsta uporabljenega agregata bistveno ne vpliva na čas računske porušitve stropne plošče. Plošča se poruši po cca 37 minutah trajanja požara, kar je skoraj 30 minut prej, kot so izmerili. Največji izračunani navpični

pomik plošče je 6.1 cm za AB ploščo iz silicijevega agregata oziroma 7.2 cm za AB ploščo iz apnenčevega agregata. Izmerjeni in izračunani največji pomiki se za razliko od nosilca (1. računski primer) v primeru stropne plošče bistveno bolj ujemajo.

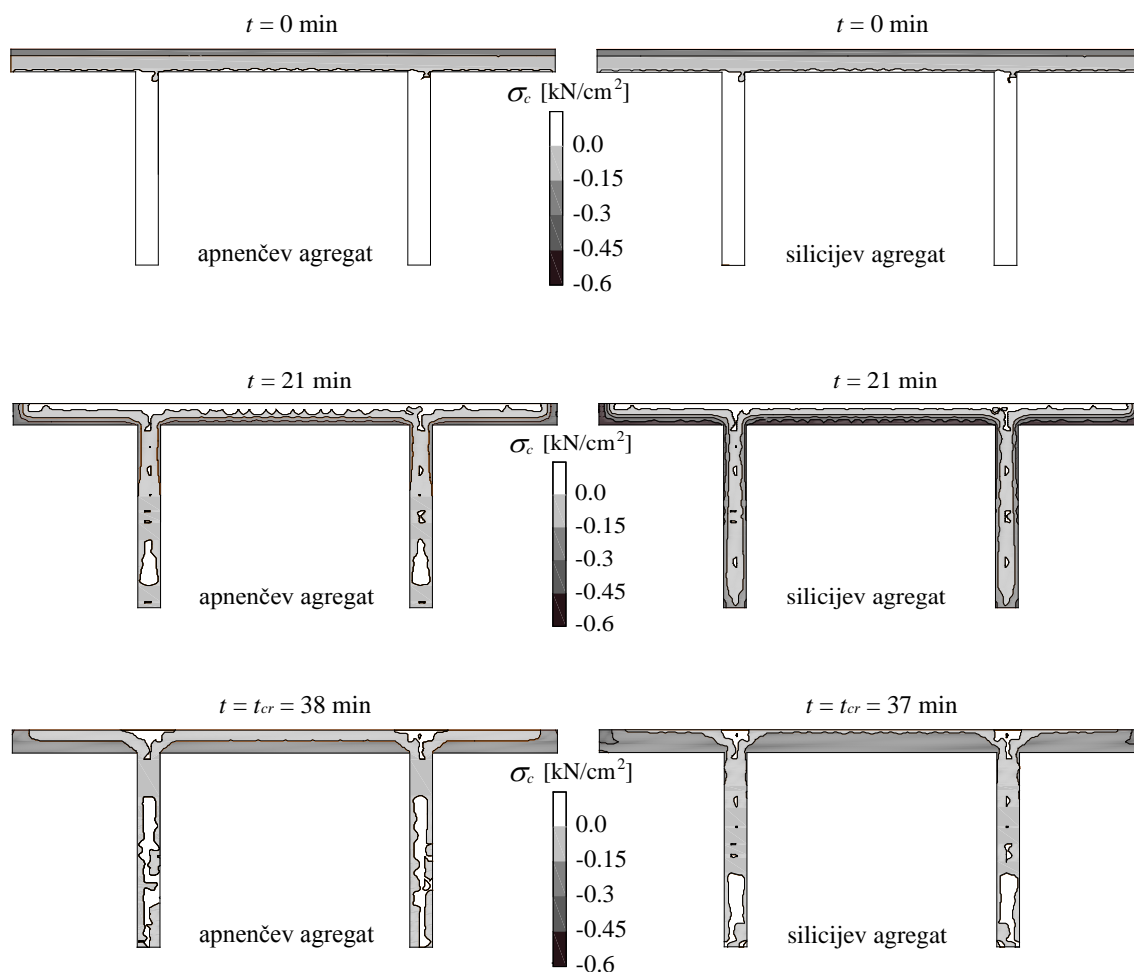
Primerjava med izmerjenim in izračunanim največjim pomikom ter časom porušitve AB stropne plošče je prikazana v preglednici 2.

