



Sveučilište u Splitu

**FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE
I GEODEZIJE**

Neno Torić, dipl. ing. građ.

**NUMERIČKA I EKSPERIMENTALNA
ANALIZA NOSIVIH KONSTRUKCIJA
PRI DJELOVANJU POŽARA**

Disertacija

Split, 2012.

Neno Torić, dipl. ing. građ.
Redni broj: 027

**Ova disertacija predana je na ocjenu
Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije
Sveučilišta u Splitu u svrhu stjecanja
akadenskog stupnja doktora tehničkih
znanosti u znanstvenom polju građevinarstvo**

Mentor: prof. dr. sc. Ivica Boko

Komentor: prof. dr. sc. Bernardin Peroš

Povjerenstvo za ocjenu:

prof. dr. sc. Alen Harapin

prof. dr. sc. Ivica Boko

prof. dr. sc. Bernardin Peroš

prof. dr. sc. Jure Radnić

prof. dr. sc. Dubravka Bjegović

Povjerenstvo za obranu:

prof. dr. sc. Alen Harapin _____

prof. dr. sc. Ivica Boko _____

prof. dr. sc. Bernardin Peroš _____

prof. dr. sc. Jure Radnić _____

prof. dr. sc. Dubravka Bjegović _____

Rad je obranjen dana 18. srpnja 2012.

Tajnica:

Saša Delić Matas, dipl. iur.

Rad sadrži:

248 stranica teksta
24 fotografije
68 crteža
112 grafikona
22 tablice
139 citiranih referenci

*Posvećeno mojoj
obitelji: Anti, Forici, Ani,
Lei i najdivnijoj Višnji*

Ovom prigodom želim iskazati iskrenu zahvalnost:

prof. dr. sc. Ivici Boki i prof. dr. sc. Bernardinu Perošu za mentorstvo i potporu koju su mi pružili za vrijeme izrade ovog rada.

prof. dr. sc. Alenu Harapinu za pomoć i sugestije pri izradi numeričkog modela, prof. dr. sc. Dubravki Bjegović za potporu u izvođenju eksperimentalnih istraživanja te prof. dr. sc. Juri Radniću za korisne savjete i pomoć pri izradi ovog rada.

Dragoj sestri Ani na lektoriranju ovog rada.

Djevojci Višnji na potpori i lektoriranju članaka.

Neno Torić

Numerička i eksperimentalna analiza nosivih konstrukcija pri djelovanju požara

Sažetak

Požar predstavlja jedno od ekstremnih djelovanja na nosive konstrukcije koja se mogu javiti u vijeku trajanja objekta. Da bi se mogao shvatiti utjecaj požara na konstrukciju, potrebna su temeljita znanstvena istraživanja na razini materijala, konstrukcije kao i samog fenomena požara. Pouzdani uvid u ponašanje nosivih konstrukcija pri djelovanju požara moguće je odrediti jedino primijenjenim eksperimentalnim istraživanjima u kombinaciji sa numeričkom analizom odgovora nosivih konstrukcija pri djelovanju požara. Rad se sastoji od eksperimentalnih istraživanja koja su provedena na prednapetim betonskim konstrukcijama pri djelovanju požara (na razini materijala i konstrukcije) te od prikaza novog numeričkog modela ponašanja štapnih konstrukcija pri djelovanju požara.

Eksperimentalna istraživanja na razini materijala sastoje se od određivanja mehaničkih svojstava uzoraka betona velikih čvrstoća za vrijeme i nakon izlaganja visokim temperaturama. Mehanička svojstva određena u okviru provedene studije su: tlačna čvrstoća, vlačna čvrstoća, sekantni modul, dinamički modul te krivulje naprezanje-deformacija do temperatura 800°C. Uzorci su ispitivani u trenutku kad je uzorak zagrijan na maksimalnu temperaturu (vruće svojstvo), ohlađen na sobnu temperaturu te u periodu do 96 sati nakon inicijalnog hlađenja uzoraka (preostalo svojstvo). Eksperimentalna istraživanja na razini konstrukcije sastoje se od analize ponašanja prednapete šuplje betonske ploče dimenzija 8600/1200/200 mm pri djelovanju ISO krivulje požara, koja je izrađena od betona koji je analiziran u okviru ovog rada. U provedenoj analizi praćen je prirast temperatura u jedanaest mjernih točaka na ploči, mjerenje horizontalnog pomaka ploče u dvije mjerne točke te mjerenje relativne uzdužne deformacije na sredini ploče u dvije mjerne točke.

U okviru ovog rada razvijen je novi numerički model ponašanja štapnih konstrukcija pri djelovanju visokih temperatura-požara. Numerički model sastoji se od tri podmodela: nestacionarnog nelinearnog modela provođenja topline, nelinearnog modela za proračun mehaničkih karakteristika kompozitnog poprečnog presjeka konstrukcije i linearnog modela prostornih štapnih konstrukcija.

Mogućnosti razvijenog numeričkog modela testirane su na rezultatima šest eksperimenata, koji uključuju tri ispitivanja na čeličnim elementima izloženim djelovanju poprečne sile, dva ispitivanja na čeličnim elementima izloženim djelovanju poprečne i uzdužne tlačne sile, te ispitivanja na prednapetoj šupljoj ploči koje je provedeno u ovom radu. U okviru numeričkog modela razvijen je novi implicitni postupak kojim se uzimaju u obzir dodatne deformacije u materijalu pri djelovanju visokih temperatura. Novim implicitnim postupkom se krivulje naprezanje-deformacija materijala modificiraju na način da se proračunate dodatne deformacije zbrajaju sa vrijednostima početne deformacije iz krivulja naprezanje-deformacija. Na taj način se krivulje naprezanje-deformacija materijala modificiraju sa stvarnim vrijednostima dodatnih deformacija, pri čemu se smanjuje modul elastičnosti materijala, a time se smanjuje i proračunska krutost konstrukcije pri djelovanju požara.

Ključne riječi: Metoda konačnih elemenata, čelične konstrukcije, prednapete betonske konstrukcije, požar, provođenje topline.

Neno Torić

Numerical modelling and experimental analysis of structures exposed to fire

Summary

Fire represents one of the extreme conditions during the lifetime of engineering structures. In order to fully understand the impact of fire on the load bearing function of structures, a fundamental research on material and structure behaviour including the fire phenomenon is needed. Reliable insight into the behaviour of structures during fire exposure is possible only through combined experimental research and numerical analysis of structural response during fire exposure. This thesis presents the results of experimental tests obtained by testing fire behaviour of prestressed concrete structures (on material and structural level). In addition, this thesis presents newly developed numerical model for predicting fire behaviour of structures.

Experimental research on material level consists of the determination of the mechanical properties of high strength concrete during and after the exposure to high temperatures. The tested mechanical properties in the study include: compressive strength, tensile strength, secant modulus, dynamic modulus and stress-strain curves up to the temperature of 800°C. Concrete samples were tested while heated to the maximum temperature (hot property), while cooled to the room temperature and 96 hours after initial cooling (residual property). Experimental research on structural level is comprised of a study of the fire behaviour of prestressed hollow core concrete slab with dimensions of 8600/1200/200 mm. Concrete used for the tested slab was the concrete tested in the described material study. The tested slab was exposed to ISO fire curve and during the exposure, the temperature increase in the slab was measured in eleven measuring points; horizontal displacements were measured in two points and longitudinal deformations were measured in two points as well.

In this thesis, a new numerical model for predicting fire behaviour of structures comprised of beam-column elements is developed. The developed model is comprised of three sub models: transient nonlinear heat transfer model, model for calculating nonlinear stress-strain distribution in composite cross-section and model for linear analysis of structures comprised of beam-column elements.

Validity of the developed numerical model was tested on results of six different fire tests, including three fire tests of steel beams loaded with vertical force, two tests of steel beams loaded with vertical and horizontal compressive force and one test of prestressed concrete slab that is a part of this thesis. In this thesis, a new implicit model is developed for the inclusion of additional load dependent strains that occur during heating into structural analysis. Material stress-strain curves are implicitly modified so that the calculated additional load dependent strains are added to initial strain value of the stress-strain curves (strain modified curve). After the modification procedure, the strain modified curve has a reduced value of modulus of elasticity, thus influencing the structural stiffness during fire exposure.

Keywords: Finite element method, steel structures, prestressed concrete structures, fire, heat transfer.

OZNAKE

Velika latinična slova

A	- površina poprečnog presjeka elementa
A_s	- površina poprečnog presjeka šipkastog materijala
B	- tenzor difuzije topline
C	- specifični toplinski kapacitet
C^*	- efektivni specifični toplinski kapacitet
C	- kapacitivna matrica
D	- matrica krutosti presjeka
D^0	- osnovna matrica krutosti presjeka
E	- modul elastičnosti
E_{sc}	- sekantni modul elastičnosti betona
$E_{sc,20}$	- sekantni modul elastičnosti betona na sobnoj temperaturi
$E_{sc,T}$	- sekantni modul elastičnosti betona na temperaturi T
E_c	- dimanički modul elastičnosti betona
$E_{c,20}$	- dinamički modul elastičnosti betona na sobnoj temperaturi
$E_{c,T}$	- dinamički modul elastičnosti betona na temperaturi T
$E_{y,20}$	- modul elastičnosti čelika na sobnoj temperaturi
$E_{y,\theta}$	- modul elastičnosti čelika na temperaturi θ
Q	- vektor toplinskog dotoka
F	- vektor toplinskog opterećenja
	- vektor opterećenja štapnog sustava
F	- sila
F_{ij}	- faktor vidljivosti između i -te i j -te površine šupljine
F^e	- vektor sila pune upetosti štapnog konačnog elementa
G	- modul posmika
I_y	- moment inercije oko lokalne osi y
I_z	- moment inercije oko lokalne osi z
I	- matrica tekućih mehaničkih karakteristika presjeka
I_s	- matrica tekućih mehaničkih karakteristika šipkastih materijala
I_e	- matrica tekućih mehaničkih karakteristika materijala s velikom površinom
J	- Jacobian matrica
J^*	- inverzna matrica Jacobian matrice
K	- matrica provođenja topline
	- matrica krutosti štapnog sustava
	- tenzor difuzije topline
K_0	- početna matrica krutosti štapnog sustava
L	- diferencijalni operator

L	- duljina elementa
L	- latentna toplina
Q	- vektor unutrašnjih sila
Q^0	- vektor sprega
H	- matrica baznih funkcija
R	- univerzalna plinska konstanta
S_u	- vektor unutrašnjih sila
S_v	- vektor vanjskih sila
T	- temperatura
T_r	- temperatura u čeliku
T_s	- temperatura u čeliku
T_0	- početna temperatura
T_o	- temperatura okoline
T_{sr}	- srednja temperatura
T_t	- temperatura na površini tijela
T_t	- temperatura prijelaza faze
Z	- eksperimentalni parametar Zener-Hollomon-a

Mala latinična slova

c_a	- specifični toplinski kapacitet čelika
c_p	- specifični toplinski kapacitet betona
d	- promjer
f	- proizvodnja polja
f	- vektor opterećenja
f_{ct}	- vlačna čvrstoća betona na sobnoj temperaturi
f_{ck}	- tlačna čvrstoća betona na sobnoj temperaturi
f_{yk}	- granica popuštanja čelika na atmosferskoj temperaturi
$f_{c,20}$	- tlačna čvrstoća betona na sobnoj temperaturi
$f_{ct,20}$	- vlačna čvrstoća betona na sobnoj temperaturi
$f_{c,\theta}$	- tlačna čvrstoća betona na temperaturi θ
$f_{c,\theta}$	- tlačna čvrstoća betona na temperaturi θ
$f_{c,T}$	- tlačna čvrstoća betona na temperaturi T
f_{cT}	- tlačna čvrstoća betona na temperaturi T
f_{c0}	- tlačna čvrstoća betona na sobnoj temperaturi
$f_{ct,T}$	- vlačna čvrstoća betona na temperaturi T
$f_{p,\theta}$	- granica proporcionalnosti na temperaturi θ
f_y	- granica popuštanja čelika na atmosferskoj temperaturi
$f_{y,20}$	- granica popuštanja čelika na sobnoj temperaturi
$f_{y,\theta}$	- granica popuštanja čelika na temperaturi θ
$f_{y,\theta}$	- granica popuštanja čelika na temperaturi θ

h	- koeficijent prijenosa topline konvekcijom - visina poprečnog presjeka konstrukcije
$\bar{k}$	- tenzor koeficijenata toplinske provodljivosti
k^e	- lokalna matrica krutosti štapnog konačnog elementa
k	- koeficijent toplinske provodljivosti
ℓ	- duljina štapnog konačnog elementa
l	- duljina
p	- polje pomaka štapnog konačnog elementa
$\bar{q}$	- vektor gustoće toplinskog toka
q_k	- konvektivni toplinski tok po jedinici površine
q_r	- toplinski tok od zračenja po jedinici površine
q_{net}	- toplinski tok na površini elementa
$q_{rad,j}$	- toplinski tok od radijacije na j -tu površinu šupljine
s^e	- vektor reznih sila na krajevima štapnog konačnog elementa
t	- vrijeme
u	- vektor globalnih pomaka štapnog sustava
$\hat{u}$	- matrica pomaka na početku i kraju štapnog konačnog elementa u smjeru lokalne x osi štapa
$\hat{v}_p$	- matrica pomaka na početku i kraju štapnog konačnog elementa u smjeru lokalne y osi štapa
$\hat{w}_p$	- matrica pomaka na početku i kraju štapnog konačnog elementa u smjeru lokalne z osi štapa
$\hat{\theta}$	- matrica zaokreta na početku i kraju štapnog konačnog elementa u smjeru lokalne x osi štapa
$\hat{v}_s$	- matrica zaokreta na početku i kraju štapnog konačnog elementa u smjeru lokalne y osi štapa
v	- brzina ultrazvuka - brzina prirasta progiba ploče u vremenu
$\hat{w}_s$	- matrica zaokreta na početku i kraju štapnog konačnog elementa u smjeru lokalne z osi štapa

Velika grčka slova

ΔH	- energija aktivacije puzanja
Δl	- produljenje
Δt	- vremenski interval integracije diferencijalne jednadžbe provođenja topline
$\Delta \varepsilon$	- dopunska deformacija poprečnog presjeka elementa
Θ	- interpolacijski parametar
Φ	- faktor konfiguracije
ΔT	- vektor temperaturnih gradijenata u smjeru osi Kartezijevog koordinatnog sustava

Ω	- područje na kojem se proračunava vremenski ovisan razvoj temperature - područje integracije na konačnom elementu
$\overline{\Omega}$	- područje integracije na transformiranom jediničnom konačnom elementu
Ψ	- vektor oblikovnih funkcija konačnog elementa za proračun provođenja topline

Mala grčka slova

α	- koeficijent toplinskog širenja materijala
α	- kut zaokreta ploče
α_c	- koeficijent konvekcije
α_{ci}	- koeficijent konvekcije i -te površine u šupljini
γ	- koeficijent snage toplinskog toka od konvekcije
δ^*	- Diracova delta funkcija
ε_{cr}	- deformacija od puzanja materijala pri visokim temperaturama
$\dot{\varepsilon}_{cr}$	- brzina promjene deformacija od puzanja čelika pri visokim temperaturama
$\varepsilon_{cr,0}$	- duljina presjecišta krivulje puzanja u sekundarnoj fazi sa ordinatom
$\varepsilon_{p,\theta}$	- deformacija na granici proporcionalnosti čelika na temperaturi θ
ε	- deformacija
ε_c	- deformacija u betonu na rubu poprečnog presjeka u slučaju armirano-betonskog presjeka
$\varepsilon_{c1,\theta}$	- deformacija betona pri slomu na temperaturi θ
$\varepsilon_{c1,\theta}$	- deformacija betona pri slomu na temperaturi θ
$\varepsilon_{cu,T}$	- deformacija betona pri slomu na temperaturi T
$\varepsilon_{cu1,\theta}$	- krajnja deformacija betona na temperaturi θ
ε_{s1}	- deformacija u armaturi u slučaju armirano-betonskog presjeka
ε	- vektor deformacije presjeka
ε_j	- faktor emisije j -te površine šupljine
ε_{res}	- rezultatni faktor emisije između elementa i požara
$\varepsilon_{t,\theta}$	- granična deformacija za granicu popuštanja čelika na temperaturi θ
ε_m	- emisijski koeficijent površine tijela
ε_f	- emisijski koeficijent izvora zračenja
ε_{tot}	- ukupna deformacija u materijalu pri djelovanju visokih temperatura
ε_{th}	- toplinska deformacija u materijalu
ε_{tr}	- prolazna deformacija u betonu
$\varepsilon_{u,\theta}$	- deformacija pri slomu betona na temperaturi θ
$\varepsilon_{y,\theta}$	- deformacija na granici popuštanja čelika na temperaturi θ
$\varepsilon_{y,\theta}$	- deformacija na granici popuštanja čelika na temperaturi θ
ε_σ	- deformacija uzrokovana naprezanjem materijala od vanjskog opterećenja
θ	- temperatura u materijalu
θ	- temperaturno kompenzirano vrijeme

θ_0	- granična vrijednost temperaturno kompenziranog vremena
θ_a	- temperatura čelika
θ_c	- temperatura betona
θ_m	- temperatura površine elementa
θ_g	- temperatura plina u okolini elementa
θ_{pov}	- temperatura površine koja okružuje šupljinu
θ_{zrak}	- temperatura zraka u šupljini
θ_i	- temperatura i -te površine u šupljini
λ	- koeficijent toplinske provodljivosti
λ_a	- koeficijent toplinske provodljivosti čelika
λ_c	- koeficijent toplinske provodljivosti betona
ρ	- gustoća materije
ρ_a	- gustoća čelika
ρ_b	- gustoća betona
ρ	- vektor parametara dopunske ravnine deformacije presjeka
$\rho_{c,T}$	- zapremninska težina betona na temperaturi T
σ	- Stefan - Boltzmanova konstanta
	- naprezanje
σ_c	- naprezanje u betonu
σ_c	- naprezanje u betonu u slučaju armirano-betonskog presjeka
σ_s	- naprezanje u armaturi u slučaju armirano-betonskog presjeka
	- naprezanje u čeliku
$\sigma_{c,20}$	- naprezanje u betonu na sobnoj temperaturi
$\sigma_{c,\theta}$	- naprezanje u betonu na temperaturi θ
$\sigma_u(T)$	- naprezanje pri dosezanju tlačne čvrstoće betona na temperaturi T
μ_p	- norma odstupanja (vektor ravnine deformacije, vektor temperatura, vektor pomaka)
μ_s	- norma odstupanja (vektor neuravnoteženih sila)
μ_d	- Poissonov omjer

NAJVAŽNIJI POJMOVI

- ISO krivulja standardnog požara** - Normama definirana krivulja razvoja požara koja se koristi u požarnim ispitivanjima za određivanje klasa vatrootpornosti konstruktivnih elemenata.
- Vruće svojstvo** - Svojstvo materijala koje se određuje u trenutku kad je materijal izložen maksimalnoj vrijednosti temperature.
- Preostalo svojstvo** - Svojstvo materijala koje se određuje u trenutku kad je materijal ohlađen na atmosfersku ili sobnu temperaturu.
- Inicijalno hlađenje** - Trenutak u kojem je temperatura uzorka koji je prethodno zagrijavan jednaka atmosferskoj ili sobnoj temperaturi
- Stacionarna metoda ispitivanja** - Metoda u kojoj se uzorak ili element prilikom ispitivanja zagrije na unaprijed određenu temperaturu, nakon čega se vrši unos sile u uzorak ili element do sloma.
- Nestacionarna metoda ispitivanja** - Metoda u kojoj se uzorak ili element prilikom ispitivanja opterećuje unaprijed određenom silom, nakon čega se vrši zagrijavanje uzorka ili elementa do sloma.
- Dodatne deformacije u materijalu** - Skup deformacija koje nastaju u materijalu pri izlaganju visokim temperaturama (kod čelika javlja se deformacija od puzanja a kod betona javlja se deformacija od puzanja i prolazna deformacija)
- Implicitni postupak uzimanja u obzir dodatnih deformacija u materijalu** - Postupak u kojem se dodatne deformacije u materijalu uključuju u proračun krutosti konstrukcije preko modifikacije krivulja naprezanje-deformacija materijala.

**EksPLICITNI postupak
uzimanja u obzir dod.
deformacija u materijalu**

- Postupak u kojem se dodatne deformacije u materijalu direktno uključuju u proračun krutosti konstrukcije preko ravnine deformacije poprečnog presjeka štapnog elementa konstrukcije.

**Materijalno nelinearni
numerički model nosivih
konstrukcija**

- Numerički model koji uzima u obzir varijaciju krutosti po dužini svakog elementa nosive konstrukcije, u ovisnosti o razdiobi naprezanja i deformacija u poprečnom presjeku elementa.