Preglednica 2: Izmerjeni rezultati in rezultati računa največjih pomikov in časov porušitve stropne plošče

	eksperiment		NFIRA	
	levo rebro	desno rebro	silicijev agregat	apnenčev agregat
$t_{cr}$ (min)	65	65	36.94	37.75
$u$ ( $t = t_{cr}$ ) (mm)	-54	-65	-61.32	-71.65

Odstopanje med izmerjeno in izračunano požarno odpornostjo obravnavane stropne plošče je najverjetneje posledica zelo konservativnih vrednosti termičnih in mehanskih karakteristik betona in armature, ki jih predlaga EC2 (2002). Iz primerjav temperatur v betonu (slike 41, 42 in 43) je razvidno, da so izračunane temperature višje kot dejanske, kar posledično pomeni slabšo požarno odpornost stropne plošče. Pri tem je treba upoštevati, da je bila meritev prekinjena, ko je hitrost pomika dosegla vnaprej predpisano vrednost (7.75 mm/min), sicer bi bili izmerjeni pomiki verjetno večji.

V nadaljevanju prikažemo podrobnejše rezultate napetostnega in deformacijskega stanja stropne plošče pred in med požarom ( $t = 0, 21$  min) ter tik pred nastopom računske porušitve. Na sliki 51 so prikazane razporeditve napetosti v betonskem delu prečnega prereza na sredini stropne plošče za beton iz apnenčevega in silicijevega agregata.



Slika 51: Razporeditev napetosti v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče

Pred požarom je razporeditev napetosti neodvisna od vrste agregata. Tlačni del upogibne obremenitve plošče prevzame pasnica plošče, natezno obremenitev pa spodnja vzdolžna armatura. Največja izračunana tlačna napetost v betonu znaša  $0.23 \text{ kN/m}^2$ , napetost v vzdolžni armaturni palici pa je  $20.72 \text{ kN/m}^2$ .

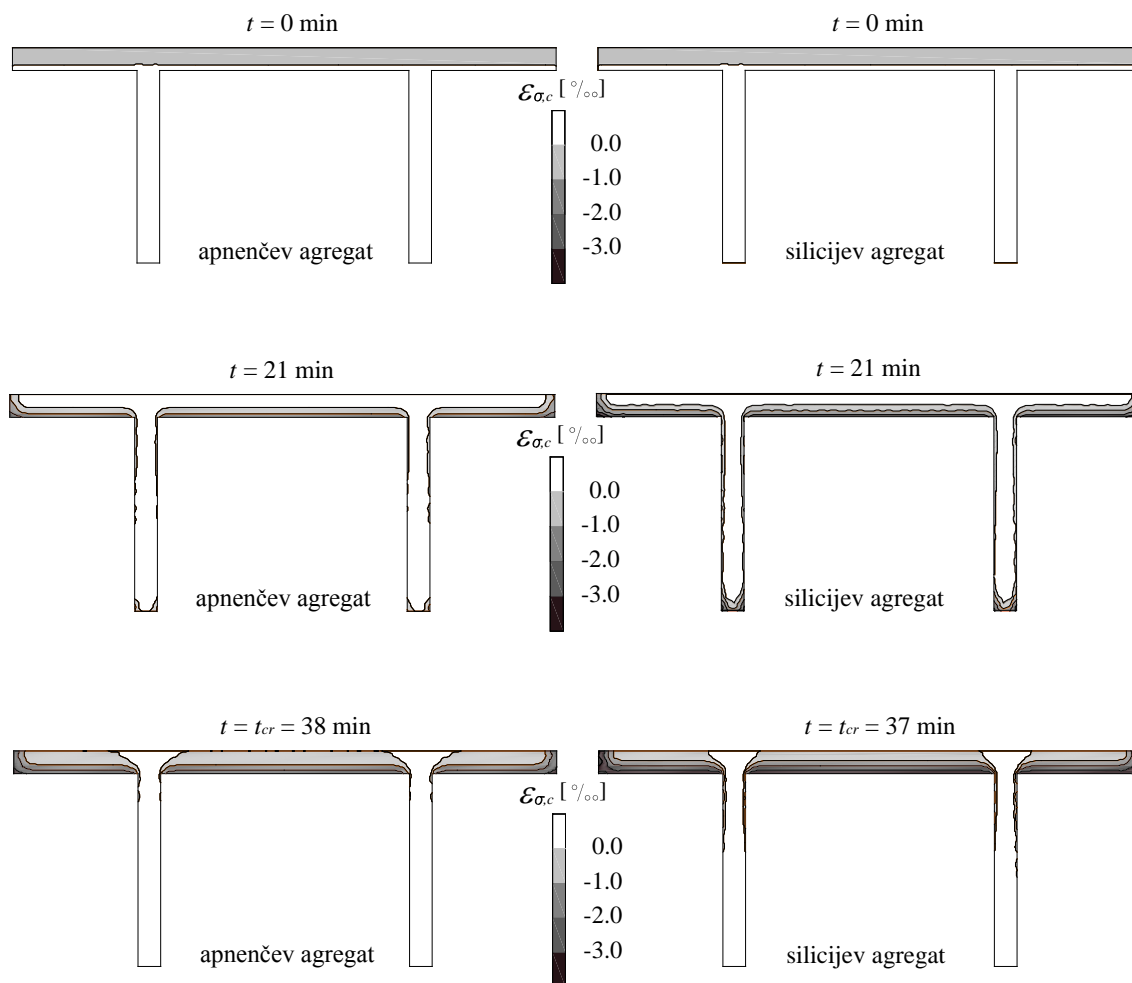
Po 21 minutah trajanja požara je razporeditev napetosti drugačna, saj sedaj k nosilnosti prereza poleg vzdolžne armature prispeva le najbolj ogreti – zunanji del betonskega prereza, medtem ko je ozek zgornji del pasnice, t.j. hladnejši del betonskega prereza natezno obremenjen in zato nič ne prispeva k računski nosilnosti prečnega prereza. Dodatno je pri betonu iz apnenčevega agregata opazen natezno obremenjen del prereza tudi tik nad spodnjo vzdolžno armaturo. Največja izračunana tlačna napetost v betonu iz apnenčevega agregata