**Numerički model
ponašanja nosivih
štapnih konstrukcija pri
djelovanju požara**

- Numerički model koji sadrži tri podmodela: nestacionarni model provođenja topline, nelinearni model za proračun mehaničkih karakteristika poprečnog presjeka konstrukcije i model za proračun štapnih konstrukcija

SADRŽAJ

1. UVODNI DIO.....	1
1.1. Općenito o djelovanju požara na građevinske objekte.....	1
1.2. Stanje u građevinskoj regulativi.....	4
1.2.1. Eurokod.....	4
1.2.2. Regulativa u Hrvatskoj	8
1.3. Cilj i sadržaj rada.....	9
 2. PREGLED DOSADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA U PODRUČJU DJELOVANJA POŽARA NA NOSIVE KONSTRUKCIJE	 13
2.1. Uvod	13
2.2. Pregled metoda ispitivanja za određivanje mehaničkih svojstava materijala na visokim temperaturama	14
2.3. Ponašanje čeličnih konstrukcija pri visokim temperaturama.....	15
2.3.1. Toplinsko širenje čelika pri visokim temperaturama.....	15
2.3.2. Naponsko-deformacijska svojstva čelika	16
2.3.3. Puzanje čelika pri visokim temperaturama	18
2.3.4. Ukupna deformacija u čeliku pri djelovanju visokih temperatura.....	19
2.3.5. Toplinska svojstva čelika pri visokim temperaturama	20
2.3.6. Čelične konstrukcije u požaru – numerički modeli i eksperimentalna istraživanja.....	22
2.4. Ponašanje betonskih konstrukcija pri visokim temperaturama	23
2.4.1. Toplinsko širenje betona pri visokim temperaturama	23
2.4.2. Naponsko-deformacijska svojstva betona	24
2.4.3. Puzanje betona pri visokim temperaturama.....	27
2.4.4. Prolazna deformacija betona pri visokim temperaturama	27
2.4.5. Ukupna deformacija u betonu pri djelovanju visokih temperatura	28
2.4.6. Toplinska svojstva betona pri visokim temperaturama	29
2.4.7. Betonske konstrukcije u požaru – numerički modeli i eksperimentalna istraživanja.....	30

2.5.	Modeli provođenja topline	31
2.6.	Ponašanje prednapetih šupljih betonskih ploča pri djelovanju visokih temperatura	32
2.7.	Hipoteza rada.....	33

3. MODELIRANJE STACIONARNOG I NESTACIONARNOG PROVOĐENJA TOPLINE35

3.1.	Uvod	35
3.2.	Zakoni prijenosa topline.....	36
3.2.1.	Kondukcija.....	36
3.2.2.	Konvekcija.....	37
3.2.3.	Radijacija	38
3.3.	Diferencijalna jednadžba stacionarnog provođenja topline	39
3.4.	Diferencijalna jednadžba nestacionarnog provođenja topline	40
3.4.1.	Nejaka formulacija nestacionarnog provođenja topline	42
3.4.1.1.	Formulacija jednadžbe provođenja topline primjenom metode konačnih elemenata (prostorna diskretizacija)	42
3.4.1.2.	Numerička integracija.....	45
3.4.1.3.	Integracija jednadžbi diskretnog sustava (vremenska diskretizacija)	46
3.4.1.4.	Nelinearni model provođenja topline	47
3.4.1.5.	Modeliranje promjena u fazi materije.....	47
3.5.	Određivanje toplinskog toka u čeličnim i betonskim konstrukcijama pri djelovanju požara	48
3.5.1.	Model 1 toplinskog toka	48
3.5.2.	Model 2 toplinskog toka	49
3.5.3.	Proračun toplinskog toka u elementima sa šupljinama.....	49
3.5.3.1.	Toplinski tok od konvekcije u šupljinama.....	50
3.5.3.2.	Toplinski tok od radijacije u šupljinama	52
3.6.	Dijagram toka modela provođenja topline	53
3.7.	Verifikacija toplinskih karakteristika za modeliranje provođenja topline	54

3.7.1. Toplinske karakteristike za čelik	54
3.7.2. Toplinske karakteristike za beton	56
3.7.3. Testiranje modela toplinskih karakteristika za čelik	58
3.7.4. Testiranje modela toplinskih karakteristika za beton	61

4. MODELIRANJE NOSIVOSTI PROSTORNIH ŠTAPNIH KONSTRUKCIJA PRI DJELOVANJU POŽARA65

4.1. Uvod	65
4.2. Opis numeričkog modela nosivosti prostornih štapnih konstrukcija. 66	
4.2.1. Linearno elastični model za prostorne štapne elemente	66
4.2.1.1. Jednadžba ravnoteže linearnog sustava	66
4.2.1.2. Diskretizacija štapne konstrukcije konačnim elementima.....	68
4.2.1.3. Formulacija metode konačnih elemenata primjenom principa virtualnog rada	70
4.2.2. Nelinearni model za proračun mehaničkih karakteristika poprečnog presjeka	72
4.2.2.1. Osnovne pretpostavke.....	72
4.2.2.2. Parametri ravnine deformacije presjeka	73
4.2.2.3. Konstitutivni zakon ponašanja materijala i proračun naprezanja ..	74
4.2.2.4. Konstitutivni zakon ponašanja materijala na visokim temperaturama i interpolacija	76
4.2.2.5. Princip određivanja unutrašnjih sila u presjeku.....	77
4.2.2.6. Mehaničke karakteristike materijala sa malom površinom	78
4.2.2.7. Mehaničke karakteristike materijala sa velikom površinom	79
4.2.2.8. Iterativni postupak određivanja naponsko-deformacijskog stanja u presjeku (rezultantne ravnine deformacije)	81
4.2.2.9. Veza između 3D modela provođenja topline i nelinearnog modela za proračun mehaničkih karakteristika poprečnog presjeka	82
4.2.3. Modeliranje puzanja čelika pri djelovanju visokih temperatura.....	83
4.2.3.1. Uvod	83
4.2.3.2. Model deformacija od puzanja čelika prema Harmathyu.....	86
4.2.3.3. Model deformacija od puzanja čelika prema Williams - Leiru	87
4.2.3.4. Model deformacija od puzanja čelika prema Koduru.....	88
4.2.4. Modeliranje deformacija od puzanja betona pri djelovanju visokih temperatura	89
4.2.4.1. Uvod	89
4.2.4.2. Model deformacija od puzanja betona prema Anderbergu.....	90

4.2.4.3.	Model deformacija od puzanja betona prema Harmathyu.....	91
4.2.5.	Modeliranje prolaznih deformacija u betonu pri djelovanju visokih temperatura	92
4.2.5.1.	Uvod	92
4.2.5.2.	Model prolaznih deformacija prema Anderbergu.....	92
4.2.5.3.	Model prolaznih deformacija prema Nielsenu	93
4.2.6.	Modeliranje toplinskih deformacija u građevinskom čeliku i čeliku za prednapinjanje.....	94
4.2.7.	Modeliranje toplinskih deformacija u betonu	95
4.2.8.	Modeliranje pada sile prednapinjanja u nategama.....	96
4.2.9.	Modifikacija veze naprezanje-deformacija materijala u ovisnosti o dodatnim deformacijama u materijalu pri visokim temperaturama.....	97
4.2.9.1.	Uvod	97
4.2.9.2.	Razvijeni implicitni postupak uzimanja u obzir dodatnih deformacija pri visokim temperaturama	98
4.2.10.	Model krivulja naprezanje-deformacija.....	100
4.2.11.	Modeliranje dodatnog progiba od nejednolikog zagrijavanja nosive konstrukcije.....	102
4.2.12.	Cjeloviti prikaz materijalno nelinearnog numeričkog modela nosivosti štapnih konstrukcija pri djelovanju požara	104

5. EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE MEHANIČKIH SVOJSTAVA BETONA VELIKIH ČVRSTOĆA PRI VISOKIM TEMPERATURAMA109

5.1.	Uvod	109
5.2.	Cilj i sadržaj eksperimentalne studije.....	110
5.3.	Sastav betona	110
5.4.	Dimenzije i uvjeti čuvanja betonskih uzoraka	111
5.5.	Priprema uzoraka prije ciklusa zagrijavanja	112
5.6.	Mjerenje uvećanja temperature na uzorcima	113
5.7.	Režim zagrijavanja i hlađenja uzorka	115
5.8.	Eksperimentalno određivanje tlačne čvrstoće i krivulja naprezanje-deformacija uzoraka	118
5.8.1.	Postupak ispitivanja	118
5.8.2.	Rezultati ispitivanja	119

5.8.2.1.	Tlačna čvrstoća i krivulje naprezanje-deformacija uzoraka u vrućem stanju.....	119
5.8.2.2.	Preostala tlačna čvrstoća i krivulje naprezanje-defromacija uzoraka.....	123
5.9.	Eksperimentalno određivanje vlačne čvrstoće	130
5.9.1.	Postupak ispitivanja	130
5.9.2.	Rezultati ispitivanja	132
5.10.	Eksperimentalno određivanje sekantnog modula elastičnosti.....	133
5.10.1.	Postupak ispitivanja	133
5.10.2.	Rezultati ispitivanja	135
5.11.	Eksperimentalno određivanje dinamičkog modula elastičnosti.....	138
5.11.1.	Postupak ispitivanja	138
5.11.2.	Rezultati ispitivanja	139
5.12.	Utjecaj temperature na promjenu strukture betona	141
5.13.	Usporedba dobivenih rezultata sa drugim studijama	144
5.13.1.	Tlačna čvrstoća	144
5.13.2.	Vlačna čvrstoća.....	146
5.13.3.	Dinamički i sekantni modul elastičnosti.....	147
5.13.4.	Krivulje naprezanje-deformacija	148
5.14.	Interpretacija rezultata	153

6. EKSPERIMENTALNA ANALIZA PREDNAPETIH ŠUPLJIH BETONSKIH PLOČA PRI DJELOVANJU POŽARA155

6.1.	Uvod	155
6.2.	Cilj i sadržaj studije	156
6.3.	Proces proizvodnje i priprema ploče prije betoniranja	156
6.4.	Čelična okvirna konstrukcija za unos opterećenja	159
6.5.	Unos opterećenja u ploču	160
6.6.	Požarno djelovanje	161
6.7.	Mjerenje temperature i parametara mehaničkog odgovora ploče	162
6.8.	Pripremna ispitivanja prije požarnog testa	167

6.9.	Rezultati istraživanja	168
6.10.	Analiza rezultata	171

7. PRIMJERI NUMERIČKOG MODELIRANJA PONAŠANJA NOSIVIH KONSTRUKCIJA PRI DJELOVANJU POŽARA.....176

7.1.	Uvod	176
7.2.	Čelični elementi opterećeni na savijanje	177
7.2.1.	Uvod	177
7.2.2.	Kratak opis eksperimenta	177
7.2.3.	Krivulje naprezanje-deformacija	179
7.2.4.	Diskretizacija, osnovni parametri i rubni uvjeti	181
7.2.5.	Rezultati numeričkog modeliranja – 1. primjer	184
7.2.6.	Rezultati numeričkog modeliranja – 2. primjer	187
7.2.7.	Rezultati numeričkog modeliranja – 3. primjer	190
7.3.	Čelični elementi opterećeni ekscentričnim tlakom	194
7.3.1.	Uvod	194
7.3.2.	Kratak opis eksperimenta	194
7.3.3.	Rezultati numeričkog modeliranja – 4. primjer	195
7.3.4.	Rezultati numeričkog modeliranja – 5. primjer	199
7.4.	Prednapeta šuplja betonska ploča.....	202
7.4.1.	Uvod	202
7.4.2.	Krivulje naprezanje-deformacija	202
7.4.3.	Diskretizacija, osnovni parametri i rubni uvjeti	204
7.4.4.	Rezultati numeričkog modeliranja – 6. primjer	206
7.5.	Vizualizacija rezultata	210
7.5.1.	Primjer br. 1	210
7.5.2.	Primjer br. 2	212
7.5.3.	Primjer br. 3	214
7.5.4.	Primjer br. 4	216
7.5.5.	Primjer br. 5	218
7.5.6.	Primjer br. 6	220

8. DISKUSIJA O REZULTATIMA ISTRAŽIVANJA	222
8.1. Uvod	222
8.2. Usporedba rezultata dobivenih modelom provođenja topline i eksperimentom	223
8.3. Prikaz temperaturnog polja po dužini elementa.....	224
8.4. Utjecaj primjene realnih krivulja naprezanje-deformacija i Eurokoda na rezultate numeričke studije	226
8.5. Utjecaj dodatnog progiba od nejednolikog zagrijavanja elementa na rezultate numeričke studije.....	227
8.6. Utjecaj povećanja gustoće mreže konačnih elemenata na rezultate numeričke studije	228
8.7. Utjecaj dodatnih deformacija u materijalu pri djelovanju visokih temperatura na rezultate numeričke studije.....	229
 9. ZAKLJUČCI I MOGUĆI PRAVCI DALJNJIH ISTRAŽIVANJA	 231
9.1. Zaključci	231
9.2. Mogući pravci daljnjih istraživanja.....	234
 10. LITERATURA.....	 236

1. UVODNI DIO

1.1. Općenito o djelovanju požara na građevinske objekte

Požar predstavlja jedno od ekstremnih djelovanja na nosivu konstrukciju koja se mogu javiti u vijeku trajanja objekta. Da bi se mogao shvatiti utjecaj požara na konstrukciju, sukladno drugim ekstremnim djelovanjima (eksplozija, potres, tornado...), potrebna su temeljita znanstvena istraživanja na razini materijala i konstrukcije, kao i samog fenomena požara. Prva znanstvena istraživanja djelovanja požara na konstrukcije počela su još 60-ih godina prošlog stoljeća. Razvojem računalne tehnologije daje se novi poticaj u svim područjima inženjerstva, pa tako i u razvoju matematičkih (numeričkih) modela koji opisuju mehanički odgovor konstrukcija uslijed djelovanja požara. U kombinaciji s paralelnim znanstvenim istraživanjima različitih tipova modela razvoja požara, znanstvenici, kao i inženjeri, dobivaju mogućnost u potpunosti modelirati razvoj požara te njegov utjecaj na degradaciju nosive konstrukcije. Kao posljedica svega navedenog, tijekom vremena se razvijaju dvije nove discipline: znanstveno-istraživačka disciplina poznata kao Znanost o požaru ("Fire science") i inženjerska disciplina Požarno inženjerstvo ("Fire safety engineering").

Međutim, i u novije vrijeme, unatoč velikom znanstveno-istraživačkom napretku u navedenim poljima posljednjih dvadeset godina, kao i razvijenim mjerama aktivne i pasivne

zaštite od požarnog djelovanja (protupožarni premazi, hidrantska mreža, sprinkleri, vatrodjova i sl.), požari uzimaju danak u ljudskim životima i uzrokuju razorna oštećenja građevinskih objekata. Kao primjeri požara u kojima nije bilo ljudskih žrtava navode se sljedeći slučajevi: zgrada Parque Central u Caracasu 2004. godine¹; Televizijski centar u Pekingu 2009. godine¹ i toranj Windsor u Madridu 2005. godine². Sva tri primjera požara dogodila su se u višekratnim građevinama u kojima zbog poštivanja pravila protupožarnog projektiranja nije bilo ljudskih žrtava. Važno je napomenuti da nijedan od spomenutih objekata nije doživio potpuni kolaps, već je oštećen ili uništen samo dio nosive konstrukcije. Navedeno, uz činjenicu da nije bilo ljudskih žrtava, upućuje na zaključak da inženjersko projektiranje u polju požarnog inženjerstva u konačnici pokazuje pozitivne rezultate u smislu projektiranja građevina uz poštivanje protupožarnih zahtjeva. Požari koji rezultiraju velikim brojem smrtnih slučajeva najčešće se događaju u građevinskim objektima u kojima nisu primjenjivana pravila protupožarnog projektiranja, primjerice: noćni klub, Rhode Island, 2003. g. – 100 smrtnih slučajeva; diskoklub, Göteborg, 1998. g. – 63 smrtna slučaja; prodajni centar, Paragvaj, 2004. g. – 300 smrtnih slučajeva. Rušenje zgrada World Trade centra jedini je primjer iz novijeg doba u kojem je velik broj ljudi izgubio život zbog kolapsa nosive konstrukcije. Može se reći da je rušenje WTC-a 11. rujna 2001. godine postao postalo prekretnica u promišljanju novog pristupa u disciplini "Požarno inženjerstvo".



(a)



(b)



(c)

Fotografija 1.1. Primjeri velikih požara u novijem dobu: (a) Parque Central, Caracas; (b) Televizijski centar, Peking; (c) toranj Windsor, Madrid

¹ http://www.serendipity.li/wot/other_fires/other_fires.htm, siječanj 2012.

² <http://www.debunking911.com/madrid.htm>, siječanj 2012.

U razdoblju od 1997. do 2006. godine, prema službenoj statistici u Republici Hrvatskoj³, godišnje se u prosjeku dogodilo: 3580 požara u zatvorenim prostorima, 37 smrtnih slučajeva kao posljedica požara u zatvorenim i otvorenim prostorima, a 130 osoba je bilo ozlijeđeno. Iako su smrtni slučajevi kao posljedica požara u zatvorenim prostorima većinom prouzrokovani gušenjem uslijed stvaranja toksičnih plinova od izgaranja gorivog materijala, uvijek postoji određeni broj smrtnih slučajeva vatrogasaca i civila koji su se u tom prostoru našli zatočeni zbog rušenja dijela nosive konstrukcije.

Navedena činjenica dovodi do zaključka kako je jedna od osnovnih zadaća projektiranja otpornosti konstrukcija na djelovanje požara **očuvanje mehaničke otpornosti i integriteta nosive konstrukcije**, što predstavlja jedan od bitnih zahtjeva za građevinu, a što je od presudne važnosti za vrijeme evakuacije ljudi te rada vatrogasnih i spasilačkih ekipa u slučaju požara. Kako bi se dobio uvid u ponašanje nosivih konstrukcija uslijed djelovanja požara, posljednjih deset godina provedena su opsežna istraživanja na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu (čelične i betonske konstrukcije) [B.1], [B.2], [B.3], [B.4], [B.5], [B.6], [B.7], [B.8], [B.9], [P.1], [T.1], [T.2], [T.3], [T.4], [T.7], Građevinskom fakultetu Sveučilišta u Zagrebu (betonske konstrukcije) [B.10], kao i na Građevinskom fakultetu Sveučilišta u Osijeku (betonske konstrukcije) [N.2], [N.3]. Istraživanja na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu provedena su u sklopu znanstvenog projekta br. 083-1465 "Pouzdanost konstrukcija i procjena rizika uslijed ekstremnih djelovanja" i znanstvenog projekta br. 083-0000000-1538 "Eksperimentalna i numerička istraživanja potresne otpornosti građevina", koje podupire Ministarstvo znanosti, obrazovanja i športa Republike Hrvatske.

³ <http://www.mup.hr/5458/2.aspx>, siječanj 2012.

1.2. Stanje u građevinskoj regulativi

Prihvatanje europskih normi u građevinskoj regulativi definiralo je i opća načela u dijelu projektiranja i građenja u području zaštite od požara. Prihvatanjem europskih normi, djelovanje požara na građevine je izjednačeno u europskoj i hrvatskoj zakonskoj i tehničkoj regulativi s ostalim do sada uobičajenim djelovanjima na građevine (Tehnički propisi za betonske, čelične i drvene konstrukcije). U nastavku rada slijedi osvrt na europske norme vezane za djelovanje požara na nosive konstrukcije i njihov proračun te regulative u Hrvatskoj koja je vezana za utjecaj požara na građevine.

1.2.1. Eurokod

Požar, kao izvanredno djelovanje, definiran je u europskim normama posebnim dijelovima koji se odnose na projektiranje nosivih konstrukcija izrađenih od klasičnih građevinskih materijala, kao i posebnim dijelom koji razmatra požar kao djelovanje na konstrukciju (Eurokod 1, dio 1-2). U nastavku rada slijedi osvrt na dijelove Eurokoda koji opisuju požar kao djelovanje na objekt (EN1991-1-2 [E.1]) te dijelove Eurokoda koji se odnose na projektiranje čeličnih (EN1993-1-2 [E.2]) i betonskih konstrukcija (EN1992-1-2 [E.3]) u slučaju djelovanja požara.

U EN1991-1-2 požar je definiran kao toplinsko djelovanje izraženo u obliku dva različita tipa krivulja razvoja požara u zatvorenim prostorima:

- nazivne krivulje temperatura-vrijeme (ISO krivulja požara, krivulja požara za vanjske elemente, krivulja ugljikovodika i sl.),
- parametarske krivulje temperatura-vrijeme (krivulje koje se računaju za požarne odjeljke površine do 500 m²).

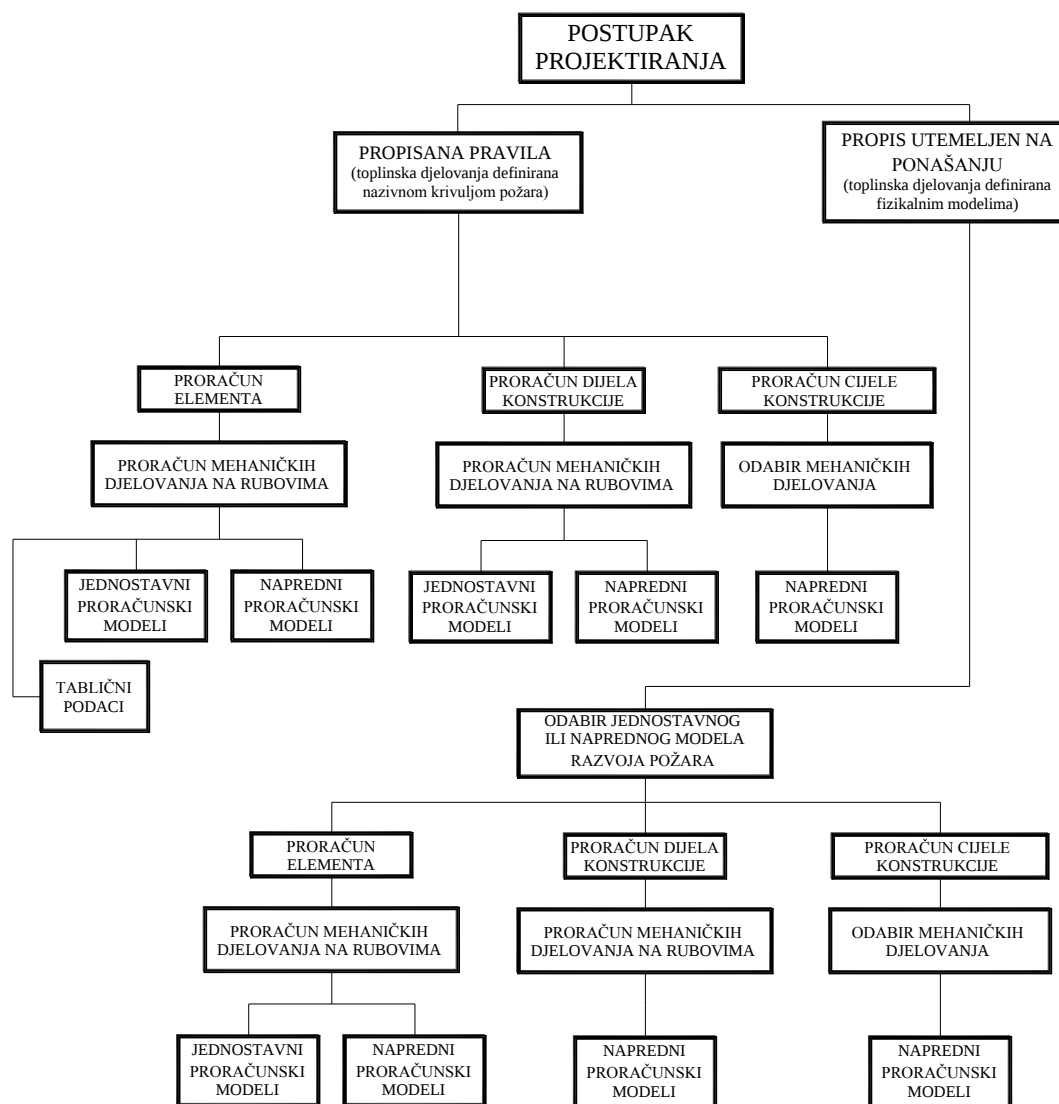
U normi su dani osnovni izrazi za proračun toplinskog toka od konvekcije i zračenja uslijed djelovanja požara (vrijede za nazivne krivulje razvoja požara), koji su tema trenutnih znanstvenih istraživanja. Nazivne krivulje temperatura-vrijeme upotrebljavaju se ukoliko se koristi tzv. projektiranje uz propisana pravila ("prescriptive rules"). Projektiranje uz korištenje propisanih pravila se koristi ukoliko se požarna otpornost elementa konstrukcije želi odrediti preko vatrootpornosti, izražene preko vremena u kojem element zadržava funkciju nosivosti ukoliko je izložen nekoj od nazivnih krivulja razvoja požara (ISO krivulja i sl.). Nazivne krivulje razvoja požara uobičajeno se koriste za određivanje vatrootpornosti

nosivih elemenata građevine, kao i građevinskih proizvoda. Na taj se način pri projektiranju građevinskih objekata direktno osigurava da elementi konstrukcije imaju određenu vatrootpornost izraženu u satima (R30, R60, R90...).

Parametarske krivulje i postupci proračuna za iste, koji su izloženi u EN1991-1-2, omogućuju predviđanje realnog razvoja temperatura u požarnom odjeljku na temelju osnovnih parametara odjeljka (površina otvora, ventilacijski uvjeti, požarno opterećenje, visina otvora).

Nadalje, EN1991-1-2 za dobivanje realnog razvoja požarnih temperatura predlaže i uporabu složenih modela razvoja požara: modela zona i modela polja ("Computational Fluid Dynamics model"). Korištenjem naprednih modela razvoja požara moguće je simulirati razvoj realnog požara na temelju velikog broja fizikalnih, odnosno kemijskih parametara vezanih za požarni odjeljak koji određuju razvoj temperatura u odjeljku. Modeli polja su složeni te nažalost nisu pogodni za inženjersku uporabu jer zahtijevaju poznavanje više vrsta fizikalno-kemijskih modela (modeli gorenja, modeli pirolize, Large eddy modeli i sl.). Međutim, u EN1991-1-2 nisu ponuđene nikakve smjernice kako temperature dobivene takvim modelom iskoristiti za definiranje toplinskog toka na nosivu konstrukciju, što predstavlja aktualnu temu znanstvenih istraživanja u polju Znanosti o požaru.

Prikaz mogućnosti proračuna nosivih konstrukcija uslijed djelovanja požara primjenom propisanih pravila i propisa utemeljenih na ponašanju prema europskim normama izložen je na crtežu 1.1.