znaša  $0.44 \text{ kN/m}^2$ , iz silicijevega pa  $0.58 \text{ kN/m}^2$ . Napetosti v plošči iz betona iz silicijevega agregata so večje kot pri apnenčevem agregatu, kar je lepo razvidno tudi iz srednjih slik na sliki 51.

Tik pred nastopom računske porušitve je tlačno obremenjena skoraj celotna pasnica stropne plošče, razen najhladnejšega dela nad rebri, tlačno obremenjena sta tudi zunanja dela reber plošče. Tudi v tem primeru ( $t = t_{cr}$ ) opazimo vpliv vrste agregata na razporeditve napetosti. Največja napetost v betonu iz apnenčevega agregata je  $0.31 \text{ kN/m}^2$ , iz silicijevega pa  $0.37 \text{ kN/m}^2$ .

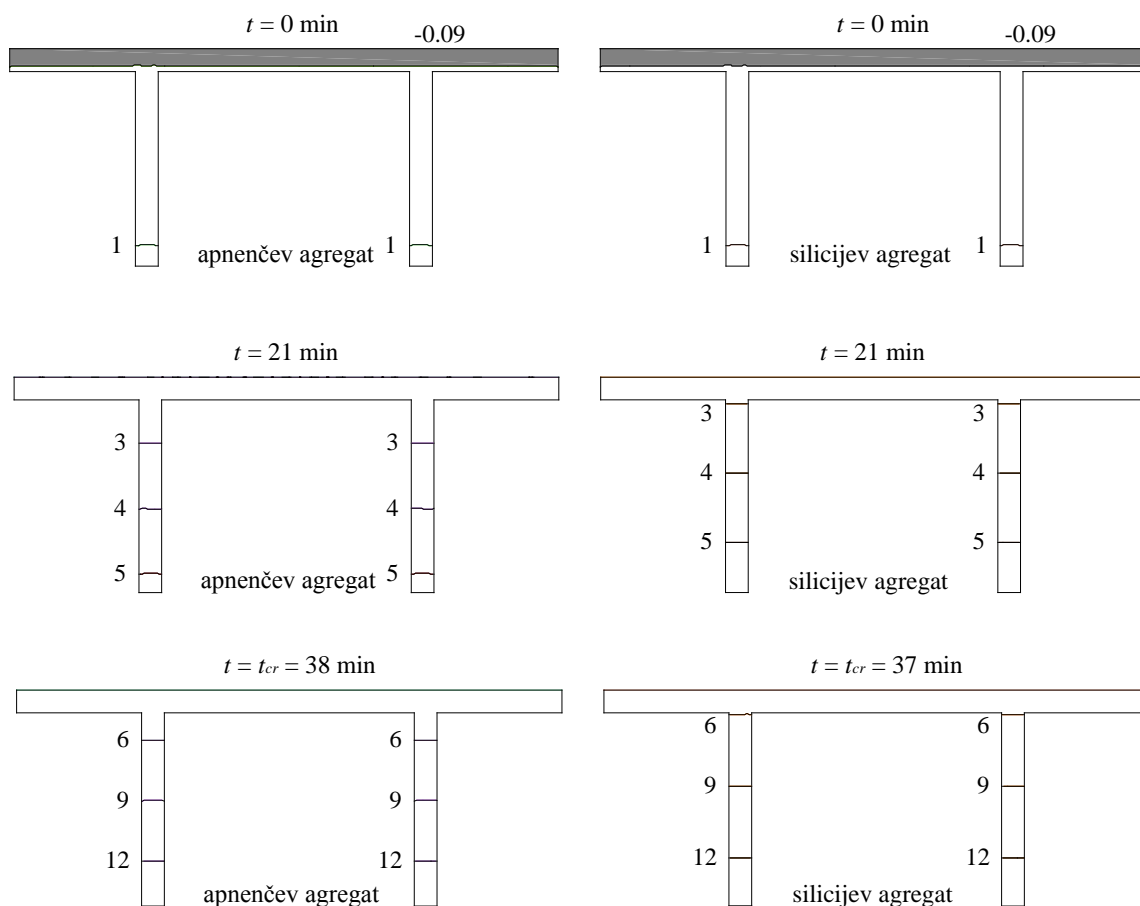
Na sliki 52 prikazujemo razporeditev mehanskih deformacij v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče iz apnenčevega oziroma silicijevega agregata pri času  $t = 0, 21, 37$  oz.  $38$  min. Ker so mehanske deformacije v tesni povezavi z normalnimi napetostmi, je njihova razporeditev po prerezu podobna razporeditvi normalnih napetosti. Največja mehanska deformacija v betonu tik pred računsko porušitvijo znaša  $-3.23 \text{ ‰}$  za apnenčev agregat ter  $-4.59 \text{ ‰}$  za silicijev agregat. Mehanska deformacija v spodnji armaturni palici je  $5.27 \text{ ‰}$  pri AB stropni plošči iz apnenčevega agregata oziroma  $5.24 \text{ ‰}$  pri AB stropni plošči iz silicijevega agregata. Mehanska deformacija v natezni armaturi je sedaj bistveno manjša kot je bila pri nosilcu SN 30/45 (primer 1), kjer je bila deformacija skoraj enaka deformaciji na meji mehčanja jekla ( $50 \text{ ‰}$ ).





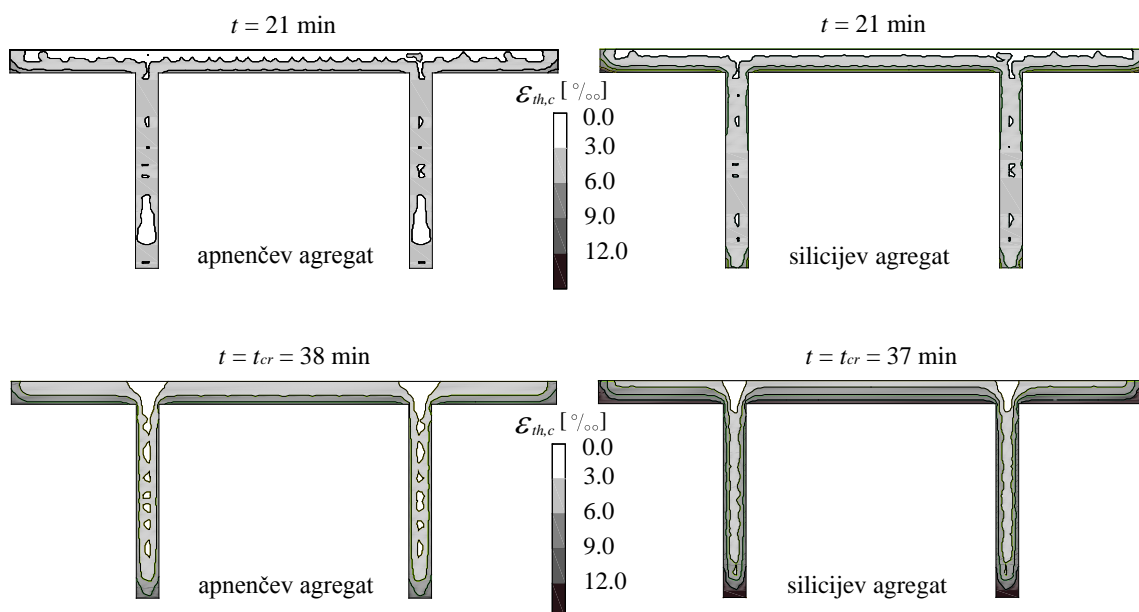
Slika 52: Razporeditev mehanske deformacije v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče

Slika 53 prikazuje razporeditev geometrijskih deformacij v prečnem prerezu na sredini stropne plošče za obe vrsti betonskega agregata pri času  $t = 0, 21, 37$  oz.  $38$  min. Potek geometrijskih deformacij po prerezu je zaradi Bernoullijeve predpostavke ves čas linearen. Pred požarom so geometrijske deformacije enake mehanskim deformacijam (glej sliko 52), med požarom pa zaradi upoštevanja aditivnega razcepa geometrijskih deformacij to ne velja več. Večje geometrijske deformacije opazimo pri AB stropni plošči iz apnenčevega agregata, kar povzroči tudi hitrejšo naraščanje pomikov AB stropne plošče. Iz slike 53 je razvidno, da ima celoten prečni prerez po določenem času trajanja požara samo natezne geometrijske deformacije vse do računske porušitve.



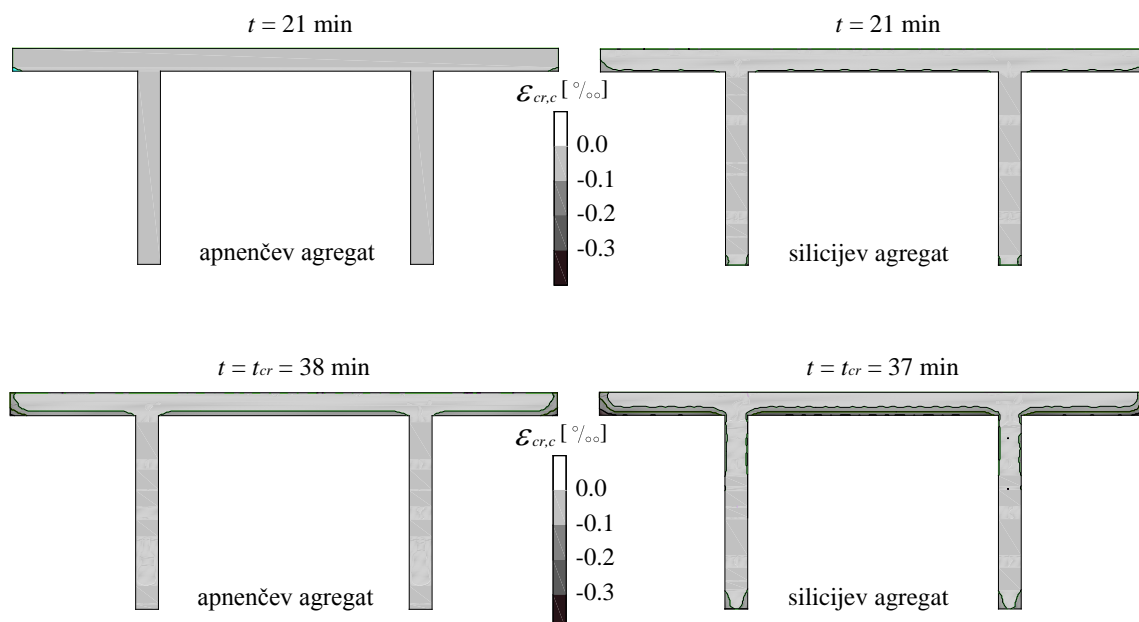
Slika 53: Razporeditev geometrijske deformacije v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče v ‰