Crtež 1.1. Postupci projektiranja prema Eurokodu

Svaki od konstrukcijskih Eurokodova koji su vezani za utjecaj požara na konstrukcije sadrži sljedeće cjeline:

- Osnove projektiranja
 - Proračun požarnog djelovanja
 - Metode kojima se utvrđuje nosivost konstrukcije
 - Tip analize nosivosti konstrukcije
- Svojstva materijala
 - Mehanička svojstva
 - Toplinska svojstva

- Proračunske metode
 - Određivanje požarne otpornosti primjenom tabličnih podataka
 - Jednostavni proračunski modeli požarne otpornosti
 - Napredni proračunski modeli požarne otpornosti
- Konstrukcijski detalji

Požarna otpornost čeličnih, klasično armiranih i prednapetih betonskih elemenata, u okviru europskih normi EN1992-1-2 i EN1993-1-2, dobiva se korištenjem propisanih pravila i propisa utemeljenih na ponašanju (crtež 1.1). Primjena propisanih pravila temelji se na jedinstvenom prikazu požarnog djelovanja na nosivu konstrukciju u obliku nazivne krivulje razvoja požara i korištenju tabličnih podataka za određivanje požarne otpornosti konstrukcija, dok se primjena propisa utemeljenih na ponašanju bazira na određivanju požarne otpornosti korištenjem modela razvoja požara i modela provođenja topline u cilju dobivanja realnih požarnih temperatura u nosivoj konstrukciji. Nedostatak pri korištenju propisanih pravila projektiranja i nazivnih krivulja razvoja požara jest taj što su u tom slučaju elementi konstrukcije predimenzionirani s obzirom na činjenicu da projektant ne ulazi u složene proračune pomoću kojih bi mogao predvidjeti realan razvoj požarnih temperatura u objektu, već koristi nazivnu krivulju razvoja požara kao referentnu krivulju. Prednost propisanih pravila je jednostavno određivanje vatrootpornosti elemenata preko tablica, pa se projektiranje korištenjem propisanih pravila zasad najčešće koristi u inženjerskoj praksi.

Uz navedeno, određivanje požarne otpornosti nosivih konstrukcija primjenom propisanih pravila i propisa utemeljenih na ponašanju nadovezuje se na korištenje jednostavnih i naprednih proračunskih modela požarne otpornosti nosivih konstrukcija. Jednostavni proračunski modeli koriste se za proračun požarne otpornosti pojedinog elementa konstrukcije, dok se napredni proračunski modeli koriste za detaljnije predviđanje požarne otpornosti konstrukcije (predstavljaju računalne numeričke modele koji vrše analizu provođenja topline, kao i analizu mehaničkog odgovora konstrukcije na djelovanje visokih temperatura). Moguća je analiza utjecaja požara na način da se prouči utjecaj požara na pojedini element nosive konstrukcije, dio konstrukcije (istovremena analiza dvaju ili više elemenata konstrukcije) ili pak konstrukcije u cjelini, što je shematski prikazano na crtežu 1.1.

1.2.2. Regulatorika u Hrvatskoj

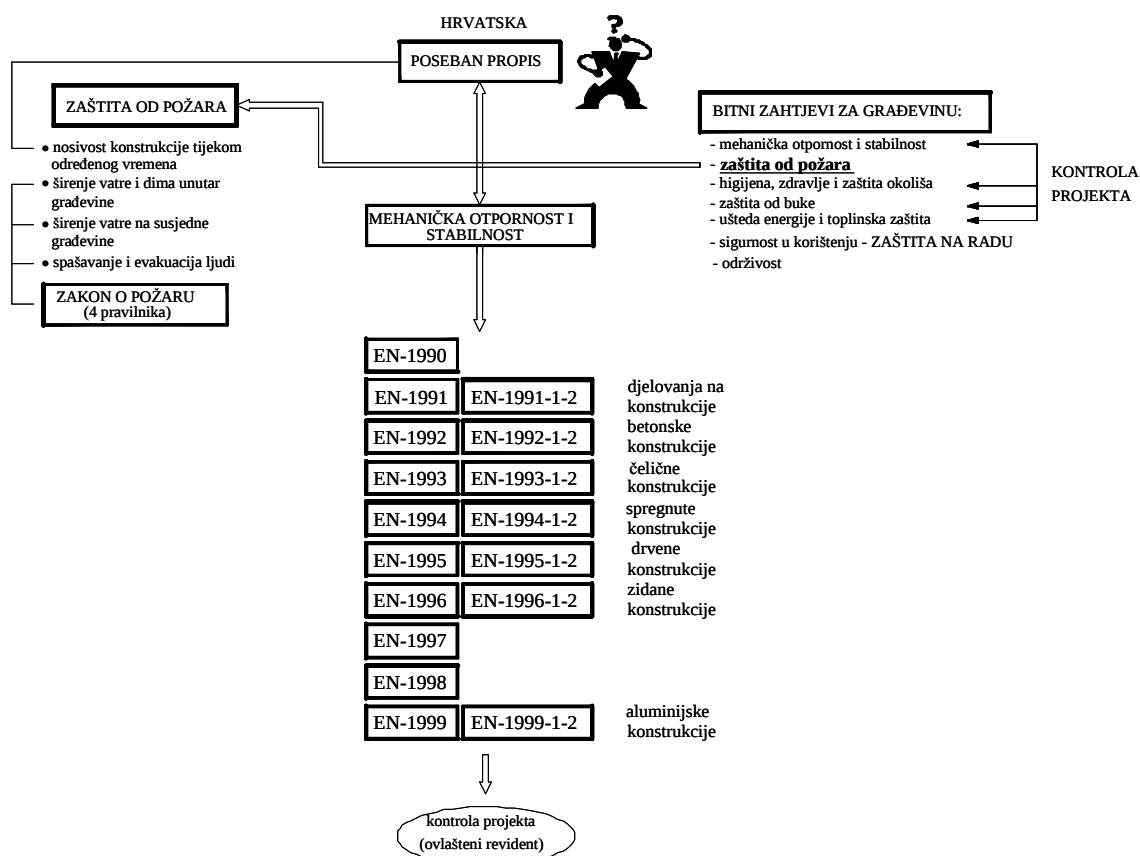
U Hrvatskoj regulatorivi problematika požara razrađena je u nekoliko zakona i pravilnika, kao što su: Zakon o zaštiti od požara [Z.1], Pravilnik o zaštiti od požara u skladištima [P.2], Pravilnik o zaštiti od požara ugostiteljskih objekata [P.3] i Pravilnik o razvrstavanju građevina, građevinskih dijelova i prostora u kategoriji ugroženosti od požara [P.4]. Zakonodavno tijelo koje donosi Zakon o zaštiti od požara jest Ministarstvo unutrašnjih poslova, dok ga nadležno Ministarstvo graditeljstva bezuvjetno usvaja. Sljedeći korak naprijed jest definiranje zakonske regulatorike u Republici Hrvatskoj sukladno propozicijama europskih normi.

Zakonom o zaštiti od požara definiraju se osnovni zahtjevi za projektiranje i građenje objekata u slučaju pojave požara. Zahtjevi se mogu svrstati u sljedeće kategorije:

- Sprječavanje širenja vatre i dima unutar građevine,
- Sprječavanje širenja vatre na susjedne građevine,
- Omogućavanje spašavanja stanara i sigurnog napuštanja građevine,
- Omogućavanje sigurnosti u radu spasilačke službe.

Tema očuvanja nosivosti konstrukcije tijekom određenog vremena nije obrađena ni u jednom od važećih pravilnika i zakona u Hrvatskoj koji su vezani za problematiku požara. Iz crteža 1.2. uočljivo je da europske norme pokrivaju djelovanje požara po svim dostupnim građevinskim materijalima, dok u hrvatskoj regulatorivi još nisu definirani propisi koji se pozivaju na norme koje se bave proračunima konstrukcija izloženih djelovanju požara. Tim više što je prema Zakonu o prostornom uređenju i gradnji [Z.2] definirano sedam bitnih zahtjeva za građevinu od kojih je jedan i zaštita od požara.

ZAKON O PROSTORNOM UREĐENJU I GRADNJI (2010.)



Crtež 1.2. Trenutno stanje regulative u Republici Hrvatskoj

1.3. Cilj i sadržaj rada

Istraživanja koja su opisana u ovom doktorskom radu nastavak su istraživanja provedenih na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu, od kojih je dio objavljen u znanstvenim radovima [T.1], [T.2], [T.3], [T.4], [B.7], [B.8], [B.9].

Ideja ovog rada se razvila na temelju dosadašnjih istraživanja u području ponašanja čeličnih konstrukcija u požaru [B.1], [B.2], provedenih na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu, koja uključuju eksperimentalnu studiju nosivosti čeličnih elemenata izloženih savijanju i ekscentričnom tlaku pri djelovanju visokih temperatura. U navedenoj studiji također su provedena i eksperimentalna istraživanja mehaničkih svojstava čelika pri visokim temperaturama. Provedena studija je pokazala izrazito složeno ponašanje čeličnih elemenata izloženih djelovanju požara, čija nosivost u slučaju djelovanja visokih temperatura poglavito ovisi o razini naprezanja u elementu, kao i obliku temperaturne krivulje u peći kojom se zagrijavaju elementi. Rezultati provedene eksperimentalne studije predstavljaju dobru podlogu za razvoj i testiranje numeričkog

modela ponašanja nosivih čeličnih konstrukcija pri djelovanju požara, odakle je i potekla ideja za realizaciju ovog doktorskog rada.

Cilj rada je doprinos boljem razumijevanju ponašanja čeličnih i prednapetih betonskih konstrukcija pri djelovanju požara razvijanjem novog numeričkog modela kojim je moguće opisati realan razvoj temperatura u nosivoj konstrukciji, degradaciju mehaničkih karakteristika konstrukcije te uzeti u obzir sve dodatne efekte koji se javljaju u materijalu prilikom izlaganja visokim temperaturama.

Korištenjem rezultata studija [B.1], [B.2] u kombinaciji s provođenjem nove eksperimentalne studije ponašanja prednapetih betonskih konstrukcija na visokim temperaturama [T.3], [T.4], formirala bi se dovoljno obimna baza eksperimentalnih podataka (mehanička svojstva materijala i mehanički odgovor konstrukcija) za testiranje novog hibridnog numeričkog modela ponašanja čeličnih i prednapetih betonskih konstrukcija u požaru [T.7].

Novi hibridni numerički model ponašanja nosivih konstrukcija pri djelovanju požara sadrži sljedeće numeričke podmodele:

- 3D nestacionarni nelinearni model provođenja topline,
- 1D linearni model prostornih štapnih konstrukcija,
- 2D nelinearni model za proračun mehaničkih karakteristika kompozitnog poprečnog presjeka nosive konstrukcije.

U ovom doktorskom radu je razvijen 3D nestacionarni model provođenja topline radi preciznijeg predviđanja temperaturnog polja u konstrukciji, što je izrazito bitno zbog temperaturne ovisnosti mehaničkih svojstava materijala, kao i temperaturne ovisnosti dodatnih deformacija koje se javljaju u konstrukciji pri djelovanju visokih temperatura.

S obzirom da su eksperimentalne studije koje su odabrane za testiranje numeričkog modela provedene na grednim elementima, za opisivanje ponašanja mehaničkog odgovora konstrukcije korišten je štapni (1D) model konstrukcije.

Pri djelovanju požara, naprezanja u materijalu konstrukcije prelaze granicu linearnog ponašanja materijala. Stoga je u ovom radu primijenjen nelinearni model ponašanja materijala kako bi se adekvatno odredila nosivost poprečnog presjeka konstrukcije.

Kao podloga za razvijanje novog numeričkog modela poslužio je model za nelinearnu statičku analizu klasično armiranih i prednapetih prostornih štapnih konstrukcija [R.1], [R.4]. Konačni cilj ovog rada je razvoj pouzdanog hibridnog numeričkog modela kojim bi

bilo moguće simulirati ponašanje štapnih nosivih konstrukcija pri djelovanju požara, s poprečnim presjekom proizvoljnog oblika, i sastavljenog od više različitih tipova materijala. Ovaj doktorski rad je podijeljen u 10 poglavlja.

U **prvom poglavlju** opisana je problematika vezana za djelovanje požara na građevinske objekte. Jedan od bitnih zahtjeva za građevinu pri djelovanju požara predstavlja očuvanje mehaničke otpornosti i integriteta nosive konstrukcije, što predstavlja aktualno područje istraživanja u znanstvenoj zajednici. Također, izložen je osvrt na postojeću građevinsku regulativu u području požara, koja je u postupku usvajanja suvremenih europskih normi za projektiranje konstrukcija izloženih djelovanju požara.

U **drugom poglavlju** prikazana su dosadašnja istraživanja u znanstvenoj zajednici koja se bavi utjecajem požara na nosivost čeličnih i betonskih konstrukcija, kao i na degradaciju svojstava betona i čelika pri izlaganju visokim temperaturama. U sažetom obliku prezentirani su najznačajniji zaključci dobiveni temeljem eksperimentalnih i numeričkih istraživanja koja su provedena u posljednjih 50 godina te je na kraju poglavlja dana hipoteza rada.

U **trećem poglavlju** opisana je matematička i fizikalna formulacija 3D stacionarnog i nestacionarnog nelinearnog modela provođenja topline, koji je sastavni dio novog hibridnog numeričkog modela. Izložen je osvrt na specifičnosti proračuna toplinskog toka kod čeličnih i betonskih konstrukcija, uključujući proračun toplinskog toka u poprečnim presjecima sa šupljinama. Na kraju poglavlja provedena je numerička studija s ciljem testiranja osnovnih modela toplinske provodljivosti i specifičnog toplinskog kapaciteta za čelik i beton koji su korišteni u numeričkom modeliranju provođenja topline.

U **četvrtom poglavlju** opisana je matematička i fizikalna formulacija numeričkog modela za analizu nosivosti štapnih konstrukcija izloženih djelovanju požara. Poprečni presjek pojedinog štapnog elementa dijeli se na niz manjih podpodručja vezanih za mrežu konačnih elemenata koja služi za proračun temperaturnog polja u konstrukciji. Smanjenje mehaničkih karakteristika pojedinog štapa uzima se u obzir korištenjem krivulja naprezanje-deformacija materijala za temperaturu koja se javlja na podpodručju poprečnog presjeka. Dodatne deformacije koje se javljaju u materijalu prilikom zagrijavanja, računaju se za svako od podpodručja poprečnog presjeka i koriste se za modifikaciju početnih krivulja naprezanje-deformacija.

U **petom poglavlju** prikazani su rezultati eksperimentalne studije u kojoj su određena mehanička svojstva uzoraka betona velike čvrstoće izloženih visokim temperaturama.

Prezentirani su rezultati određivanja mehaničkih svojstava materijala počevši od: tlačne čvrstoće, vlačne čvrstoće, sekantnog modula elastičnosti, dinamičkog modula elastičnosti i krivulja naprezanje-deformacija. Mehanička svojstva određena su u trenutku kad se uzorak nalazio u vrućem stanju, ohlađen na sobnu temperaturu te kad je ostavljen u laboratorijskim uvjetima u periodu od 0-96 sati nakon inicijalnog hlađenja. Detaljno je opisana korištena eksperimentalna procedura, kao i korištena oprema. Na kraju poglavlja iznesena je analiza rezultata na temelju koje je provedena interpretacija dobivenih rezultata.

U **šestom poglavlju** prezentirani su rezultati dobiveni ispitivanjem prednapete šuplje betonske ploče koja je bila izložena djelovanju ISO krivulje požara te opterećena propisanim uporabnim opterećenjem. Dana je analiza rezultata izmjerenih progiba u polovici raspona ploče, zaokreta ploče na osloncu, uzdužne deformacije u sredini ploče te temperatura u jedanaest točaka na ploči. Devet mjernih točaka nalazi se na nategama, jedna mjerna točka je u šupljini ploče, dok se posljednja mjerna točka nalazi na površini ploče. Na kraju poglavlja slijedi je osvrt na pukotine koje su nastale u ploči prilikom provođenja eksperimenta, kao i analiza dobivenih rezultata.

U **sedmom poglavlju** testirane su mogućnosti razvijenog numeričkog modela na šest numeričkih primjera, koji su preuzeti iz studija [B.2], [K.1] te studije koja je opisana u šestom poglavlju ovog rada. Numerička studija provedena je uz variranje sljedećih parametara: gustoća mreže konačnih elemenata, krivulja naprezanje-deformacija, model puzanja za čelik, model puzanja za beton te model prolaznih deformacija za beton. Izložena je usporedba razvoja temperatura dobivenih hibridnim modelom s eksperimentalno dobivenim temperaturama, kao i usporedba progiba dobivenih razvijenim hibridnim modelom s rezultatima izmjerenih progiba u eksperimentu.

U **osmom poglavlju**, na temelju istraživanja i dobivenih rezultata, izložena je interpretacija i diskusija o istom.

U **devetom poglavlju** izneseni su najvažniji zaključci ovog doktorskog rada, kao i pravci daljnjih istraživanja temeljeni na dobivenim rezultatima.

U **desetom poglavlju** izložen je pregled literature korištene pri izradi ovog doktorskog rada.

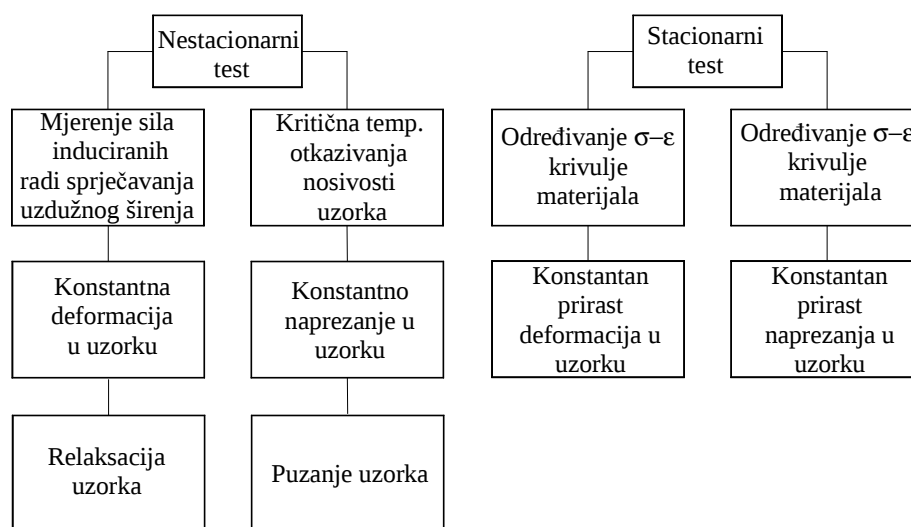
2. PREGLED DOSADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA U PODRUČJU DJELOVANJA POŽARA NA NOSIVE KONSTRUKCIJE

2.1. Uvod

Numeričko modeliranje ponašanja nosivih konstrukcija pri djelovanju požara jedno je od aktualnih interesnih područja u istraživačkoj zajednici koja se bavi eksperimentalnim istraživanjima i numeričkim modelima ponašanja nosivih konstrukcija. Razvoj jednostavnih i efikasnih numeričkih modela, pogotovo onih potvrđenih eksperimentalnim ispitivanjima, predstavlja osnovu za bolje upoznavanje jednog stohastičkog procesa kao što je požar, njegovog djelovanja na nosive konstrukcije te daljnje nadopunjavanje normi i propisa za učinkovitije i sigurnije projektiranje konstrukcija. U drugom poglavlju slijedi pregled dosadašnjih istraživanja ponašanja nosivih konstrukcija pri djelovanju požara koja su objavljena u istraživačkoj zajednici. Poseban osvrt odnosit će se na numerička i eksperimentalna istraživanja ponašanja čeličnih, armirano-betonskih i prednapetih betonskih konstrukcija u požaru, kao i pripadajućih gradiva.

2.2. Pregled metoda ispitivanja za određivanje mehaničkih svojstava materijala na visokim temperaturama

Prilikom određivanja mehaničkih svojstava uzoraka materijala, koriste se dva tipa eksperimentalnih metoda ispitivanja: stacionarni i nestacionarni test (ispitivanje). Stacionarni test podrazumijeva zagrijavanje uzorka unaprijed određenim temperaturnim prirastom na željenu temperaturu, a nakon što uzorak dosegne ciljanu temperaturu - ispituju se njegova mehanička svojstva unošenjem opterećenja. Opterećenje se najčešće unosi kontroliranim prirastom naprežanja ili deformacije u uzorak. Ukoliko se mehanička svojstva ispituju s kontroliranim unosom deformacije u uzorak, moguće je u potpunosti odrediti krivulju naprežanje-deformacija, uključujući i dio krivulje nakon dosezanja granice loma materijala. Nestacionarni test podrazumijeva ispitivanje uzorka koji je opterećen tijekom procesa zagrijavanja. Klasičan primjer nestacionarnog testa jest test za određivanje puzanja materijala na visokim temperaturama. Na crtežu 2.1. prikazane su metode ispitivanja sa svojim značajkama.



Crtež 2.1. Prikaz metoda ispitivanja za određivanje mehaničkih svojstava materijala

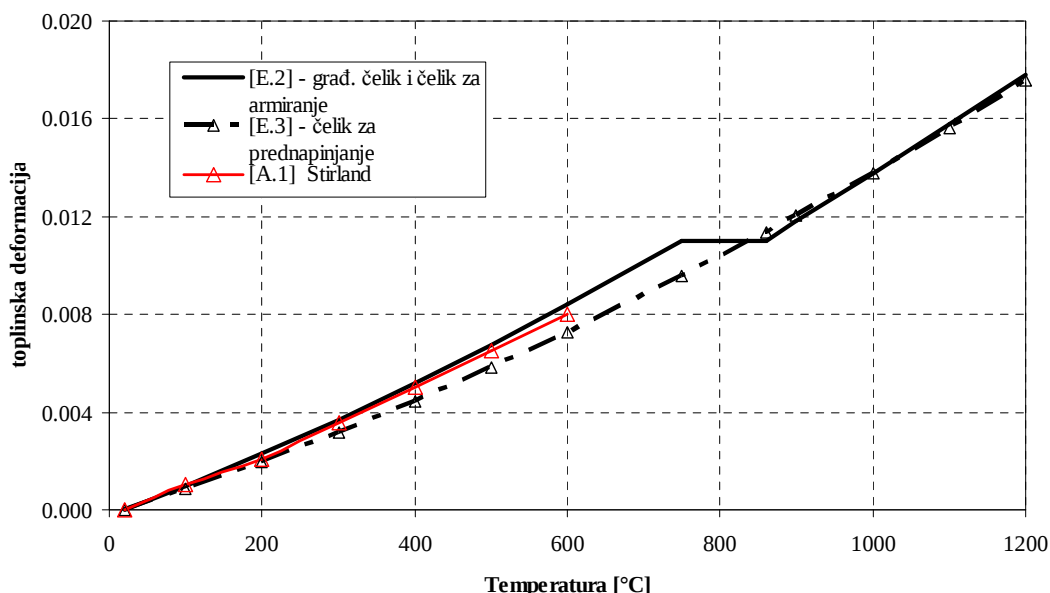
Prikazane metode određivanja mehaničkih svojstava materijala ne opisuju stvarnu kombinaciju zagrijavanja, odnosno opterećenja, u kojima se nalazi konstrukcija prilikom djelovanja visokih temperatura, već samo dva moguća ekstremna slučaja. Naime, pri djelovanju požara dolazi do vremenske promjene temperature u konstrukciji, kao i do vremenske promjene unutrašnjih naprežanja zbog preraspodjele opterećenja u njoj.

Međutim, u određenim slučajevima vrijednosti pojedinih mehaničkih svojstava materijala ne razlikuju se za stacionarni i nestacionarni test. Primjerice, Kirby [K.1] je za čelik dokazao kako pri velikim vrijednostima deformacija u čeliku (1% i više) ne postoji razlika u vrijednostima mehaničkih svojstava koja su određena stacionarnim i nestacionarnim testom.