Na sliki 54 je prikazana razporeditev temperaturnih deformacij v prečnem prerezu AB stropne plošče za betona iz različnih agregatov. Temperaturne deformacije so odvisne le od temperature, tako da so zaradi različne razporeditve temperatur glede na vrsto uporabljenega agregata tudi temperaturne deformacije med agregatoma različne.



Slika 54: Razporeditev temperaturne deformacije v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče

Slika 55 prikazuje deformacije lezenja betona pri povišanih temperaturah v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče za beton iz različnih agregatov pri času  $t = 21, 37$  oz.  $38$  min.

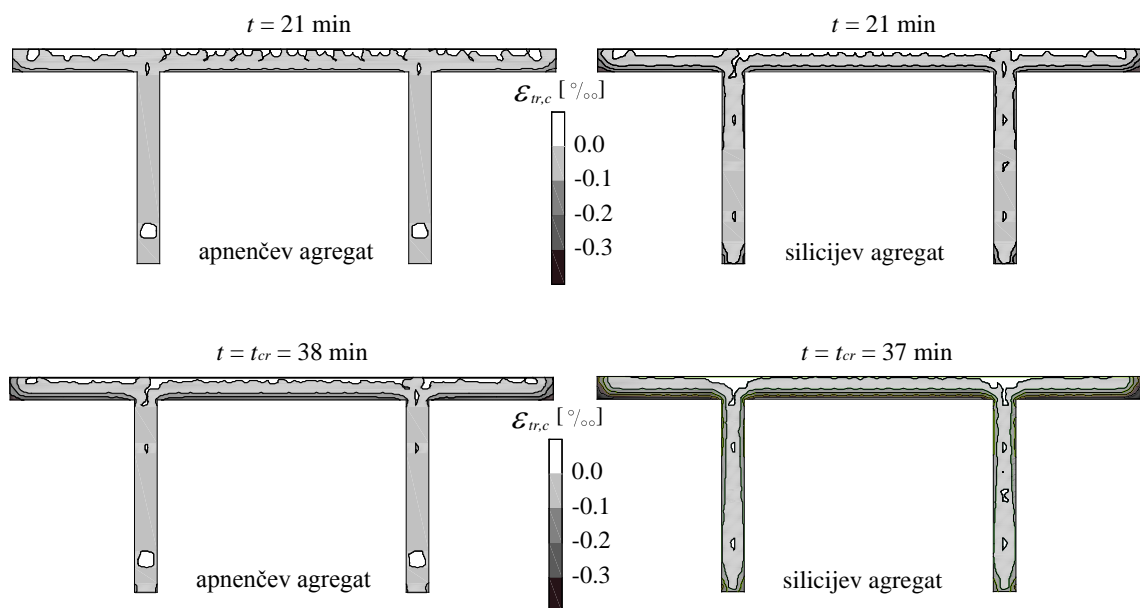


Slika 55: Razporeditev deformacije lezenja betona v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče

Deformacije lezenja betona so odvisne od nivoja napetosti, temperature ter od trajanja obtežbe. Deformacije lezenja so večje pri betonu iz silicijevega agregata, kjer je napetost večja, temperature pa manjše kot pri AB stropni plošči iz apnenčevega agregata. Deformacije so največje v vogalih in spodnjem delu pasnice. Tik pred porušitvijo je največja izračunana deformacija lezenja betona v AB stropni plošči iz silicijevega agregata  $-0.38\text{ ‰}$ , iz betona iz apnenčevega agregata pa  $-0.32\text{ ‰}$ .

Viskozno lezenje armature je opazno šele v drugi polovici požara. Tik pred računsko porušitvijo stropne plošče, je deformacija lezenja v spodnji armaturni palici  $1.28\text{ ‰}$  za beton iz silicijevega agregata ter  $1.23\text{ ‰}$  za beton iz apnenčevega agregata.

Slika 56 prikazuje razporeditev prehodnih deformacij betona po prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče v odvisnosti od vrste uporabljenega agregata.



Slika 56: Razporeditev prehodne deformacije betona v prečnem prerezu na sredini AB stropne plošče

Lahko ugotovimo, da so prehodne deformacije betona večje pri uporabi silicijevega agregata. Pri tem je največja prehodna deformacija po 21 minutah trajanja požara  $-4.50\text{ ‰}$ , pri betonu iz apnenčevega agregata pa le  $-2.80\text{ ‰}$ . V nadaljevanju požara je prirastek prehodnih deformacij

relativno majhen. Tik pred računsko porušitvijo so prehodne deformacije v AB stropni plošči iz silicijevega agregata -5.46 %. Največje prehodne deformacije se pojavijo na robu in v spodnjem delu pasnice.

## 5 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo predstavili poenostavljeno računsko metodo ter mnogo bolj zahtevno nelinearno požarno analizo za določitev požarne odpornosti AB elementov v skladu s priporočili, ki so navedena v evropskem standardu EC2 (2002).

Poenostavljena metoda je namenjena za približno oceno požarne odpornosti posameznega AB elementa ob upoštevanju zmanjšane nosilnosti materiala zaradi povišane temperature. Nelinearna požarna analiza je zaradi zahtevnosti razdeljena v dve fazi – temperaturno in mehansko. V temperaturnem delu požarne analize določimo časovno razporeditev temperature po konstrukciji, v mehanskem delu pa izračunamo napetostno in deformacijsko stanje konstrukcije pri hkratnem delovanju statične in temperaturne obtežbe.

Primernost in natančnost predstavljenih postopkov smo analizirali s primerjavo rezultatov računa z rezultati eksperimentov, ki so podani v poročilih o preizkušanju AB elementov v požarnem laboratoriju na ZAG-u. Analizirali smo AB nosilec "T" prečnega prereza ter AB stropno " $\pi$ " ploščo. Ugotovili smo, da je izračunana odpornost AB elementov po obeh postopkih bistveno manjša od izmerjenih vrednosti ter da so izračunani pomiki večji od izmerjenih. Tolikšno odstopanje je najverjetneje posledica zelo konservativnih temperaturnih in mehanskih materialnih parametrov, ki jih priporočajo evropski standardi EC2 (2002).

## VIRI

Anderberg, Y., Thelandersson, S. 1976. Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 2. Experimental investigation and material behaviour model. Lund institute of technology, Sweden.

Bratina, S. 2003. Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Bratina, S., Saje, M., Planinc, I. 2004. On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. International journal of solids and structures, 41: 7181-7207.

Eurocode 1. 1995. Basic of design and actions on structures, Part 2-2: Actions on structures- Actions on structures exposed to fire, ENV 1991-2-2.

Eurocode 2. 2002, Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, prEN 1992-1-1.

Eurocode 2. 2002, Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – structural fire design, prEN 1992-1-2.

Harmathy, T.Z. 1967. A comprehensive creep model, Journal of basic engineering, str.89, str. 496-502.

Harmathy, T.Z. 1993. Fire safety design and concrete, London.

Planinc, I., Bratina, S., Saje, F., Saje, M. 2001. A kinematically exact FE formulation of planar reinforced concrete frames based on pseudocurvatures. *Journal of applied mathematics and mechanics (ZAMM)*. 81(4), str. 881-882.

Saje, M., Turk, G. 1987. HEATC, Program za račun nelinearnega in nestacionarnega prevajanja toplote. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

The Mathworks, Inc., Matlab. 2004. Natick, <http://www.mathworks.com>.

Vegrad d.d. 2004. Poročilo o preiskavi požarne odpornosti sekundarnih nosilcev SN 30/45. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo, Oddelek za gradbeno fiziko (požarni laboratorij).

Vegrad d.d. 2004. Poročilo o preiskavi požarne odpornosti stropne plošče. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo, Oddelek za gradbeno fiziko (požarni laboratorij).

Williams-Leir, G. 1983. Creep of structural steel in fire: Analytical expressions, fire and materials, 7(2), str. 73-78.