2.3. Ponašanje čeličnih konstrukcija pri visokim temperaturama

2.3.1. Toplinsko širenje čelika pri visokim temperaturama

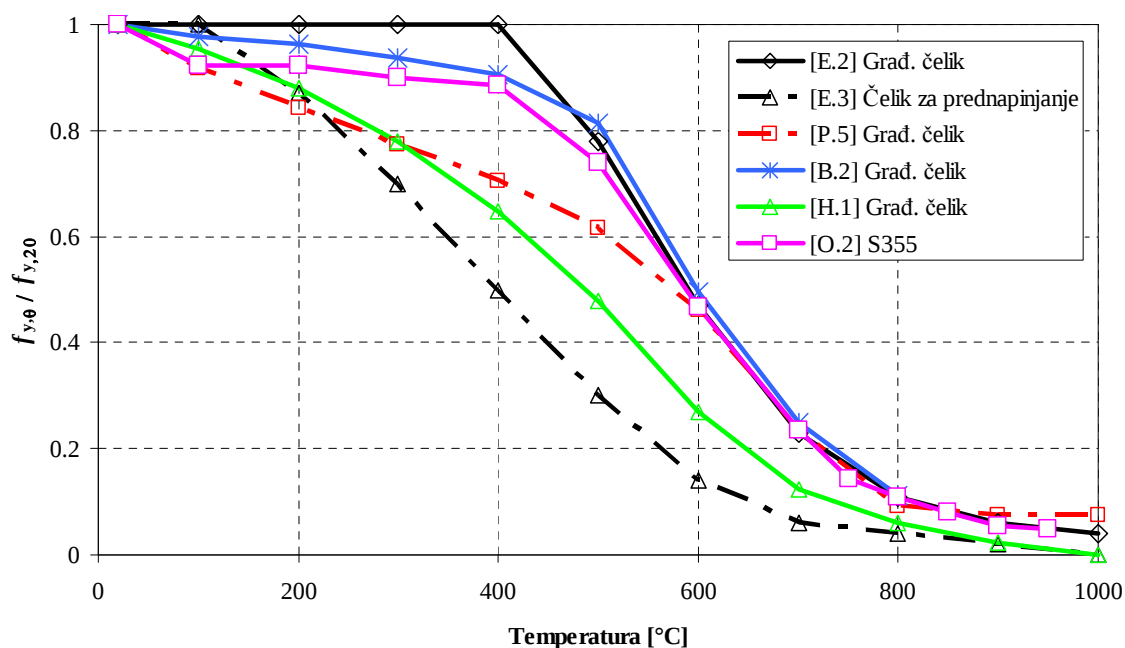
Pri djelovanju visokih temperatura u čeliku dolazi do pojave toplinskih deformacija koje uzrokuju njegovo širenje. Prema dosadašnjim istraživanjima, vrijednosti toplinskih deformacija su neovisne o kvaliteti čelika, međutim pokazuju ovisnost o količini ugljika u leguri čelika i režimu zagrijavanja [P.7]. Toplinska deformacija se mjeri prilikom zagrijavanja neopterećenog uzorka konstantnim prirastom temperature u vremenu. Vrijednosti toplinskih deformacija u ovisnosti o temperaturi najčešće su izražene u empirijskom obliku. Grafički prikaz nekoliko odabranih modela toplinske deformacije čelika u ovisnosti o temperaturi nalazi se na grafikonu 2.1.



Grafikon 2.1. Toplinska deformacija za različite tipove čelika u ovisnosti o temperaturi

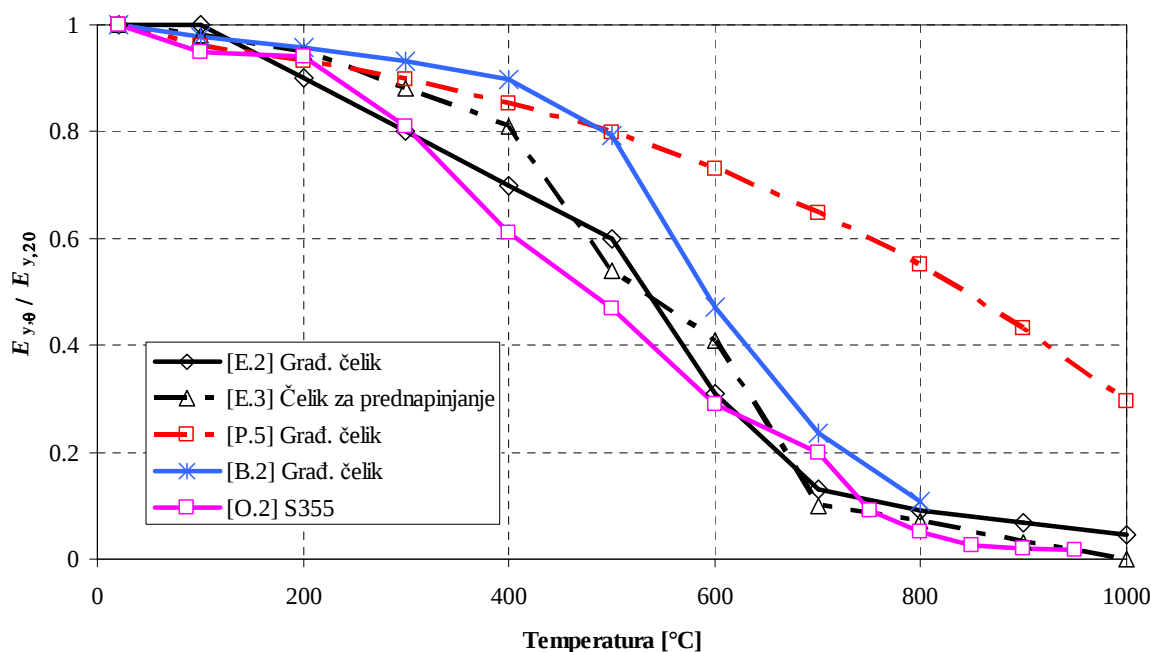
2.3.2. Naponsko-deformacijska svojstva čelika

Ponašanje opterećenog čelika pri atmosferskim temperaturama istraženo je tijekom dvadesetog stoljeća kad su dobivena i prva saznanja o osnovnim svojstvima čelika. Pri atmosferskim temperaturama, ponašanje čelika je okarakterizirano kao elasto-plastično, s izraženim platoom tečenja koji omogućuje izrazite deformacije neposredno prije kolapsa. Povećanjem temperature u čeliku smanjuje se i veličina platoa tečenja, a time i elasto-plastično ponašanje čelika. Krivulje naprezanje-deformacija (σ - ϵ krivulje) čelika pri visokim temperaturama pokazuju izrazito nelinearno ponašanje čelika, s postupnim smanjenjem granice popuštanja čelika i modula elastičnosti. Obzirom da s povećanjem temperature dolazi do smanjenja platoa tečenja čelika, javlja se problem u određivanju deformacije pri kojoj se doseže granica popuštanja čelika (granična deformacija pri granici popuštanja). U numeričkom modeliranju najčešće se koristi vrijednost granične deformacije čelika u rasponu 0.5-2% [E.2], [K.1]. Odabir vrijednosti granične deformacije ovisi o tome izrađuje li se analiza nosivosti pri djelovanju visokih temperatura čeličnih elemenata zaštićenih vatrootpornim materijalom ili nezaštićenih čeličnih elemenata. Za zaštićene čelične elemente prikladnije je koristiti niže vrijednosti graničnih deformacija zbog sporijeg zagrijavanja konstrukcije, a samim time manje mogućnosti da konstrukcija dosegne veće vrijednosti granične deformacije. Uz navedeni problem određivanja granice popuštanja čelika pri visokim temperaturama, provedena znanstvena istraživanja pokazala su velika odstupanja u vrijednostima granice popuštanja, modula elastičnosti i krivulja naprezanje-deformacija za različite tipove čelika [P.5], [K.2], [B.2]. Grafički prikaz smanjenja granice popuštanja čelika $f_{y,\theta}$ u ovisnosti o temperaturi, dobiven u nekoliko odabranih studija, izložen je u normaliziranom obliku (omjer granice popuštanja na temperaturi θ $f_{y,\theta}$ i granice popuštanja na sobnoj temperaturi $f_{y,20}$) na grafikonu 2.2.



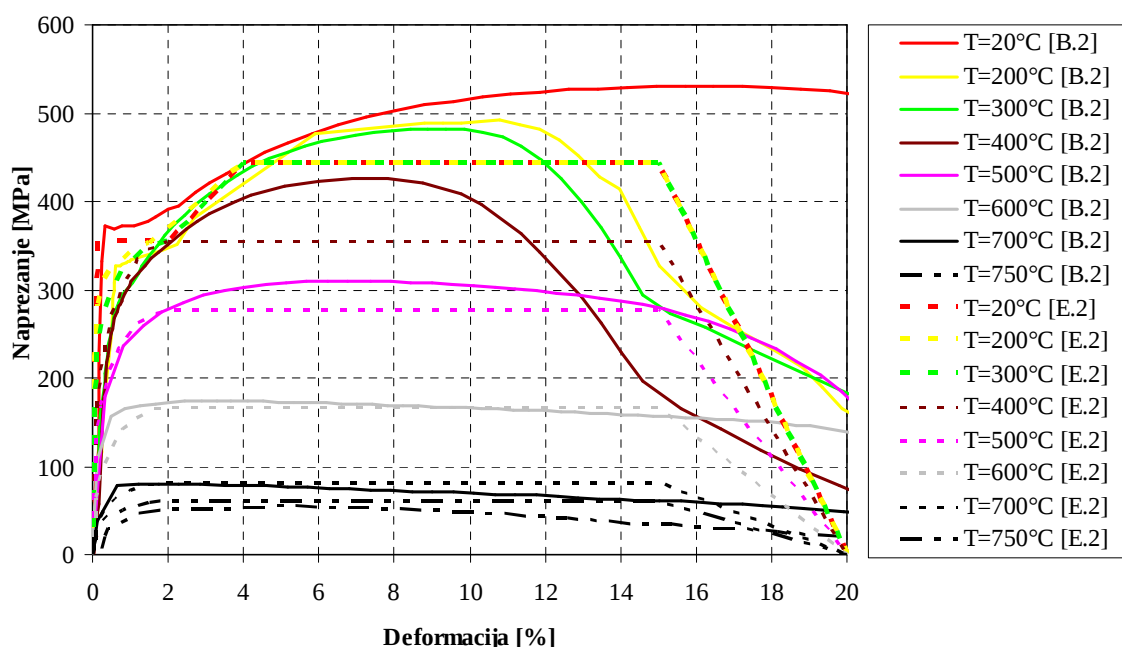
Grafikon 2.2. Smanjenje granice popuštanja čelika $f_{y,\theta}$ u normaliziranom obliku pri visokim temperaturama

Grafički prikaz smanjenja modula elastičnosti čelika $E_{y,\theta}$ dobivenog u nekoliko studija u ovisnosti o temperaturi izložen je u normaliziranom obliku na grafikonu 2.3.



Grafikon 2.3. Smanjenje modula elastičnosti čelika $E_{y,\theta}$ u normaliziranom obliku pri visokim temperaturama

Na grafikonima 2.2. i 2.3. mogu se vidjeti značajna odstupanja vrijednosti granice popuštanja i modula elastičnosti u odabranim eksperimentalnim studijama. Odstupanja su velika primarno zbog neujednačenih ispitnih parametara u primijenjenoj metodi ispitivanja svojstava čelika. Naime, metoda ispitivanja mehaničkih svojstava čeličnih uzoraka vezana je za brzinu unošenja deformacija/naprezanja u uzorak, ukoliko se radi o stacionarnom testu, odnosno brzini zagrijavanja, ukoliko se radi o nestacionarnom testu. Primjerice, u nestacionarnom testu, ukoliko se uzorak zagrijava s manjim gradijentom prirasta temperature, puzanje čelika na visokim temperaturama ima značajan utjecaj na rezultate ispitivanja (krivulja naprezanje-deformacija). Na grafikonu 2.4. prikazane su krivulje naprezanje-deformacija preuzete iz studija [E.2] i [B.2].



Grafikon 2.4. Usporedba krivulja naprezanje-deformacija; stacionarni test [B.2] i EN1993-1-2 [E.2] za čelik S355

Rezultati prikazani na grafikonima 2.2.-2.4. pokazuju da ne postoji univerzalni materijalni model primjenjiv za bilo koju vrstu čelika te da se, ukoliko se pristupa detaljnijoj analizi ponašanja čeličnih konstrukcija uslijed djelovanja visokih temperatura, mora provesti detaljna eksperimentalna studija ponašanja materijala pri visokim temperaturama.

2.3.3. Puzanje čelika pri visokim temperaturama

Puzanje čelika predstavlja vremenski ovisnu plastičnu deformaciju pri konstantnom naprezanju i temperaturi. Promjenjivost temperature prilikom djelovanja požara dodatno

utječe na uvećanje vrijednosti deformacija od puzanja. Fenomen puzanja pri visokim temperaturama je identičan puzanju pri normalnim temperaturama, gdje se puzanje javlja radi kretanja dislokacija u kristalnoj rešetci čelika prema površini kad slobodni atomi prate gibanje dislokacija i zauzimaju nova mjesta u njoj. Isti se mehanizam javlja pri djelovanju visokih temperatura, samo što je mehanizam kretanja ubrzaniji.

Temperatura pri kojoj deformacije od puzanja postaju značajne je oko jedne trećine temperature pri kojoj dolazi do taljenja čelika, što je za građevinski čelik u intervalu od 400 do 500°C. Međutim, u provedenim eksperimentalnim istraživanjima je primijećeno da puzanje postaje značajno već pri temperaturi od 300°C, ukoliko je čelik izložen visokoj razini naprežanja. Puzanje čelika pri visokim temperaturama uvelike utječe na ponašanje i požarnu otpornost čeličnih elemenata. Kod slobodno oslonjenih grednih elemenata sa slobodnim uzdužnim širenjem puzanje čelika se očituje u povećanim vrijednostima progiba, dok se kod slobodno oslonjenih elemenata sa spriječenim uzdužnim širenjem puzanje očituje u pojavi dodatnih unutrašnjih sila koje utječu na smanjenje nosivosti elementa [K.3], [K.4].

Najveći doprinos u razumijevanju fenomena puzanja dao je Dorn [D.1] na temelju čijeg je istraživanja razvijen prvi polu-empirijski model puzanja čelika pri visokim temperaturama [H.2], [H.6]. Kasnije je provedena nekolicina drugih eksperimentalnih studija na temelju kojih se vrijednost deformacije od puzanja čelika određuje preko empirijskih formula dobivenih temeljem najboljeg poklapanja s eksperimentalno određenim vrijednostima puzanja [W.1], [K.3].

2.3.4. Ukupna deformacija u čeliku pri djelovanju visokih temperatura

Ukupna deformacija u čeliku pri djelovanju visokih temperatura sastoji se od tri komponente [A.2]:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad (2.1)$$

gdje je:

- ε_{tot} – ukupna deformacija,
- $\varepsilon_{th}(T)$ – toplinska deformacija (ovisi o temperaturi),
- $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ – deformacija uzrokovana naprežanjem čelika od vanjskog opterećenja (ovisi o naprežanju i temperaturi),

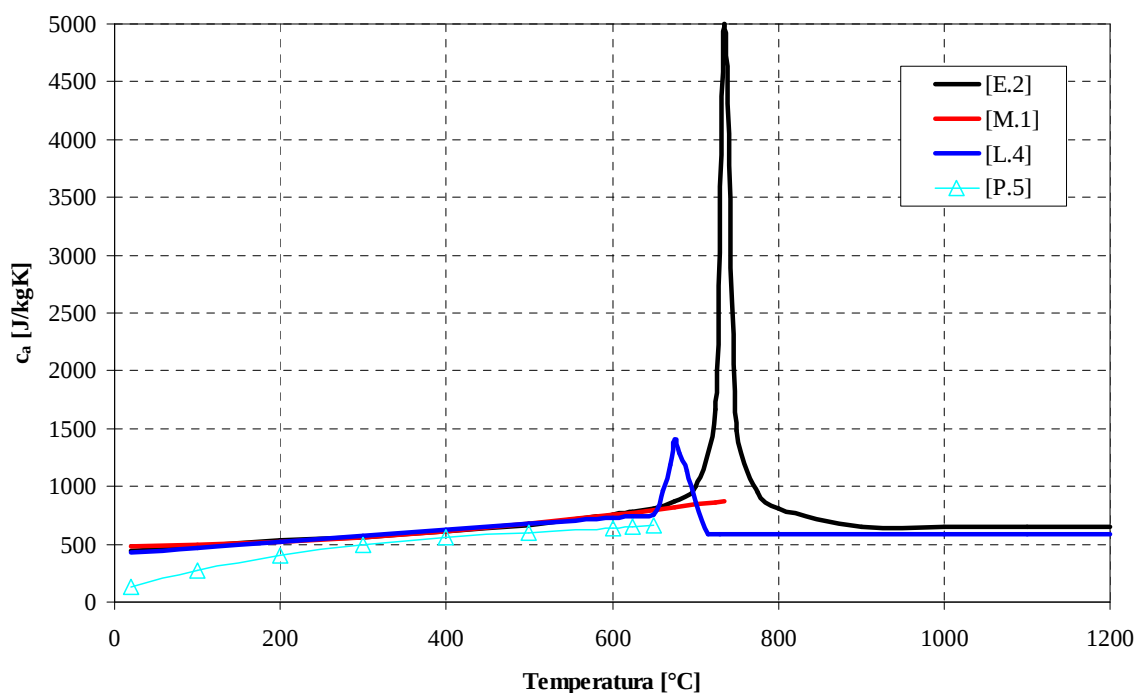
- $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ – deformacija od puzanja čelika (ovisi o naprezanju, temperaturi i vremenu).

Jednadžba (2.1) predstavlja konstitutivni zakon ponašanja čelika pri visokim temperaturama. Utjecaj toplinskih deformacija $\varepsilon_{th}(T)$ na nosivost čeličnih konstrukcija pri djelovanju požara ovisi o rubnim uvjetima oslanjanja konstrukcije. Kod čeličnih konstrukcija kojima su rubni uvjeti oslanjanja takvi da nije spriječeno uzdužno širenje konstrukcije, deformacije od toplinskog širenja nemaju utjecaja na njenu nosivost. Međutim, konstrukcije kod kojih je spriječeno navedeno uzdužno širenje, toplinske deformacije imaju značajan utjecaj na njenu nosivost, poglavito zbog nastanka dodatnih unutrašnjih sila u konstrukciji zbog spriječenosti toplinske ekspanzije. Deformacija uzrokovana naprezanjem čelika $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ određuje se na temelju poznatog odnosa naprezanja-deformacija čelika koji se određuje stacionarnim testom uzorka (grafikon 2.4). Navedene deformacije su kod elemenata sa slobodnim uzdužnim širenjem dominantne do temperature od 400°C.

Deformacija čelika od puzanja $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ postaje značajna tek nakon 400°C, nakon čega deformacije od puzanja imaju veliki utjecaj na deformabilnost i nosivost čelične konstrukcije.

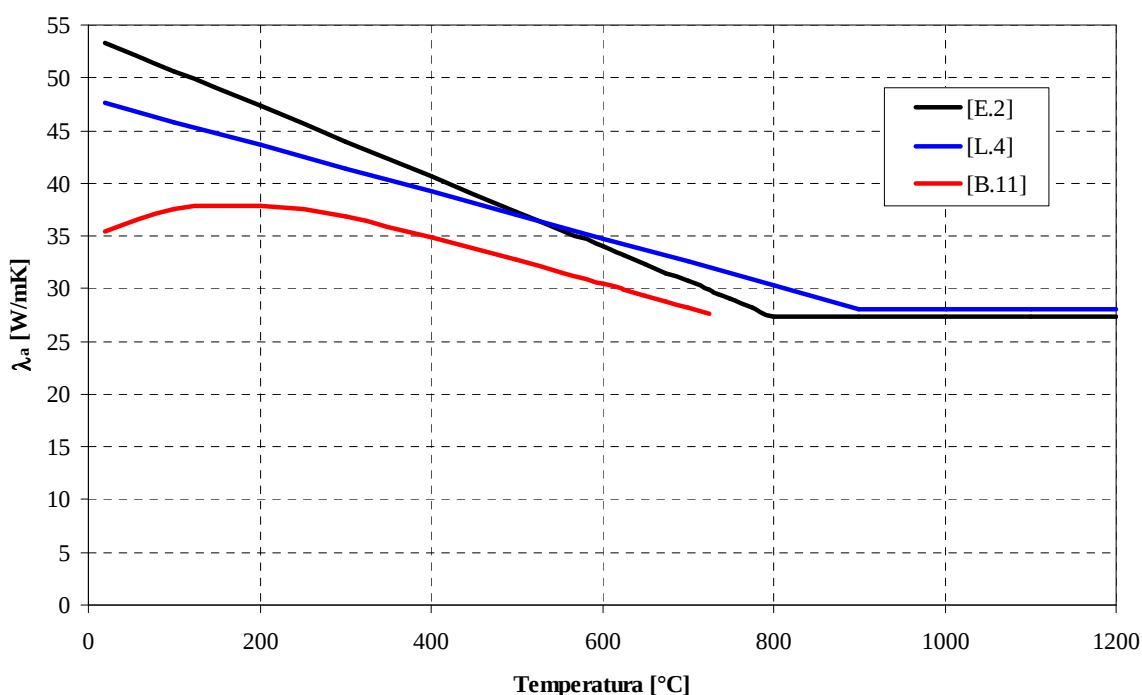
2.3.5. Toplinska svojstva čelika pri visokim temperaturama

Općenito, osnovna toplinska svojstva svakog materijala su specifični toplinski kapacitet i koeficijent toplinske provodljivosti. Specifični toplinski kapacitet je svojstvo koje pokazuje kolika je potrebna količina topline da se materijalu jedinične mase uveća temperatura za 1°C. Prema provedenim istraživanjima, specifični toplinski kapacitet čelika je neovisan o kvaliteti čelika. Na grafikonu 2.5. prikazana je usporedba modela specifičnog toplinskog kapaciteta čelika pri visokim temperaturama iz perspektive određenih studija.



Grafikon 2.5. Specifični toplinski kapacitet čelika u ovisnosti o temperaturi

Toplinska provodljivost je pokazatelj koliko je materijal dobar toplinski vodič. Toplinska provodljivost čelika na visokim temperaturama je neovisna o njegovoj kvaliteti i ovisi isključivo o udjelu pojedinih metala u kemijskom sastavu čelika [P.5]. Na grafikonu 2.6. prikazana je, prema odabranim studijama, usporedba modela toplinske provodljivosti čelika pri visokim temperaturama.



Grafikon 2.6. Toplinska provodljivost čelika u ovisnosti o temperaturi

Iz grafikona 2.5. i 2.6. uočljivo je kako postoje velika odstupanja u vrijednostima specifičnog toplinskog kapaciteta oko temperature pri kojoj dolazi do fazne pretvorbe u čeliku (750°C), dok za koeficijent toplinske provodljivosti postoje relativno mala odstupanja između pojedinih modela.

2.3.6. Čelične konstrukcije u požaru – numerički modeli i eksperimentalna istraživanja

Općenito, požarni testovi su podijeljeni u dvije skupine: požarni testovi koji se izvode na dijelu konstrukcije ("small scale test") te požarni testovi koji se izvode na razini cjelovite konstrukcije ("large scale test"). Većina numeričkih modela ponašanja čeličnih konstrukcija u požaru testirana je na rezultatima požarnih testova izvedenih na dijelu konstrukcije: greda, stup ili kombinacija grede i stupa [W.2], [F.1], [P.6], [Y.1], [L.1]. Elementi su obično zagrijavani krivuljama temperatura-vrijeme koje su usvojene u pojedinim zemljama kao referentne krivulje za određivanje vatrootpornosti nosivih elemenata [I.1], [A.5]. Parametri koji su varirani tijekom eksperimenta uključuju: rubne uvjete oslanjanja elementa, razina opterećenja i broj strana elementa izloženih djelovanju visokih temperatura.

Sredinom devedesetih godina prošlog stoljeća započeta su eksperimentalna istraživanja ponašanja nosivih konstrukcija pri djelovanju požara u Cardingtonu, Velika Britanija [K.5] – i to ponajviše nezaštićenih čeličnih prostornih okvirnih konstrukcija sa spregnutom međukatnom konstrukcijom, u kojima je konstrukcija dijelom ili u cjelini bila izlagana djelovanju požara, što je omogućilo razvoj naprednijih računalnih modela ponašanja konstrukcija u požaru. Među njima su specijalizirani računalni programi DIANA (TNO Delft, Nizozemska), SAFIR (Sveučilište u Liegeu, Belgija) [V.1], [R.2], VULCAN (Sveučilište u Sheffieldu, Velika Britanija) [S.2], [C.1] i ADAPTIC (Imperial college, Velika Britanija) [L.2], [A.3], koji mogu modelirati ponašanje cjelovite konstrukcije izložene djelovanju požara. Komercijalni računalni programi bazirani na metodi konačnih elemenata, kao što su ABAQUS [L.3], [S.1] i ANSYS [K.3], [K.4], također se koriste za modeliranje ponašanja konstrukcija u požaru.

U numeričkim modelima ponašanja čeličnih konstrukcija pri djelovanju visokih temperatura [K.3], [K.4] puzanje čelika se najčešće uzima u obzir na način da se puzanje, zajedno s toplinskom deformacijom, direktno uključuje u resultantnu deformacijsku ravninu poprečnog presjeka elementa (štapa), koja je definirana s kutom zaokreta poprečnog

presjeka štapa. Nakon toga se za svaki štap određuje krivulja moment-zaokret presjeka ($M-\phi$) [B.18]. Iz krivulje moment-zaokret presjeka se za proračunati zaokret presjeka određuje savojna krutost štapa (EI). Opisani numerički postupak eksplicitno uzima u obzir puzanje čelika na visokim temperaturama i izrazito je zahtjevan za proračun na računalu. Računalni zahtjevi se dodatno produbljuju ukoliko se u model puzanja uključuje očvršćivanje čelika na visokim temperaturama, kada se vremenski korak simulacije mora dodatno umanjiti radi stabilnosti numeričke procedure [K.4]. Drugi postupak kojim se uzima u obzir puzanje čelika na visokim temperaturama je implicitni postupak. Njime se puzanje čelika inkorporira u krivulju naprezanje-deformacija tako da se krivulja modificira, a modul elastičnosti čelika umanjuje, kako bi se uzelo u obzir povećanje progiba čelične konstrukcije uslijed pojave puzanja čelika. Opisani numerički postupak je manje zahtjevan za proračun na računalu i jednostavniji za inženjersku uporabu jer je problematika vezana za puzanje čelika implicitnim postupkom riješena preko modificiranja krivulje naprezanje-deformacija čelika. Suvremene europske norme [E.2] predlažu krivulje naprezanje-deformacija u kojima je, prema tvrdnjama istraživača, puzanje čelika sadržano u krivuljama naprezanje-deformacija. Upravo zbog toga implicitni postupci za modeliranje puzanja čelika predstavljaju interesantno područje istraživanja, tim više što dio istraživača tvrdi da su krivulje naprezanje-deformacija prema [E.2] neadekvatne za uzimanje u obzir pojave puzanja čelika na visokim temperaturama [K.3], [K.4].

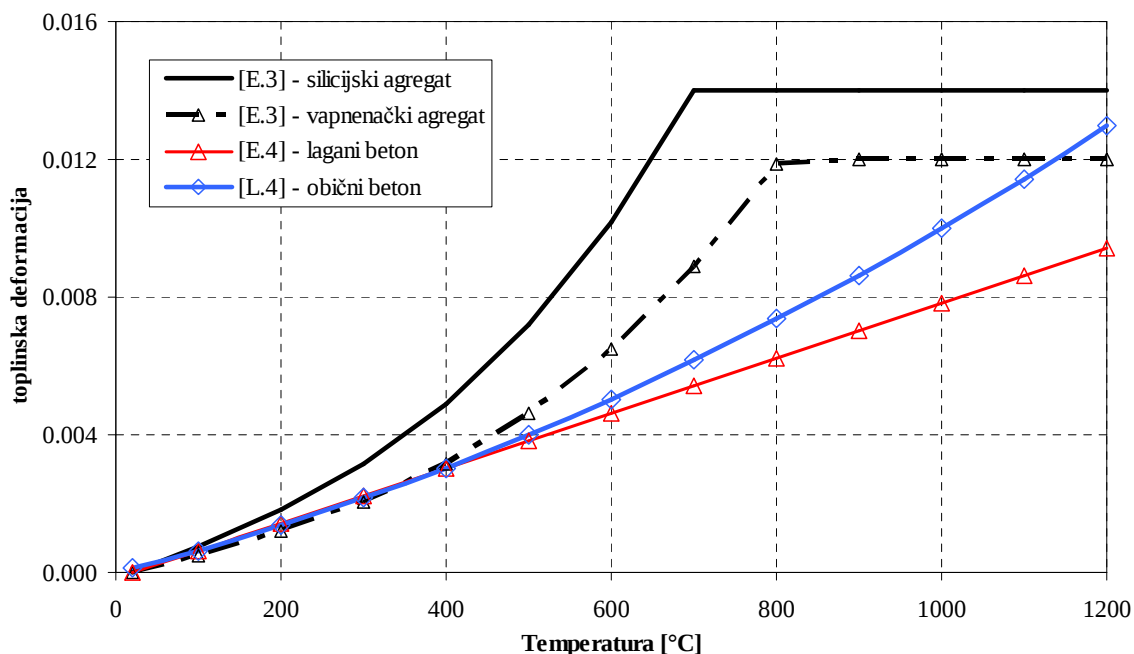
2.4. Ponašanje betonskih konstrukcija pri visokim temperaturama

2.4.1. Toplinsko širenje betona pri visokim temperaturama

Prema dosadašnjim istraživanjima, tip agregata ima dominantan utjecaj na veličinu toplinskog širenja betona. Toplinsko širenje betona je izrazito nelinearno u ovisnosti o temperaturi. Nelinearnost toplinske ekspanzije betona javlja se zbog sljedećih efekata [P.7]:

- Kemijske degradacije vapnenačkog agregata pri temperaturi od 650°C,
- Fizikalnih promjena u agregatu (transformacija kvarca iz α u β fazu pri 570°C kod betona sa silicijskim agregatom),
- Nekompatibilnosti u toplinskoj ekspanziji između agregata i cementne matrice.

Ukoliko je riječ o vlažnom betonu, u kojem postoji određena količina slobodne vode, tada postoji relativno zanemariv utjecaj slobodne vode na vrijednost toplinske ekspanzije - i to do 150°C kad dolazi do isparavanja slobodne vode iz betona. Grafički prikaz nekoliko odabranih modela toplinske deformacije betona u ovisnosti o temperaturi izložen je na grafikonu 2.7.



Grafikon 2.7. Toplinska deformacija betona za različite vrste agregata u ovisnosti o temperaturi

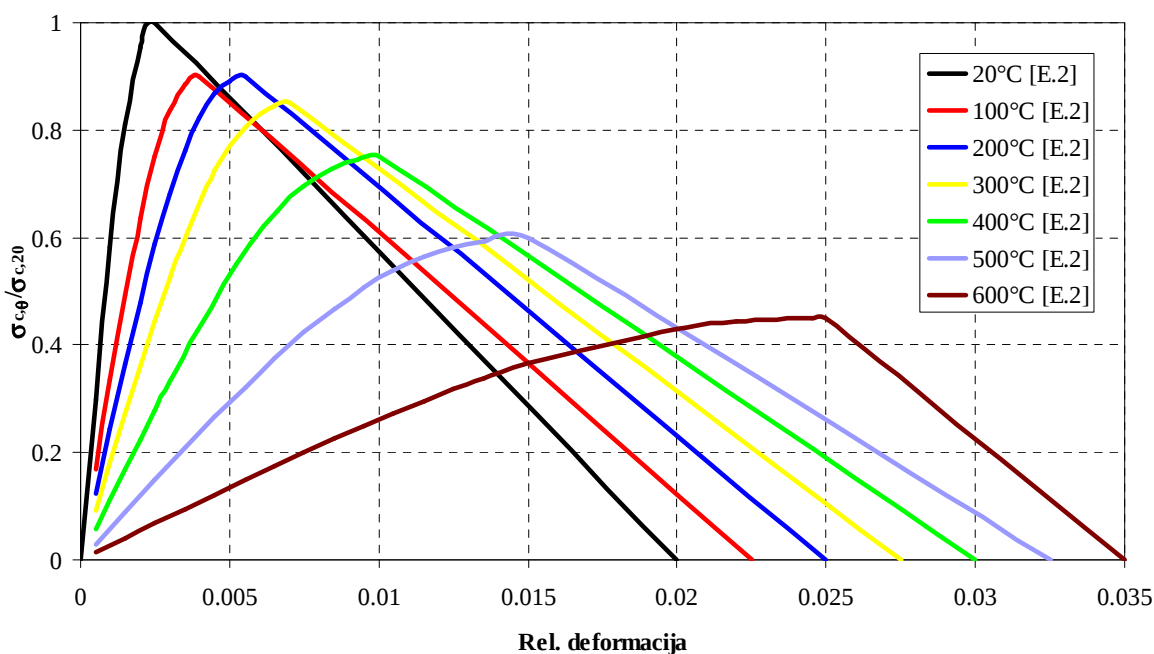
Na grafikonu 2.7 mogu se vidjeti značajne razlike između pojedinih modela, što je posljedica heterogenosti i anizotropnosti betona, kao i kemijsko-fizikalne degradacije betona na visokim temperaturama, koja je značajnija na temperaturama iznad 600°C.

2.4.2. Naponsko-deformacijska svojstva betona

Mehanička svojstva betona predmet su intenzivnih eksperimentalnih istraživanja od sredine dvadesetog stoljeća. Pravila projektiranja i proračunske metode definirane su u trenutno važećim građevinskim normama samo za obični beton (OB). Običnim betonom prema [E.3] smatra se beton do klase čvrstoće C55/67. Međutim, u novije vrijeme u građevinsku se praksu polako uvode i betoni velikih čvrstoća (BVČ), čije je ponašanje na normalnim i visokim temperaturama aktualna tema znanstvenih istraživanja. Dosadašnja istraživanja su pokazala da je ponašanje BVČ-a znatno drukčije od ponašanja OB-a. BVČ

pokazuje veću osjetljivost na pojavu raspucavanja betona ("spalling effect"), izraženije smanjenje mehaničkih svojstava te značajnu ovisnost požarne otpornosti BVČ-a o načinu armiranja (klasičan način armiranja vilicama ima negativan utjecaj na požarnu otpornost konstrukcija izrađenih od BVČ-a) [K.6].

Beton, za razliku od čelika, nema izraženu granicu proporcionalnosti i tečenja, već se ponaša nelinearno po cijelom području krivulje naprezanje-deformacija. Nelinearno ponašanje betona se očituje i na visokim temperaturama [E.3], [E.4], [A.4], [K.7], [S.3] s izrazitim opadanjem modula elastičnosti i duktilnijim ponašanjem pri visokim temperaturama. Prikaz krivulja naprezanje-deformacija u normaliziranom obliku za beton prema [E.2] nalazi se na grafikonu 2.8.



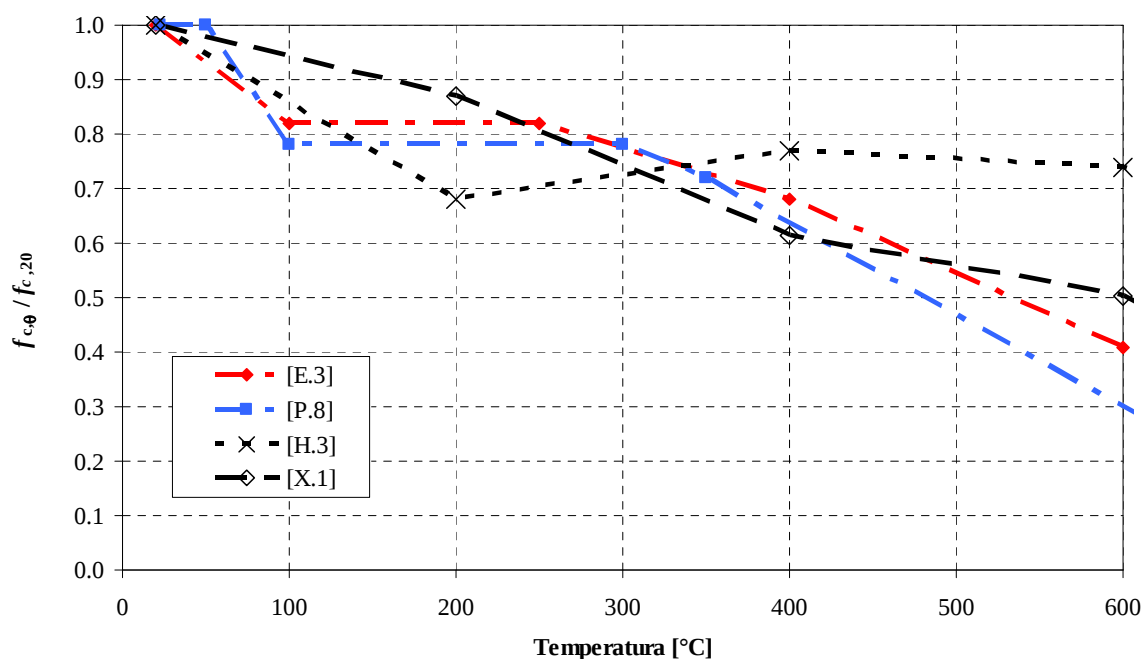
Grafikon 2.8. Krivulje naprezanje-deformacija u normaliziranom obliku za beton prema [E.2] - tlak

Određivanje mehaničkih svojstava betona pri visokim temperaturama je složenije od čelika. Naime, postoje dva tipa mehaničkih svojstava koja se mogu ispitivati: svojstva betona u vrućem stanju i svojstva betona u hladnom stanju. Svojstva betona u vrućem stanju određuju se dok je beton zagrijan na maksimalnu temperaturu (vruća svojstva), dok se svojstva betona u hladnom stanju određuju kad je beton ohlađen na sobnu temperaturu (preostala svojstva). Preostala svojstva betona su bitna za određivanje nosivosti betonskih konstrukcija nakon djelovanja požara. U pravilu, vrijednosti preostalih svojstava se značajno ne razlikuju od vrijednosti vrućih svojstava za istu mješavinu betona [B.15], iako

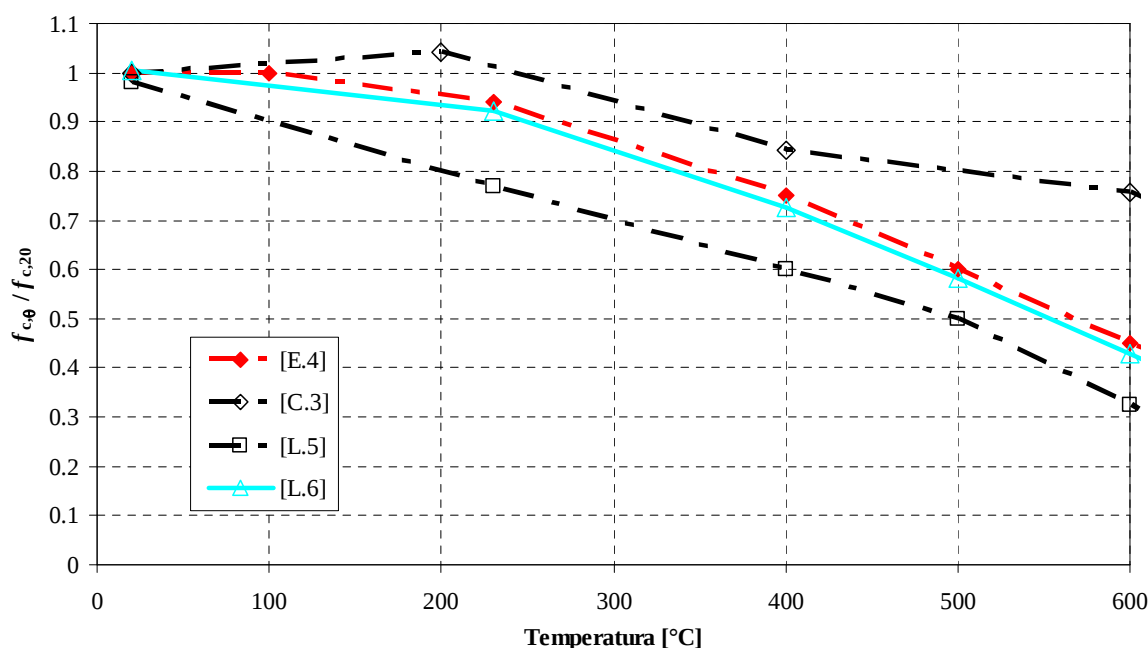
je za određene tipove betona zabilježena značajna razlika između vrućih i preostalih svojstava [H.4].

Mehanička svojstva betona uvelike ovise o razini predopterećenja kojem je beton izložen prije zagrijavanja. Provedena istraživanja pokazuju veće vrijednosti tlačne čvrstoće za beton koji je predopterećen u odnosu na neopterećeni [C.2], [F.2], a krivulje naprezanje-deformacija ukazuju na krtije ponašanje materijala u slučaju predopterećenog betona. Međutim, mehanička svojstva predopterećenog betona u stvarnosti odgovaraju ponašanju konstrukcije koja je dominantno izložena tlačnim naprezanjima u vijeku uporabe (npr. betonski stupovi) [P.5].

Na grafikonima 2.9. i 2.10. prikazane su vrijednosti faktora smanjenja tlačne čvrstoće za različite mješavine betona dobivene u nekoliko odabranih studija. Na tlačnu čvrstoću betona najveći utjecaj ima tip i veličina agregata, te vodocementni omjer. Na grafikonima 2.9. i 2.10. uočljivo je da je trend smanjenja tlačne čvrstoće različit za OB i BVČ. Kod BVČ-a postoji izraženiji plato na kojem nema smanjenja tlačne čvrstoće (100-300°C), a veličina smanjenja izraženija je do 400°C. Kao što je slučaj s različitim studijama mehaničkih svojstava čelika prikazanih u poglavlju 2.3.2., tako i kod različitih studija mehaničkih svojstava betona postoje značajna odstupanja između rezultata za koja su primarno odgovorni neujednačeni parametri prilikom testiranja uzoraka (režim zagrijavanja, trajanje zagrijavanja te oblik i veličina uzoraka).



Grafikon 2.9. Smanjenje tlačne čvrstoće BVČ-a $f_{c,\theta}$ u normaliziranom obliku pri visokim temperaturama



Grafikon 2.10. Smanjenje tlačne čvrstoće OB-a $f_{c,θ}$ u normaliziranom obliku pri visokim temperaturama

2.4.3. Puzanje betona pri visokim temperaturama

Puzanje betona pri visokim temperaturama je izraženije nego puzanje betona pri atmosferskim temperaturama. Eksperimentalno se određuje mjerenjem deformacije uzorka koji je izložen konstantnom naprezanju i temperaturi (stacionarni test). Puzanje betona postaje značajno tek na temperaturama iznad 400°C, ako je beton izložen visokoj razini naprezanja [A.4]. Općenito, puzanje ovisi o temperaturi, veličini naprezanja i vremenu trajanja izloženosti betona visokim temperaturama. Puzanje betona na visokim temperaturama ima veliki utjecaj na deformabilnost betonskih elemenata koji su izloženi djelovanju požara na sve četiri strane jer kod takvog slučaja izloženosti požaru postoji mogućnost razvijanja visokih temperatura unutar elementa.

2.4.4. Prolazna deformacija betona pri visokim temperaturama

Prolazna deformacija ("transient strain") je deformacija zbog koje nastaju povećani progibi koji su opaženi u eksperimentalnim analizama ponašanja betonskih konstrukcija u požaru [A.4], [P.7]. Prolazna deformacija se javlja samo prilikom prvog zagrijavanja cementne matrice koja je izložena tlačnim naprezanjima [K.8], te se kasnije ne pojavljuje

tijekom perioda hlađenja betona. Ona je ovisna o razini temperature i naprezanja kojem je izložen beton [A.4] i nepovratnog je karaktera. Poseban problem predstavlja eksperimentalno određivanje njihovih vrijednosti, koje se jedino mogu približno odrediti na opterećenom uzorku zagrijavanom do njegova sloma (nestacionarni test). Prilikom provođenja nestacionarnog testa, u mjerenje deformacija je uključeno puzanje betona pri visokim temperaturama zajedno s prolaznim deformacijama, pa se navedene deformacije ponekad promatraju zajedno ("transient creep strain"). Khoury [K.9] u svojim istraživanjima upotrebljava drukčiji naziv za prolaznu deformaciju koristeći izraz "toplinska deformacija uslijed opterećenja" ("load induced thermal strain"). Vrijednosti prolaznih deformacija daleko su veće u odnosu na deformacije od puzanja betona pri visokim temperaturama [A.4], [P.5], [Y.2]. Stoga je obvezno uzimanje prolaznih deformacija u obzir pri numeričkom modeliranju ponašanja betonskih konstrukcija u požaru.

2.4.5. Ukupna deformacija u betonu pri djelovanju visokih temperatura

Općenito, ukupna deformacija u betonu pri djelovanju visokih temperatura sastoji se od četiri komponente [A.4]:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\tilde{\sigma}, \sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (2.2)$$

gdje je:

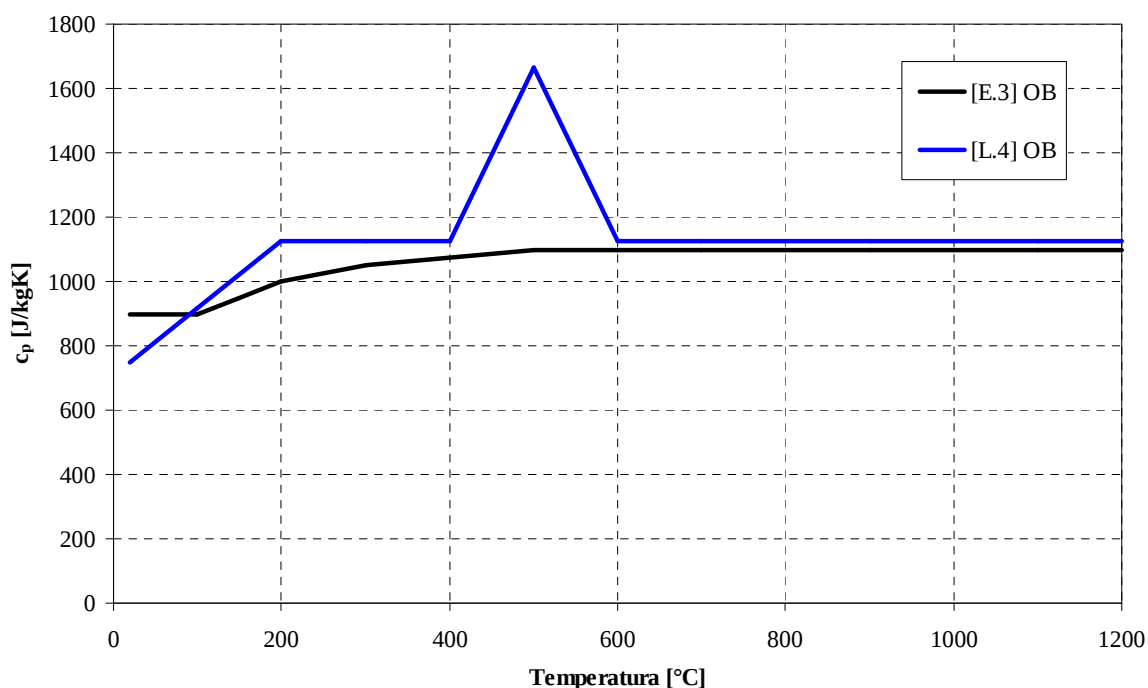
- ε_{tot} – ukupna deformacija,
- $\varepsilon_{th}(T)$ – toplinska deformacija (ovisi o temperaturi),
- $\varepsilon_{\sigma}(\tilde{\sigma}, \sigma, T)$ – deformacija uzrokovana naprežanjem betona od vanjskog opterećenja (ovisi o prethodnom naprežanju betona – prije djelovanja požara, trenutnom naprežanju i temperaturi),
- $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ – deformacija od puzanja betona (ovisi o naprežanju, temperaturi i vremenu),
- $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ – prolazna deformacija (ovisi o naprežanju i temperaturi).

Jednadžbu (2.2), u kojoj je ukupna deformacija u betonu razložena na četiri odvojene komponente deformacija, predložili su Anderberg i Thelandersson 1976. godine. U kasnijim istraživanjima slične su modele predložili i drugi znanstvenici [D.2], [S.4], [K.9]. Određeni materijalni modeli ne promatraju odvojeno komponente $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ i $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$, već ih

uzimaju kao rezultatnu prolaznu deformaciju i deformaciju od puzanja ("transient creep") [D.2], [S.4]. Važno je napomenuti da su svi modeli za proračun komponenti deformacija iz jednadžbe (2.2) dostupni jedino u obliku empirijskih krivulja, koje najbolje opisuju eksperimentalne rezultate pojedinih studija, te da trenutno ne postoje teorijski materijalni modeli za proračun pojedinih deformacija.

2.4.6. Toplinska svojstva betona pri visokim temperaturama

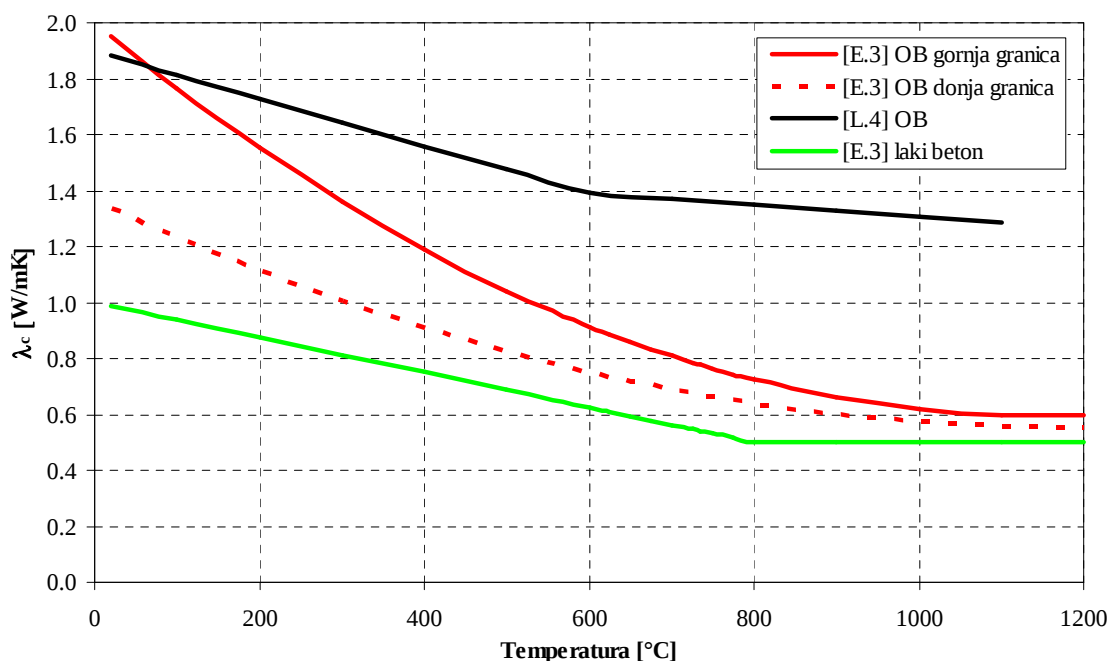
Specifični toplinski kapacitet betona ne mijenja se značajno pri visokim temperaturama. U intervalu od 100-800°C nastaje porast specifičnog kapaciteta zbog razvoja latentne topline prilikom dehidracije cementa. Slobodna voda u betonu ima utjecaj na specifični toplinski kapacitet betona zbog velike vrijednosti specifičnog toplinskog kapaciteta vode. Specifični toplinski kapacitet betona najviše ovisi o tipu agregata u mješavini betona. Na grafikonu 2.11. prikazana su dva modela specifičnog toplinskog kapaciteta običnog betona.



Grafikon 2.11. Specifični toplinski kapacitet OB-a u ovisnosti o temperaturi

Koeficijent toplinske provodljivosti betona, za razliku od specifičnog toplinskog kapaciteta, pokazuje veća odstupanja za pojedine tipove agregata. Općenito, toplinska provodljivost betona ovisi o toplinskoj provodljivosti agregata i udjelu slobodne vode u betonu. Naime, prilikom zagrijavanja, slobodna voda isparava i smanjuje toplinsku

provodljivost betona, čemu doprinosi i isparavanje kemijski vezane vode (ovisnost toplinske provodljivosti o vodocementnom omjeru). Na grafikonu 2.12. prikazano je nekoliko odabranih modela koeficijenta toplinske provodljivosti betona.



Grafikon 2.12. Toplinska provodljivost OB-a u ovisnosti o temperaturi

Odstupanja u vrijednostima koeficijenta provodljivosti za odabrane modele postoje preko cijelog temperaturnog područja, što je posljedica različitih kemijskih promjena koje se javljaju u betonu prilikom zagrijavanja, kao i izrazite ovisnosti koeficijenta provodljivosti o tipu agregata.

2.4.7. Betonske konstrukcije u požaru – numerički modeli i eksperimentalna istraživanja

Općenito, većina požarnih testova betonskih konstrukcija provedena je na gredama [L.8], [W.3], stupovima [L.5], [L.7], [X.2], 2D okvirnoj konstrukciji [L.9], [W.3] i pločama [B.12]. Najčešće temperaturne krivulje korištene u požarnim testovima su sljedeće: ISO standardna krivulja požara [I.1] i ASTM krivulja razvoja požara [A.5]. Rijetko su u testovima korištene realne krivulje razvoja požara. Elementi su testirani varirajući različite parametre: rubni uvjeti oslanjanja, razina opterećenja i broj strana elementa izloženih djelovanju visokih temperatura. Većina modela referenciranih u poglavlju 2.3.6. koriste se i

za modeliranje ponašanja betonskih konstrukcija u požaru. Zbog složenijeg ponašanja betonskih konstrukcija pri djelovanju visokih temperatura, što je objašnjeno u poglavljima 2.4.1.-2.4.6., dio znanstvene zajednice u ovom trenutku je ozbiljno posvećen stvaranju novih numeričkih modela koji se razvijaju ciljano za modeliranje ponašanja betonskih stupova [X.2], [B.13] i grednih elemenata [K.10], [W.3], [C.4]. Kao što je slučaj i kod numeričkih modela ponašanja čeličnih konstrukcija pri djelovanju visokih temperatura, deformacije od puzanja betona i prolazne deformacije uzimaju se u eksplicitnom obliku u većini razvijenih numeričkih modela [E.5], [D.3]. Također je moguće uzimanje navedenih deformacija implicitnim postupkom u slučaju modeliranja ponašanja betonskih konstrukcija, i to istom procedurom koja je opisana u poglavlju 2.3.6. Interes za razvijanje implicitnog postupka u slučaju betonskih konstrukcija je također očit, tim više što su i krivulje naprezanje-deformacija za beton iz [E.3], prema tvrdnjama istraživača, modificirane na način da uzimaju u obzir dodatne deformacije betona pri djelovanju visokih temperatura (puzanje i prolazne deformacije).

2.5. Modeli provođenja topline

Modeli provođenja topline koji se koriste za predviđanje temperatura u konstrukciji najčešće su 2D, kao što su TASEF [S.5] i HADAPT [L.10], koji pretpostavljaju uniformne rubne uvjete (toplinski tok) po dužini konstrukcije. 2D modeli su korišteni radi jednostavnosti i brzine proračuna. Međutim, u slučaju realnog požara postoji nelinearna distribucija toplinskog toka po dužini elementa konstrukcije, što može promijeniti uniformnost temperaturnog polja u elementu konstrukcije. Također, postoji i realna mogućnost nastanka lokaliziranog požara koji može zagrijavati samo dio konstrukcije. U takvim slučajevima, 3D model provođenja topline je precizniji za proračun temperaturnog polja u konstrukciji. Nedostatak primjene 3D modela provođenja topline je taj što bi za slučaj nosive konstrukcije sastavljene od većeg broja štapova bio potreban veliki broj konačnih elemenata za diskretizaciju konstrukcije. U novije vrijeme radi se i na razvoju modela istovremenog toka mase i topline [D.4] ("coupled heat and mass transfer") kojim se, osim proračuna temperaturnog polja, proračunava i migracija vodene pare u betonu koja je bitna za promatranje i određivanje utjecaja pojave raspucavanja betona ("spalling effect") na degradaciju poprečnog presjeka elementa betonske konstrukcije.

2.6. Ponašanje prednapetih šupljih betonskih ploča pri djelovanju visokih temperatura

U nastavku ovog rada izložen je osvrt na dosadašnja istraživanja ponašanja prednapetih šupljih ploča pri djelovanju požara zbog značajne primjene šupljih ploča u građevinarstvu. Ušteda u materijalu, niski troškovi građenja, montažna gradnja i mogućnosti primjene betona velikih čvrstoća, samo su neke od prednosti korištenja navedenog tipa konstrukcija i pripadajuće proizvodne tehnologije.

Jednostavni proračunski modeli za prednapete šuplje ploče u slučaju djelovanja požara i atmosferskih temperatura su razrađeni u okviru europskih normi [E.2], [E.6]. Međutim, uporaba jednostavnih proračunskih modela postala je upitna s obzirom da su provedena znanstvena istraživanja pokazala izrazito složeno ponašanje prednapetih šupljih ploča pri visokim temperaturama. Složeno ponašanje prednapetih ploča pri djelovanju visokih temperatura se javlja zbog prednaprezanja ploče i nepostojanja poprečne armature u ploči (zbog ograničenja u procesu proizvodnje). Upravo zbog navedenog, ponašanje prednapetih ploča se uvelike razlikuje od ponašanja klasično armiranih betonskih konstrukcija pri djelovanju požara.

Dosad je provedeno nekoliko eksperimentalnih studija ponašanja prednapetih ploča u požaru, s posebnim osvrtom na posmičnu otpornost ploča nakon izlaganja visokim temperaturama [B.14], [W.4], požarnu otpornost ploča nakon izlaganja visokim temperaturama [A.6], te utjecaj rubnih uvjeta oslanjanja i detalja armiranja kod ležaja ploče na nosivost ploča [D.5]. U provedenim eksperimentalnim studijama zaključeno je da se kod prednapetih ploča mogu javiti različiti tipovi otkazivanja nosivosti pri izlaganju visokim temperaturama: otkazivanje nosivosti savijanjem (za ploče debljine do 20 cm), posmični lom na ležajevima, te posmični lom na ležajevima u kombinaciji s gubitkom veze između natege i betona (za ploče s debljinom većom od 20 cm).

U nabrojanim studijama učestala je pojava posmičnog loma ploča, što nije slučaj u realnim konstrukcijama gdje obično ne dolazi do posmičnog loma ploča [O.1]. Glavni razlog zbog kojeg ne dolazi do posmičnog loma ploče u realnoj konstrukciji je spriječeno uzdužno širenje ploče (uzdužno tlačno naprezanje u betonu povećava njegovu posmičnu čvrstoću). Mogući razlog učestalog javljanja posmičnog loma je činjenica da su u navedenim studijama ploče testirane na relativno malim rasponima, što nisu realistični rasponi koji se uobičajeno koriste u građevinskoj praksi za navedene ploče (u studiji [B.14]

testni raspon 3.3 m, u [W.4] 5.2-6.3 m, u [A.6] 6.0 m, te u [D.5] 3.0 m). Kako bi se dobili isti uvjeti opterećenja na realnim rasponima, kod malih raspona se vanjsko opterećenje mora povećavati, što za posljedicu ima istu vrijednost momenta savijanja u polovici raspona ploče, ali nerealistično veliku vrijednost poprečne sile na ležaju, gdje se najčešće i događa lom u provedenim studijama.

Iz navedenog se može zaključiti da većina eksperimentalnih studija nije provedena na pločama s realnim ispitnim rasponom, što je kao posljedicu moglo imati netočne zaključke o otkazivanju nosivosti ploča pri djelovanju visokih temperatura.

Zbog toga, mišljenje je autora ovog rada kako ponašanje ploča na realnim rasponima nije dovoljno razjašnjeno u dosadašnjim istraživanjima. U skladu s tim, u ovom je radu provedeno ispitivanje prednapete šuplje ploče pri djelovanju visokih temperatura na realnom rasponu (≥ 8.0 m) što je, prema mišljenju autora, jedini pravilni postupak praćenja ponašanja ovakvog tipa konstrukcije pri djelovanju požara.

Dodatan razlog proučavanja ponašanja prednapetih ploča pri djelovanju požara jest taj da trenutno u svijetu postoji relativno skroman broj pouzdanih numeričkih modela ponašanja prednapetih ploča u požaru [F.3], [M.2], [C.5].

2.7. Hipoteza rada

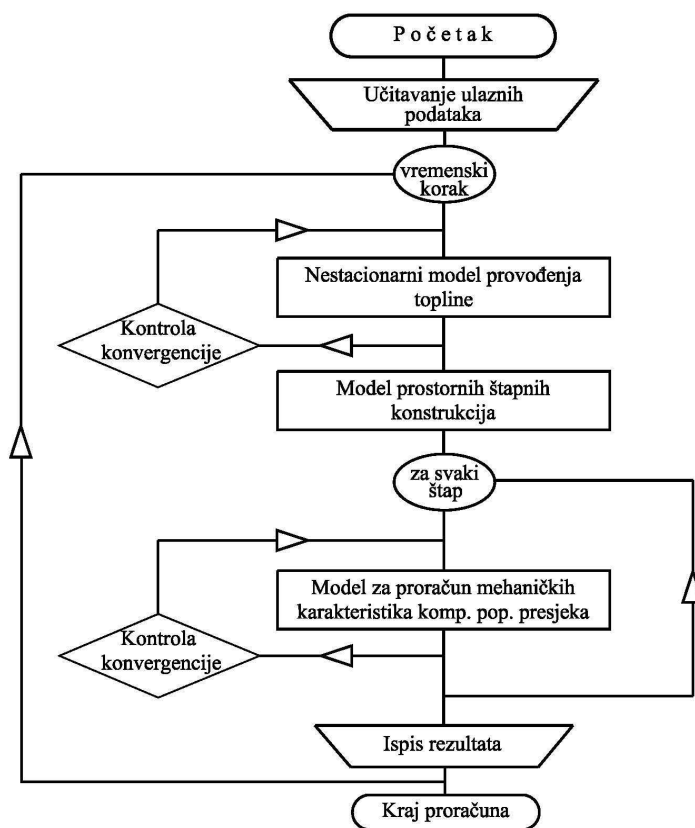
U drugom poglavlju izložen je pregled dosadašnjih istraživanja u području ponašanja čeličnih, betonskih i prednapetih betonskih konstrukcija pri djelovanju požara. S obzirom na provedena eksperimentalna i numerička istraživanja ponašanja čeličnih, betonskih i prednapetih betonskih konstrukcija u požaru, može se zaključiti da trenutno ne postoje dovoljno jednostavni numerički modeli koji bi bili dostatno efikasni za inženjersko modeliranje ponašanja navedenih konstrukcija u požaru.

Jedan od mogućih pravaca stvaranja jednostavnijih numeričkih modela ponašanja betonskih i čeličnih konstrukcija pri djelovanju požara jest razvoj implicitnog postupka za uključivanje puzanja čelika pri visokim temperaturama u numeričkoj analizi, kao i razvoj implicitnog postupka za uključivanje deformacija od puzanja i prolaznih deformacija za beton u numeričkoj analizi. Tim više što suvremene europske norme [E.2], [E.3] sugeriraju primjenu implicitnih postupaka u inženjerskim proračunima ponašanja konstrukcija pri djelovanju požara.

Prema mišljenju autora ovog rada, implementacija 3D modela provođenja topline dala bi odgovor na većinu ovdje postavljenih pitanja (preciznija predviđanja temperaturnog polja

u konstrukciji, a time i realnije predviđanje degradacije mehaničkih karakteristika konstrukcije).

Sukladno navedenom, ideja ovog rada jest razvoj pouzdanog i za inženjersku praksu prihvatljivog numeričkog modela ponašanja čeličnih i betonskih konstrukcija pri djelovanju požara (crtež 2.2.). Novi numerički model testirao bi se na postojećoj studiji ponašanja čeličnih elemenata pri djelovanju visokih temperatura [B.2] te bi se u okviru ovog rada obavila i eksperimentalna istraživanja prednapetih betonskih konstrukcija u požaru, koja bi se provela u skladu s autorovim zaključcima izloženim u poglavljima 2.4.2, 2.4.7 i 2.6.



Crtež 2.2. Dijagram toka predloženog numeričkog modela

3. MODELIRANJE STACIONARNOG I NESTACIONARNOG PROVOĐENJA TOPLINE

3.1. Uvod

Proračun temperaturnog polja u nosivoj konstrukciji, koje je nastalo kao posljedica djelovanja toplinskog toka od visokih temperatura, predstavlja prvi korak u određivanju ponašanja nosivih konstrukcija pri djelovanju požara. O vrijednosti temperature u konstrukciji ovisi razina degradacije mehaničkih svojstava nosive konstrukcije, kao i dodatne deformacije u materijalu (koje povećavaju deformabilnost konstrukcije i smanjuju njen kapacitet nosivosti). Stoga, kvalitetan i pouzdan proračun temperatura u konstrukciji predstavlja osnovni preduvjet za precizno numeričko modeliranje ponašanja konstrukcija pri djelovanju požara. U trećem poglavlju bit će prikazana matematička/fizikalna formulacija modela provođenja topline, koja je implementirana u hibridni numerički model ponašanja nosivih konstrukcija pri djelovanju požara. Ujedno će biti izložene i specifičnosti vezane za modeliranje provođenja topline u elementima sa šupljinama. U ovom radu je korišten 3D nestacionarni nelinearni model provođenja topline, što predstavlja najviši stupanj preciznosti u predviđanju temperaturnog polja u nosivoj konstrukciji. Na kraju poglavlja izneseno je nekoliko primjera numeričkog modeliranja provođenja topline i usporedba s

eksperimentalnim rezultatima koji su preuzeti iz studija [B.2] i [T.3]. Numerička studija je provedena kako bi se utvrdila valjanost usvojenih modela toplinskih karakteristika implementiranih u nestacionarni numerički model provođenja topline.

3.2. Zakoni prijenosa topline

Tijekom djelovanja požara, prijenos topline odvija se zbog razlike u temperaturi plina koji okružuje konstrukciju i temperature površine konstrukcije. Općenito, prijenos topline može se definirati preko tri oblika [I.2]:

- provođenjem (kondukcijom),
- strujanjem (konvekcijom),
- zračenjem (radijacijom).

Svaki od navedenih oblika prijenosa topline može se javiti zasebno ili u kombinaciji. Pri djelovanju visokih temperatura, prijenos topline na nosivu konstrukciju se dominantno odvija konvekcijom (dominantan pri nižim temperaturama) te zračenjem (dominantan pri višim temperaturama). U nastavku je izložen kratak opis fizikalnih zakona vezanih za pojedini oblik prijenosa topline.

3.2.1. Kondukcija

Kondukcija je oblik prijenosa topline koji je difuzijskog karaktera, odnosno javlja se kad je dio promatranog tijela više zagrijan od ostatka tijela. Titranje molekula tijela oko ravnotežnog položaja ima srednju kinetičku energiju, koja je proporcionalna s temperaturom tijela. Molekule tijela s većom temperaturom imaju veću kinetičku energiju pa brže titraju od molekula tijela koje imaju nižu temperaturu. Kao posljedica titranja molekula dolazi do sudara molekula, pri čemu se titranje prenosi s molekula toplijeg dijela tijela na molekule hladnijeg dijela tijela. Na taj se način intermolekularnim putem vrši prijenos topline sa zagrijanog dijela tijela na hladniji dio tijela. Prijenos topline kondukcijom je vezan za materiju te ovisi o koeficijentu toplinske provodljivosti k materije u kojoj se odvija prijenos topline. Ukoliko se promatra trodimenzionalno tijelo volumena V omeđenog površinom S , tada se prijenos topline kondukcijom definira Fourierovim zakonom provođenja topline:

$$\bar{q} = -\bar{k}\nabla T \quad (3.1)$$

što se može zapisati u obliku komponenti u Kartezijevom koordinatnom sustavu:

$$\begin{Bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \partial T / \partial x \\ \partial T / \partial y \\ \partial T / \partial z \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

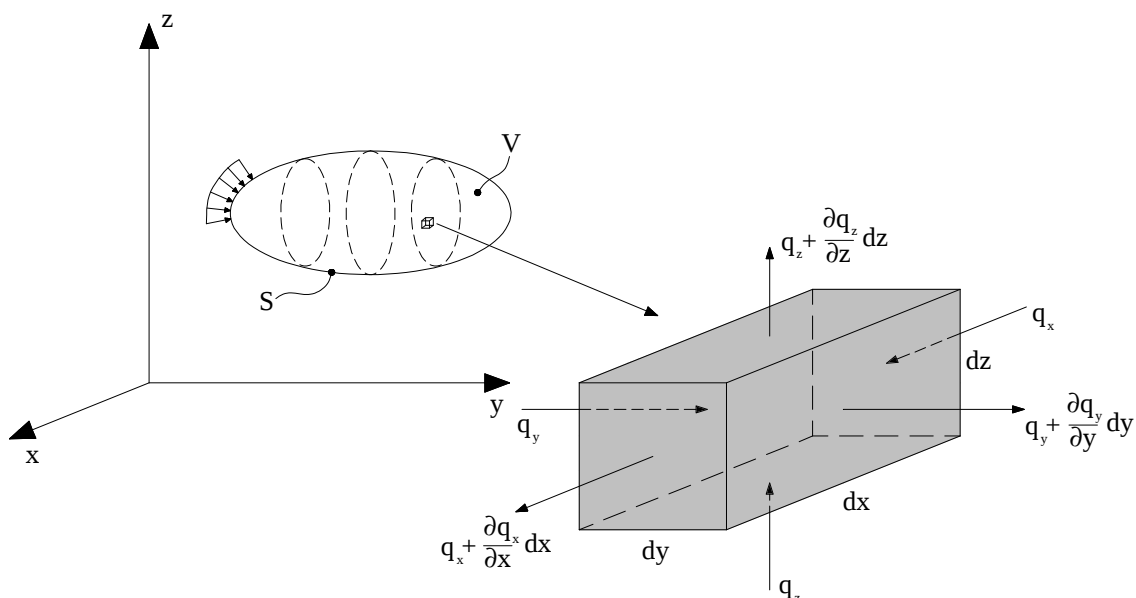
gdje je:

$\vec{q}$ - vektor gustoće toplinskog toka [W/m^2],

$\vec{k}$ - tenzor koeficijenata toplinske provodljivosti [W/mK],

∇T - vektor temperaturnih gradijenata u smjeru osi Kartezijevog koordinatnog sustava.

Na crtežu 3.1. prikazan je diferencijalni volumen za analizu toplinske bilance u tijelu.



Crtež 3.1. Diferencijalni kontrolni volumen za analizu toplinske bilance u tijelu

3.2.2. Konvekcija

Prijenos topline konvekcijom se odvija kao transport topline uzrokovan gibanjem fluida. Zbog uskomešanosti fluida, njegove čestice se kreću iz hladnijih područja u toplija i obrnuto, gdje se hlade ili griju, te na taj način prenose toplinu. Prijenos topline konvekcijom je također vezan za materiju i ovisi o njenom toplinskom kapacitetu. Prijenos topline konvekcijom definiran je Newtonovim zakonom hlađenja:

$$q_k = h(T_t - T_o) \quad (3.3)$$

gdje je:

q_k – konvektivni toplinski tok po jedinici površine [W/m^2],

h – koeficijent prijenosa topline konvekcijom [$\text{W/m}^2\text{K}$],

T_t – temperatura na površini tijela [K],

T_o – temperatura okoline [K].

3.2.3. Radijacija

Prijenos topline radijacijom se odvija preko elektromagnetskih valova različitih valnih duljina. Tijelo koje zrači, emitira ili prima energiju zračenja u sitnim, nedjeljivim djelićima energije, nazvanim kvantima energije. Količina zračene energije najviše ovisi o temperaturi tijela koje emitira energiju, te o temperaturi tijela koje prima energiju. Prijenos topline radijacijom nije vezan za materiju, jer je riječ o valnoj pojavi elektromagnetske prirode, stoga se tok energije ne mora odvijati u smjeru monotonog pada temperature. Općenito, prijenos topline radijacijom definiran je izrazom:

$$q_r = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma (T_o^4 - T_t^4) \quad (3.4)$$

gdje je:

q_r – toplinski tok od zračenja po jedinici površine [W/m^2],

σ – Stefan-Boltzmanova konstanta ($5.667 \cdot 10^{-8}$),

T_t – temperatura na površini tijela [K],

T_o – temperatura okoline [K],

ε_m – emisijski koeficijent površine tijela,

ε_f – emisijski koeficijent izvora radijacije (požara),

Φ – faktor konfiguracije (vidljivosti).

Faktor konfiguracije Φ pokazuje koliki dio energije radijacije, koja dolazi od izvora, prima površina promatranog tijela. Općenito, faktor konfiguracije ovisi o veličini površine koja emitira radijaciju, udaljenosti između površine koja emitira energiju i površine koja prima energiju, te o relativnoj orijentaciji samih površina. Faktor konfiguracije za djelovanje radijacije s površine A_1 na površinu A_2 može se odrediti pomoću izraza:

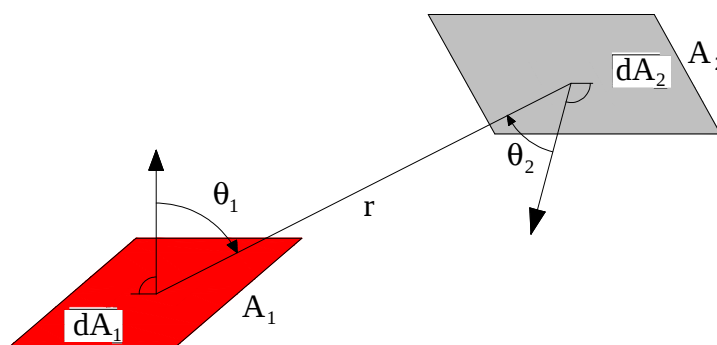
$$\Phi = \frac{1}{A_1} \int_{A_1} \int_{A_2} \frac{\cos \theta_1 \cos \theta_2}{\pi r^2} dA_1 dA_2 \quad (3.5)$$

gdje je:

A_1 – površina koja emitira radijaciju,

A_2 – površina koja prima radijaciju,

r – udaljenost između dviju diferencijalnih površina dA_1 i dA_2 .



Crtež 3.2. Prikaz zračenja s površine A_1 na površinu A_2

Važno je napomenuti da je proračun vrijednosti toplinskog toka od konvekcije i radijacije uslijed djelovanja požara i dalje tema aktualnih istraživanja u znanstvenoj zajednici [G.1], [G.2].

3.3. Diferencijalna jednadžba stacionarnog provođenja topline

Stacionarno provođenje topline predstavlja vremenski neovisan proces prolaza topline kroz promatranu materiju. Stacionarni model provođenja topline može se izraziti diferencijalnom jednadžbom [L.11]:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} + f = 0 \quad i, j = 1, \dots, 3 \quad (3.6)$$

gdje je:

k_{ij} – tenzor koeficijenata toplinske provodljivosti [W/mK],

f – proizvodnja polja [W/m²].

Prijenos topline je u naravi difuzan proces prijelaza topline s toplijeg dijela tijela u hladniji dio tijela. Prvi član diferencijalne jednadžbe predstavlja vektor difuznog toplinskog

toka, dok drugi član predstavlja vektor proizvodnje toplinskog polja. Pri povećanju temperature, materija može prijeći iz jednog agregatnog stanja u drugo. Prilikom tog prijelaza dolazi do oslobađanja topline koja je iskazana u obliku proizvodnje toplinskog polja. Kao što je prethodno navedeno, parametar k predstavlja koeficijent toplinske provodljivosti, koji se može izraziti u obliku tenzora:

$$\bar{\mathbf{k}} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Kad je riječ o uobičajenim građevinskim materijalima kao što su čelik, beton ili drvo, mogu se zanemariti članovi tenzora toplinske provodljivosti van glavne dijagonale matrice, pa se tenzor provodljivosti može napisati u obliku dijagonalne matrice:

$$\bar{\mathbf{k}} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & 0 \\ 0 & 0 & k_{33} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

što predstavlja izotropan materijal u smislu provođenja topline. Najčešće se za modeliranje provođenja topline koristi pretpostavka da je $k_{11}=k_{22}=k_{33}=k$ (homogen i izotropan materijal).

Rješavanjem diferencijalne jednačbe (3.6) dobiva se nepoznato temperaturno polje na području Ω . Provođenje topline tijekom djelovanja požara na konstrukciju nemoguće je opisati kao stacionarni problem provođenja topline, zbog toga što se djelovanje požara događa u okviru nekoliko sati, a stacionarno provođenje topline predstavlja vremenski beskonačan proces pri kojem dolazi do drukčije distribucije temperaturnog polja po području Ω , nego što bi to bio slučaj kod nestacionarnog (vremenski konačnog) procesa provođenja topline.

3.4. Diferencijalna jednačba nestacionarnog provođenja topline

Nestacionarno provođenje topline predstavlja vremenski ovisan proces provođenja topline, u kojem se temperaturno polje nastalo prijenosom topline unutar promatranog područja mijenja u ovisnosti o vremenu. Takvim modelom moguće je opisati proces

provođenja topline za vrijeme djelovanja visokih temperatura (požara) na konstrukciju. Diferencijalna jednadžba koja opisuje takav proces definirana je izrazom:

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} + f \quad i, j = 1, \dots, 3 \quad (3.9)$$

gdje je:

$\rho = \rho(x)$ – gustoća materije [kg/m^3],

$C = C(x, t)$ – specifični toplinski kapacitet [J/kgK],

$k_{ij} = \rho C B_{ij}$ – tenzor koeficijenata toplinske provodljivosti [W/mK],

B_{ij} – tenzor difuzije topline [m^2/s].

Rubni uvjeti potrebni za rješavanje diferencijalne jednadžbe nestacionarnog provođenja topline dijele se na prisilne i prirodne rubne uvjete. Prisilni rubni uvjet jest poznata vrijednost temperature na rubu područja koje promatramo (prisilni rubni uvjeti su vremenski ovisne varijable):

$$T_\Gamma = f(x, t); x \in \Gamma_T \quad (3.10)$$

Prirodni rubni uvjet predstavlja toplinski tok na rubu područja i također je vremenski ovisna varijabla. Općenito se sastoji od:

- konduktivnog toplinskog toka q^p ,
- konvektivnog toplinskog toka q^k ,
- toplinskog toka uslijed zračenja q^r .

$$q_\Gamma(x, t) = q^p_\Gamma(x, t) + q^k_\Gamma(x, t) + q^r_\Gamma(x, t) \quad ; \quad x \in \Gamma_q \quad ; \quad \Gamma_T \cup \Gamma_q = \Gamma \quad (3.11)$$

Općenito, specifični toplinski kapacitet C i koeficijent toplinske provodljivosti k su ovisni o temperaturi materije, zbog čega diferencijalna jednadžba nestacionarnog provođenja topline postaje nelinearna.

Rješenje diferencijalne jednadžbe (3.9) predstavlja vremenski ovisno temperaturno polje na području Ω . Do takvog rješenja dolazi se numeričkim metodama, najčešće primjenom metode konačnih elemenata. Numeričko rješenje jednadžbe (3.9) dobiva se na sljedeći način: prvo se vrši prostorna diskretizacija područja Ω , tj. podjela područja na niz manjih (konačnih) elemenata omeđenih čvorovima. Nakon toga se vrši vremenska diskretizacija (podjela) vremenskog procesa na niz manjih vremenskih inkremenata, u kojima će se vršiti

proces vremenske integracije jednadžbe provođenja topline. Na taj se način iz jednadžbe (3.9) dobiva sustav običnih diferencijalnih jednadžbi, koje se mogu riješiti u svakom od zadanih vremenskih inkremenata.

3.4.1. Nejaka formulacija nestacionarnog provođenja topline

Ukoliko se izvrši diskretizacija područja Ω na niz manjih područja, gdje je svako manje područje omeđeno konačnim elementom, primjenom nejake formulacije na jednadžbu nestacionarnog provođenja topline dobiva se [J.1]:

$$\int_{\Omega} \rho C \frac{\partial T}{\partial t} w d\Omega = \int_{\Omega} \left[\frac{\partial}{\partial x_i} k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} + f \right] w d\Omega \quad i, j = 1, \dots, 3 \quad (3.12)$$

Primjenom Gauss-Green-Ostrogradski poučka na izraz (3.12) dobiva se:

$$\int_{\Omega} \rho C \frac{\partial T}{\partial t} w d\Omega = \int_{\Gamma} w k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} n_i d\Gamma - \int_{\Omega} k_{ij} \frac{\partial w}{\partial x_i} \frac{\partial T}{\partial x_j} d\Omega + \int_{\Omega} w f d\Omega \quad i, j = 1, \dots, 3 \quad (3.13)$$

Jednadžba (3.13) predstavlja nejaku formulaciju provođenja topline, gdje je Γ krivulja koja omeđuje rub područja Ω , a n_i normala na krivulju Γ . Da bi se riješila jednadžba (3.13), potrebno je izvršiti prostornu i vremensku diskretizaciju područja Ω .

3.4.1.1. Formulacija jednadžbe provođenja topline primjenom metode konačnih elemenata (prostorna diskretizacija)

Primjenom metode konačnih elemenata vrši se diskretizacija područja Ω na manje konačne elemente, na način da se u čvorovima konačnih elemenata dobivaju približne vrijednosti rješenja diferencijalne jednadžbe (3.9), odnosno da se rješenje diferencijalne jednadžbe aproksimira u obliku:

$$T(x, t) = T_m(t) \varphi_m(x) \quad ; \quad m = 1, \dots, p \quad (3.14)$$

gdje je:

p – ukupan broj čvorova u prostornoj diskretizaciji.

Korištenjem Galjerkinove metode (metoda koja za bazu test prostora uzima istu bazu kao i za približno rješenje):

$$w = \varphi_n(x) \quad ; \quad n = 1, \dots, p \quad (3.15)$$

te uvođenjem izraza (3.14) i (3.15) u izraz (3.13), dobiva se sustav od p običnih diferencijalnih jednadžbi:

$$\frac{\partial T_m}{\partial t} \int_{\Omega} \rho C \varphi_m \varphi_n d\Omega = \int_{\Gamma} \varphi_n q d\Gamma - T_m \int_{\Omega} k_{ij} \frac{\partial \varphi_m}{\partial x_j} \frac{\partial \varphi_n}{\partial x_i} d\Omega + \int_{\Omega} \varphi_n f d\Omega \quad i, j = 1, 2, 3 \quad ; \quad m, n = 1, \dots, p \quad (3.16)$$

Izraz (3.16) može se napisati u obliku:

$$C_{mn} \frac{dT_m}{dt} + K_{mn} T_m = F_n + Q_n \quad ; \quad m, n = 1, \dots, p \quad (3.17)$$

gdje je:

$$C_{mn} = \int_{\Omega} \rho C \varphi_m \varphi_n d\Omega \quad (3.18)$$

$$K_{mn} = \int_{\Omega} k_{ij} \frac{\partial \varphi_m}{\partial x_j} \frac{\partial \varphi_n}{\partial x_i} d\Omega \quad (3.19)$$

$$F_n = \int_{\Omega} \varphi_n f d\Omega \quad (3.20)$$

$$Q_n = \int_{\Gamma} \varphi_n q d\Gamma \quad (3.21)$$

$$i, j = 1, \dots, 3 \quad ; \quad m, n = 1, \dots, p$$

Matrica C naziva se kapacitivnom matricom, K matrica provođenja, F vektor toplinskog opterećenja, a Q vektor toplinskog dotoka. Diskretni sustav jednadžbi prikazan izrazom (3.17) može se napisati za svaki konačni element, sa svojim rubnim uvjetima, te uvrštavanjem oblikovnih funkcija konačnog elementa u integralne izraze slijedi:

$$C_{mn}^e \frac{dT_m}{dt} + K_{mn}^e T_m = F_n^e + Q_n^e \quad ; \quad m, n = 1, \dots, p \quad (3.22)$$

Sukladno tome, možemo napisati:

$$C_{mn} = \int_{\Omega} \rho C \Psi_m \Psi_n d\Omega \quad (3.23)$$

$$K_{mn} = \int_{\Omega} k_{ij} \frac{\partial \Psi_m}{\partial x_j} \frac{\partial \Psi_n}{\partial x_i} d\Omega \quad (3.24)$$

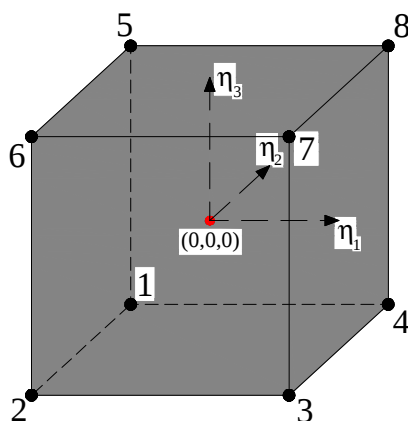
$$F_n = \int_{\Omega} \Psi_n f d\Omega \quad (3.25)$$

$$Q_n = \int_{\Gamma} \Psi_n q d\Gamma \quad (3.26)$$

$$i, j = 1, \dots, 3 ; m, n = 1, \dots, p$$

gdje su Ψ_m i Ψ_n oblikovne funkcije konačnog elementa.

Rješenje navedenih integrala po svakom konačnom elementu dobiva se odabirom odgovarajućeg tipa konačnog elementa, s pripadajućim oblikovnim funkcijama. U ovom radu korišteni su 8-čvorni konačni elementi, odnosno Lagrangeovi izoparametarski kuboidi. Prikaz izoparametarskog kuboida izložen je na crtežu 3.3.



Crtež 3.3. Osmeročvorni kuboidni konačni element

Oblikovne funkcije kuboidnog konačnog elementa za svaki čvor dane su preko izraza [R.3]:

$$\{\Psi\} = \frac{1}{8} \begin{Bmatrix} (1-\eta_1)(1-\eta_2)(1-\eta_3) \\ (1+\eta_1)(1-\eta_2)(1-\eta_3) \\ (1+\eta_1)(1+\eta_2)(1-\eta_3) \\ (1-\eta_1)(1+\eta_2)(1-\eta_3) \\ (1-\eta_1)(1-\eta_2)(1+\eta_3) \\ (1+\eta_1)(1-\eta_2)(1+\eta_3) \\ (1+\eta_1)(1+\eta_2)(1+\eta_3) \\ (1-\eta_1)(1+\eta_2)(1+\eta_3) \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

Rješenja integrala (3.23)-(3.26) dobivaju se Gaussovom numeričkom integracijom preko transformacije s područja integracije Ω na područje $\bar{\Omega}$, koje je definirano konačnim elementom s jediničnim stranicama (crtež 3.3).

3.4.1.2. Numerička integracija

Ako se sa $(x_1, x_2, x_3) = (x, y, z)$ označe koordinate u području Ω , a s (η_1, η_2, η_3) koordinate u području $\bar{\Omega}$, tada je transformacija između područja Ω i $\bar{\Omega}$ definirana sljedećim izrazima:

$$\begin{aligned} x &= \sum_{i=1}^8 x_i^e \psi_i^e(\eta_1, \eta_2, \eta_3) \\ y &= \sum_{i=1}^8 y_i^e \psi_i^e(\eta_1, \eta_2, \eta_3) \\ z &= \sum_{i=1}^8 z_i^e \psi_i^e(\eta_1, \eta_2, \eta_3) \end{aligned} \quad (3.28)$$

gdje su ψ_i^e oblikovne funkcije definirane za svaki čvor konačnog elementa, a x_i^e, y_i^e, z_i^e koordinate točaka čvorova konačnog elementa u području $\bar{\Omega}$. Parcijalne derivacije oblikovnih funkcija konačnog elementa po osima η_i mogu se prikazati pomoću izraza:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial \psi_i}{\partial \eta_1} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial \eta_2} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial \eta_3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \eta_1} & \frac{\partial y}{\partial \eta_1} & \frac{\partial z}{\partial \eta_1} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta_2} & \frac{\partial y}{\partial \eta_2} & \frac{\partial z}{\partial \eta_2} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta_3} & \frac{\partial y}{\partial \eta_3} & \frac{\partial z}{\partial \eta_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \psi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial y} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} & J_{13} \\ J_{21} & J_{22} & J_{23} \\ J_{31} & J_{32} & J_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \psi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial y} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

gdje je $[J]$ Jacobian matrica transformacije. Iz navedene transformacije dobivaju se parcijalne derivacije oblikovnih funkcija po osima x, y, z :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial \psi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial y} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11}^* & J_{12}^* & J_{13}^* \\ J_{21}^* & J_{22}^* & J_{23}^* \\ J_{31}^* & J_{32}^* & J_{33}^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \psi_i}{\partial \eta_1} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial \eta_2} \\ \frac{\partial \psi_i}{\partial \eta_3} \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

gdje je $[J^*]$ inverzna matrica Jacobian matrice. Uz definiranje diferencijalnog elementarnog volumena preko:

$$d\Omega = dx dy dz = |[J]| d\eta_1 d\eta_2 d\eta_3 \quad (3.31)$$

integrali (3.23)-(3.26) mogu se napisati u općem obliku:

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 F(\eta_1, \eta_2, \eta_3) d\eta_1 d\eta_2 d\eta_3 \approx \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^P F(\eta_i, \eta_j, \eta_k) w_i w_j w_k \quad (3.32)$$

gdje je $M=N=P=3$, a w_i , w_j i w_k težinski faktori definirani za odabrani raspored i broj Gaussovih točaka.

3.4.1.3. Integracija jednadžbi diskretnog sustava (vremenska diskretizacija)

Rješenje sustava nelinearnih običnih diferencijalnih jednadžbi (3.17) traži se integracijom jednadžbi između dvaju susjednih vremenskih stanja, za srazmjerno mali vremenski interval Δt . Temperature na početku vremenskog intervala su poznate i koriste se za izračunavanje temperatura na kraju vremenskog intervala, tj. u trenutku $t + \Delta t$. Primjenom mješovitog postupka integracije na sustav jednadžbi (3.17) dobiva se [J.1]:

$$C_{mn}(T_m^{t+\Delta t} - T_m^t) + (1 - \Theta)\Delta t(K_{mn}T_m^t - F_n^t - Q_n^t) + \Theta\Delta t(K_{mn}T_m^{t+\Delta t} - F_n^{t+\Delta t} - Q_n^{t+\Delta t}) = 0 \quad (3.33)$$

gdje je:

- T_m^t – poznata vrijednost temperature na početku vremenskog intervala,
- $T_m^{t+\Delta t}$ – nepoznata vrijednost temperature na kraju vremenskog intervala,
- Θ – interpolacijski parametar,
- $F_n^{t+\Delta t}$ – vektor proizvodnje polja na kraju vremenskog intervala,
- $Q_n^{t+\Delta t}$ – vektor rubnog toplinskog toka na kraju vremenskog intervala,
- Δt – vremenski korak.

Vrijednost interpolacijskog parametra Θ kreće se u granicama $0 \leq \Theta \leq 1$. Odabirom vrijednosti $\Theta = 0$, postupak izračunavanja nepoznatih temperatura na kraju vremenskog intervala postaje eksplicitan jer je određen pomoću poznatih vrijednosti (Eulerova eksplicitna metoda). Za vrijednost $\Theta = 1$, nepoznata vrijednost temperature na kraju intervala određena je implicitno, odnosno, potrebno je riješiti sustav običnih diferencijalnih jednadžbi kako bi se dobila vrijednost temperatura na kraju vremenskog intervala.

Općenito, o odabiru vrijednosti parametra Θ i izboru veličine vremenskog koraka Δt ovisi i konvergencija (stabilnost) približnog rješenja na kraju vremenskog intervala. Za vrijednosti $\Theta \geq 0.5$, postupak integracije jednadžbi (3.33) se smatra bezuvjetno stabilnim uz odabir dovoljno malog vremenskog koraka Δt [J.1]. Sustav jednadžbi (3.33) postaje rješiv za

svaki vremenski interval Δt tek nakon što se uvrste prisilni rubni uvjeti, tj. poznate čvorne vrijednosti temperatura na kraju vremenskog intervala, za jedan ili više diskretnih čvorova.

3.4.1.4. Nelinearni model provođenja topline

Problem nestacionarnog provođenja topline je nelinearan zbog sljedeće činjenice: specifični toplinski kapacitet i koeficijent toplinske provodljivosti materijala ovisni su o temperaturi. U skladu s tim, unutar svakog koraka vremenske integracije (proračuna vrijednosti temperatura na kraju vremenskog intervala $T_m^{t+\Delta t}$) provodi se iterativni postupak određivanja vrijednosti $T_m^{t+\Delta t}$, u kojem se ponovno proračunava kapacitivna matrica i matrica provođenja topline u ovisnosti o temperaturi $T_m^{t+\Delta t}$. Iterativni postupak određivanja vrijednosti $T_m^{t+\Delta t}$ započinje tako da se za prvi iteracijski korak unutar vremenskog inkrementa Δt pretpostavlja jednakost $T_m^{t+\Delta t} = T_m^t$, nakon čega se računa nova vrijednost temperature na kraju vremenskog intervala, sve dok nije zadovoljen uvjet:

$$\frac{\|T_m^{t+\Delta t} - T_m^t\|}{\|T_m^{t+\Delta t}\|} \leq \mu_p ; m = 1, \dots, p \quad (3.34)$$

gdje je μ_p norma odstupanja.

3.4.1.5. Modeliranje promjena u fazi materije

Prilikom prelaska iz jednog faznog stanja materije u drugo, u materiji dolazi do oslobađanja dodatne količine topline, koja se definira kao latentna toplina. Dodatno oslobađanje topline uzima se u obzir preko modifikacije specifičnog toplinskog kapaciteta materije, koristeći izraz [R.3]:

$$C^*(T) = C(T) + L\delta^*(T - T_t, \Delta T) \quad (3.35)$$

gdje je:

C^* – efektivni specifični toplinski kapacitet,

C – normalni specifični toplinski kapacitet,

L – latentna toplina koja ovisi o vrsti prijelazne faze i materijalu,

δ^* – Diracova delta funkcija,

T_t – temperatura prijelaza faze.

Funkcija δ^* je definirana u intervalu ΔT , koji se nalazi u okolini temperature T_i . Interval ΔT označava temperaturni prijelaz između dva susjedna fazna stanja.

3.5. Određivanje toplinskog toka u čeličnim i betonskim konstrukcijama pri djelovanju požara

U pravilu, djelovanje visokih temperatura na nosive konstrukcije sadržano je u toplinskom toku od konvekcije i radijacije. Distribucija temperatura uslijed tog toka određuje se rješavanjem nestacionarne nelinearne jednadžbe provođenja topline numeričkim metodama primjenom metode konačnih elemenata, kako je i opisano u poglavlju 3.4. U nastavku ovog rada bit će opisani odabrani modeli za proračun toplinskog toka, koji su implementirani u 3D nestacionarni nelinearni model provođenja topline.

3.5.1. Model 1 toplinskog toka

Model 1 za proračun toplinskog toka od konvekcije i radijacije prikazan je preko jednadžbe (3.36):

$$q_{\text{net}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) + \Phi \varepsilon_{\text{res}} \sigma (\theta_g^4 - \theta_m^4) \quad (3.36)$$

gdje je:

q_{net} – toplinski tok na površini elementa [W/m^2],

α_c – koeficijent konvekcije [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$],

Φ – faktor konfiguracije,

ε_{res} – rezultatni faktor emisije između elementa i požara,

σ – Stephan - Boltzmannova konstanta ($=5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/\text{m}^2\text{K}^4$),

θ_g – temperatura plina u okolini elementa [$^{\circ}\text{C}$],

θ_m – temperatura površine elementa [$^{\circ}\text{C}$].

Rezultatni faktor emisije ε_{res} može se odrediti pomoću izraza:

$$\varepsilon_{\text{res}} = \frac{1}{1/\varepsilon_m + 1/\varepsilon_f - 1} \quad (3.37)$$

Koeficijent konvekcije prema [E.1] može se uzeti u intervalu 25-50 $\text{W}/\text{m}^2\text{K}$. Kod požarnih testova, velike razlike u realnim vrijednostima parametra α_c postoje zbog toga što

koeficijent konvekcije ovisi o toplinskim karakteristikama i zapremninskoj težini materijala od kojeg je peć izrađena, što upućuje na činjenicu da toplinski tok na ispitivani element u požarnom testu uvelike ovisi o parametrima izrade peći [C.6]. Faktor konfiguracije Φ obično se uzima s konzervativnom vrijednosti $\Phi = 1.0$, što je slučaj kad je element potpuno izložen požaru. Rezultantni faktor emisije ϵ_{res} uzima se s vrijednošću u intervalu 0.5-0.8, u ovisnosti o karakteristikama peći. Model 1 toplinskog toka je kombinacija linearnog toplinskog toka od konvekcije i eksponencijalnog toka od radijacije, u ovisnosti o temperaturi. Takav model najčešće se koristi za proračun toplinskog toka za čelične konstrukcije [K.3], [K.4], [R.2].

3.5.2. Model 2 toplinskog toka

Model 2 za proračun toplinskog toka očituje se izrazom:

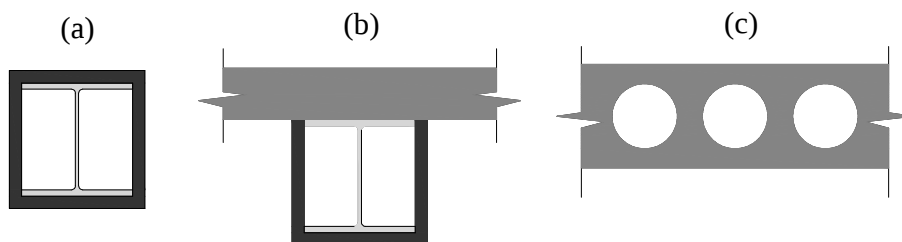
$$q_{\text{net}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m)^\gamma + \Phi \epsilon_{\text{res}} \sigma (\theta_g^4 - \theta_m^4) \quad (3.38)$$

gdje je γ – koeficijent snage toplinskog toka od konvekcije.

Model 2 toplinskog toka je sličan modelu 1, gdje razlika postoji samo u proračunu toplinskog toka od konvekcije. U ovom modelu α_c uzima se $\alpha_c = 1.0$ i $\gamma = 1.33$ za površinu elementa koja je izložena požaru. Za površine koje nisu direktno izložene požaru, uzima se kombinacija parametara $\alpha_c = 2.2$, $\gamma = 1.25$ [S.5]. Model 2 toplinskog toka sadrži eksponencijalni zakon za proračun toplinskog toka od konvekcije, koji je prikladan za proračun toplinskog toka za betonske konstrukcije [S.5].

3.5.3. Proračun toplinskog toka u elementima sa šupljinama

Pri djelovanju visokih temperatura, u elementima koji sadrže šupljine javlja se dodatni toplinski tok od konvekcije i zračenja. Uslijed zagrijavanja, zrak koji je zarobljen u šupljini, počinje se gibati i pritom djeluje kao izvor topline. Na taj se način dodatno zagrijava površina šupljine zbog djelovanja toplinskog toka od konvekcije. Zračenje u šupljinama postoji samo između površina koje međusobno zatvaraju kut manji od 180°. Pritom svaka površina emitira određenu količinu zračenja prema površini šupljine koja joj je "vidljiva". U konačnici, dodatni toplinski tok na unutrašnje površine šupljine rezultira dodatnim povećanjem temperature u elementu, koje postaje značajnije pri dužem izlaganju visokim temperaturama [S.5]. Na crtežu 3.4. prikazani su pojedini slučajevi elemenata sa šupljinama.



Crtež 3.4. Elementi sa šupljinama – (a) zaštićeni stup; (b) zaštićeni spregnuti element; (c) šuplja ploča

U nastavku ovog rada bit će prikazan princip proračuna toplinskog toka od konvekcije i zračenja u šupljinama, koji je implementiran u razvijeni 3D model provođenja topline.

3.5.3.1. Toplinski tok od konvekcije u šupljinama

Izraz za proračun toplinskog toka od konvekcije u elementu sa šupljinama je sljedeći:

$$q_{\text{kon}} = \alpha_c (\theta_{\text{pov}} - \theta_{\text{zrak}})^{\gamma} \quad (3.39)$$

gdje je:

θ_{pov} – temperatura površine koja okružuje šupljinu [$^{\circ}\text{C}$],

θ_{zrak} – temperatura zraka [$^{\circ}\text{C}$].

Pretpostavlja se da je temperatura zraka u šupljini uniformna te da ne postoji otjecanje i dotjecanje zraka u šupljinu. Nadalje, pretpostavlja se da svaka diskretna površina koja tvori šupljinu ima uniformnu temperaturu. Iz uvjeta da ukupna toplina koju prima zrak od površina šupljine mora biti jednaka nuli u svakom trenutku, kako bi bio zadovoljen zakon očuvanja energije, jednadžba (3.39), za slučaj diskretizacije s konačnim brojem površina, može se napisati u obliku:

$$\sum_{i=1}^N \alpha_{ci} A_i (\theta_i - \theta_{\text{zrak}})^{\gamma} = 0 \quad (3.40)$$

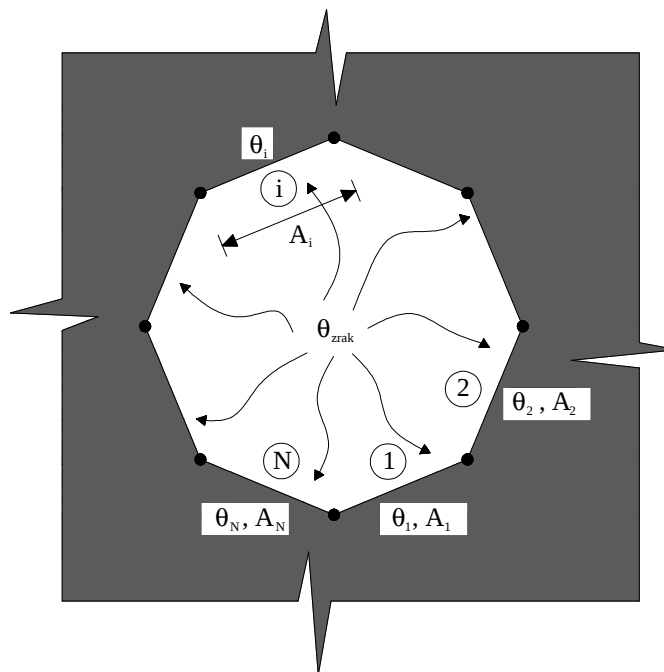
gdje je:

θ_i – temperatura površine i [$^{\circ}\text{C}$],

α_{ci} – koeficijent konvekcije površine i [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$],

N – ukupan broj diskretnih površina,

A_i – ploština površine i [m^2].



Crtež 3.5. Diskretizacija šupljine s konačnim brojem površina

Temperatura zraka u šupljini θ_{zrak} određuje se iz jednačbe (3.40) iterativnim postupkom, kao rješenje jednačbe:

$$\theta_{\text{zrak}}^{j+1} = \frac{\sum_{i=1}^N \alpha_{ci} A_i \theta_i (\theta_i - \theta_{\text{zrak}}^j)^{\gamma-1}}{\sum_{i=1}^N \alpha_{ci} A_i (\theta_i - \theta_{\text{zrak}}^j)^{\gamma-1}} \quad (3.41)$$

gdje je:

$\theta_{\text{zrak}}^{j+1}$ – vrijednost temperature zraka u $j+1$ iteraciji [$^{\circ}\text{C}$],

θ_{zrak}^j – vrijednost temperature zraka u j iteraciji [$^{\circ}\text{C}$].

Postupak iteracije ponavlja se sve dok nije zadovoljen uvjet:

$$\frac{|\theta_{\text{zrak}}^{j+1} - \theta_{\text{zrak}}^j|}{|\theta_{\text{zrak}}^{j+1} + \theta_{\text{zrak}}^j|} < \mu_p \quad (3.42)$$

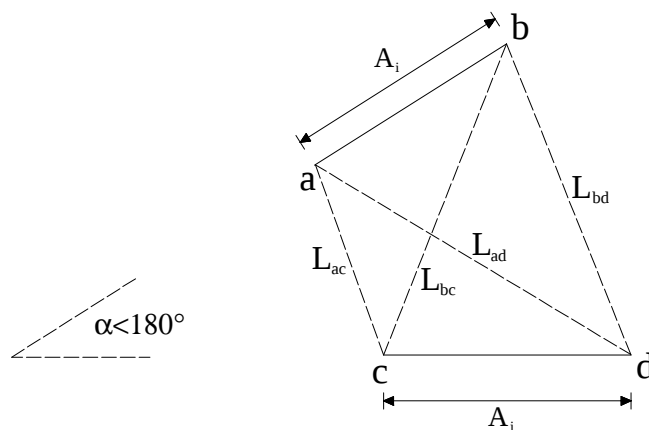
gdje je μ_p norma odstupanja.

Radi jednostavnosti proračuna, pretpostavlja se jedinstveni faktor konvekcije α_{ci} za sve površine šupljine. Za površine šupljina u ovom radu je korištena kombinacija parametara faktora $\alpha_c = 1.6$ te $\gamma = 1.33$ [S.5]. Temperatura pojedine površine θ_i određuje se kao srednja vrijednost temperature u čvorovima koji omeđuju pojedinu površinu šupljine.

3.5.3.2. Toplinski tok od radijacije u šuplinama

Pretpostavlja se da je temperatura pojedine površine uniformna pri proračunu toplinskog toka. Toplinski tok od zračenja, koji s jedne površine šupljine dolazi na drugu, ovisi o faktoru vidljivosti F_{ij} između dvije površine koji se određuje prema Hottelovoj metodi [H.5]:

$$F_{ij} = \frac{L_{ad} + L_{bc} - L_{ac} - L_{bd}}{2 \cdot A_j} \quad (3.43)$$



Crtež 3.6. Određivanje faktora vidljivosti F_{ij} između dvije površine

Toplinski tok od zračenja na pojedine površine šupljine određuje se iz sustava jednačbi [S.6]:

$$\sum_{j=1}^N \left(\frac{\delta_{ij}}{\epsilon_j} - F_{ij} \frac{1 - \epsilon_j}{\epsilon_j} \right) \frac{q_{\text{rad},j}}{A_j} = \sum_{j=1}^N (F_{ij} - \delta_{ij}) \sigma T_j^4 \quad ; \quad i = 1, \dots, N \quad (3.44)$$

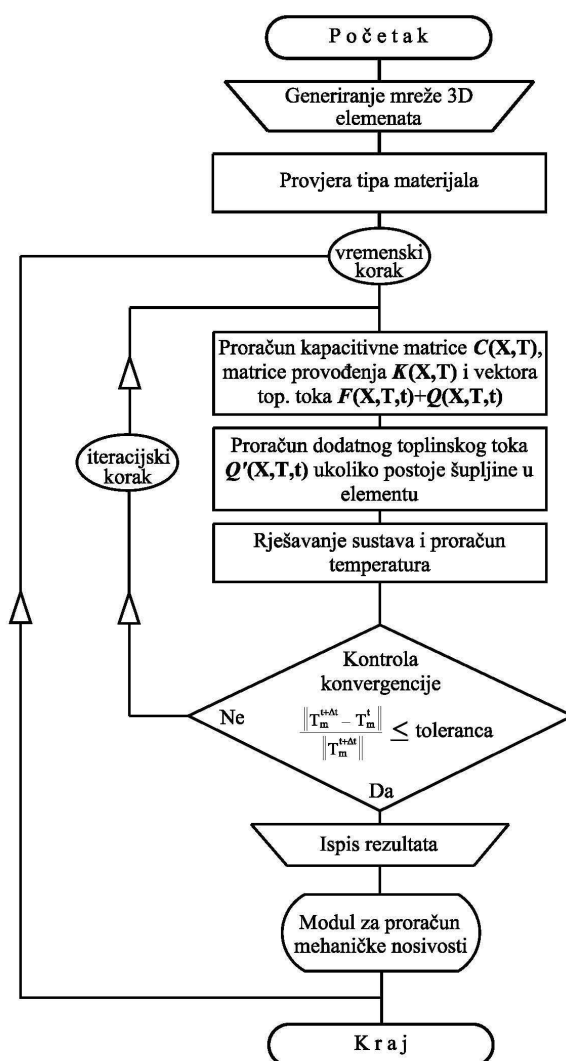
gdje je:

- N – ukupan broj diskretnih površina,
- ϵ_j – faktor emisije površine j ,
- F_{ij} – faktor vidljivosti za površine i i j ,
- δ_{ij} – Kroneckerov delta simbol,
- A_j – ploština površine j ,
- T_j – temperatura površine j ,
- $q_{\text{rad},j}$ – toplinski tok od radijacije na površinu j .

Izraz (3.44) predstavlja zatvoreni sustav jednažbi po nepoznicama $q_{\text{rad},j}$. Radi jednostavnosti proračuna, pretpostavlja se jedinstveni faktor emisije ε_j za sve površine, tj. $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \dots = \varepsilon_N$.

3.6. Dijagram toka modela provođenja topline

Na crtežu 3.7. prikazan je dijagram toka 3D nestacionarnog nelinearnog modela provođenja topline. Unutar pojedinog vremenskog koraka Δt , vrši se iterativni postupak proračuna temperatura, sve dok nije zadovoljen kriterij konvergencije izražen jednažbom (3.34). Ukoliko je konvergencija postignuta, dobivene temperature "prosljeđuju" se modulu za proračun mehaničke nosivosti, koji je detaljno opisan u četvrtom poglavlju ovog rada.



Crtež 3.7. Dijagram toka za nestacionarni nelinearni model provođenja topline

3.7. Verifikacija toplinskih karakteristika za modeliranje provođenja topline

U studijama [B.2] i [T.3], koje su korištene za testiranje razvijenog hibridnog numeričkog modela ponašanja konstrukcija pri djelovanju požara, toplinske karakteristike materijala nisu eksperimentalno određene. Zbog toga su usvojeni modeli toplinskih karakteristika za čelik i beton iz studija [E.2] i [E.3]. Kako bi se testirala preciznost usvojenih modela toplinskih karakteristika, u nastavku ovog rada bit će prikazani rezultati numeričke studije u kojoj su usvojeni modeli testirani na nekoliko slučajeva zagrijavanja.

3.7.1. Toplinske karakteristike za čelik

Za modeliranje provođenja topline u čeličnim konstrukcijama, korišteni su modeli specifičnog toplinskog kapaciteta i toplinske provodljivosti iz [E.2]. Model za specifični toplinski kapacitet c_a dan je izrazima:

- za $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$:

$$c_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2.22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \text{ [J/kgK]} \quad (3.45)$$

- za $600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$:

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \text{ [J/kgK]} \quad (3.46)$$

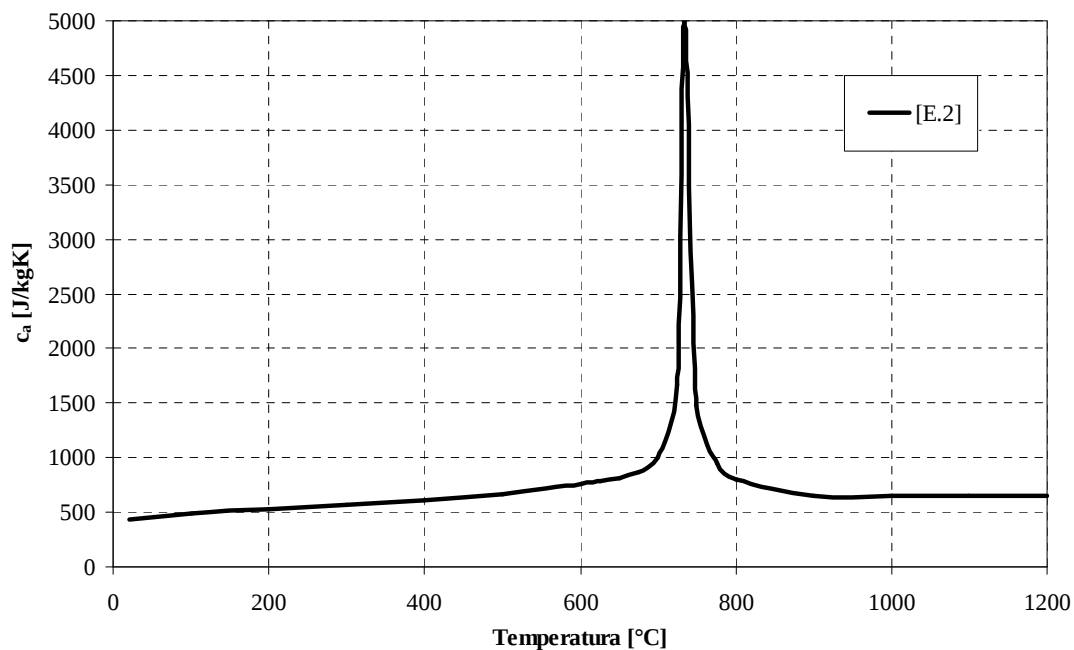
- za $735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$:

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ [J/kgK]} \quad (3.47)$$

- za $900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$c_a = 650 \text{ [J/kgK]} \quad (3.48)$$

Grafički prikaz modela specifičnog toplinskog kapaciteta izložen je na grafikonu 3.1.



Grafikon 3.1. Model specifičnog toplinskog kapaciteta za čelik

Model za koeficijent toplinske provodljivosti λ_a sadržan je u izrazima:

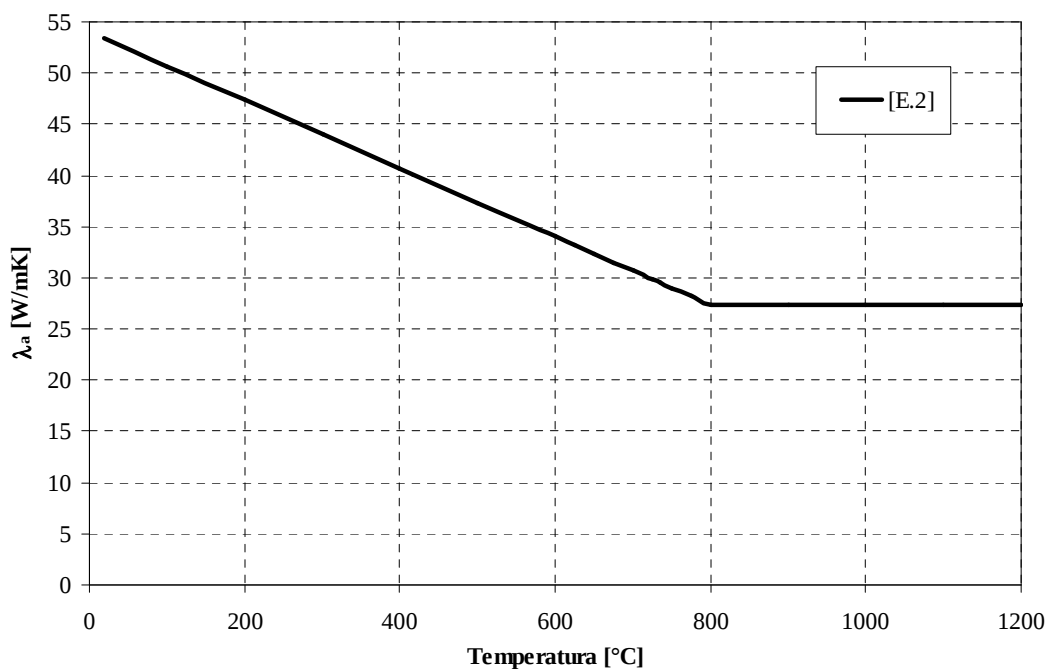
- za $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C}$:

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \theta_a \text{ [W/mK]} \quad (3.49)$$

- za $800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$\lambda_a = 27.3 \text{ [W/mK]} \quad (3.50)$$

Grafički prikaz modela koeficijenta toplinske provodljivosti izložen je na grafikonu 3.2.



Grafikon 3.2. Model koeficijenta toplinske provodljivosti za čelik

3.7.2. Toplinske karakteristike za beton

Za modeliranje provođenja topline u betonskim konstrukcijama, korišteni su modeli specifičnog toplinskog kapaciteta i toplinske provodljivosti iz [E.3]. Model za specifični toplinski kapacitet c_p sadržan je u izrazima:

- za $20^\circ\text{C} \leq \theta_c < 100^\circ\text{C}$:

$$c_p = 900 \text{ [J/kgK]} \quad (3.51)$$

- za $100^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 200^\circ\text{C}$:

$$c_p = 900 + (\theta_c - 100) \text{ [J/kgK]} \quad (3.52)$$

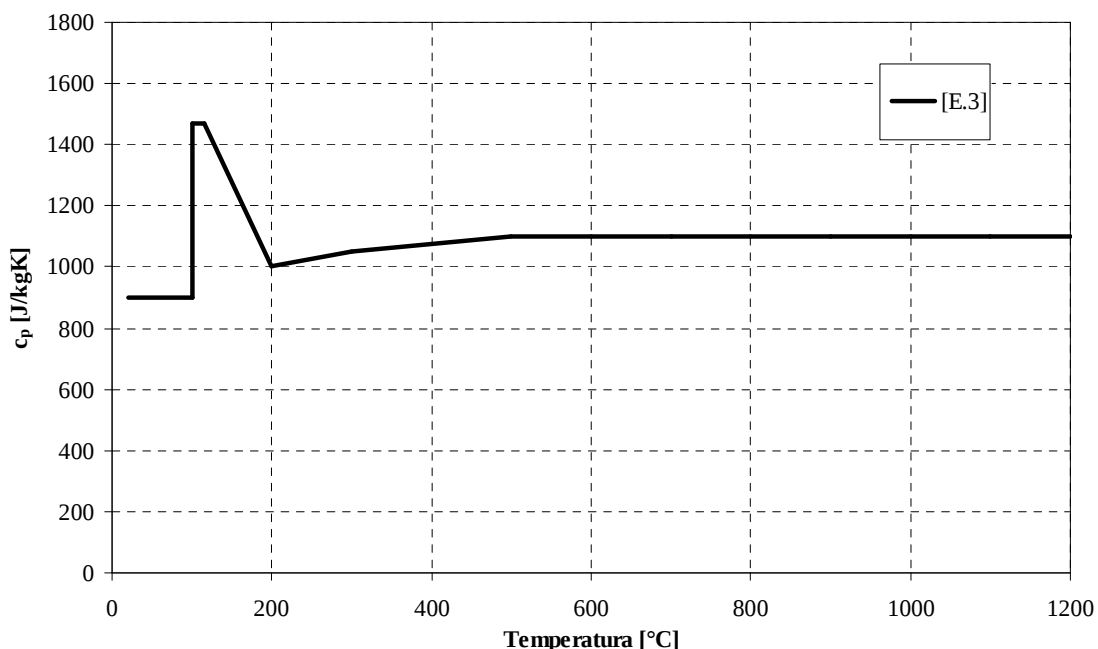
- za $200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$:

$$c_p = 1000 + (\theta_c - 200) / 2 \text{ [J/kgK]} \quad (3.53)$$

- za $400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$c_p = 1100 \text{ [J/kgK]} \quad (3.54)$$

S obzirom na činjenicu da prisutnost slobodne vode utječe na vrijednosti specifičnog toplinskog kapaciteta, model je modificiran na način da za temperature između 100-115°C postoji skok u vrijednosti $c_p=1470$ J/kgK, što odgovara udjelu vlage u masi betona od 1.5%. Modificirani model je prikazan na grafikonu 3.3.



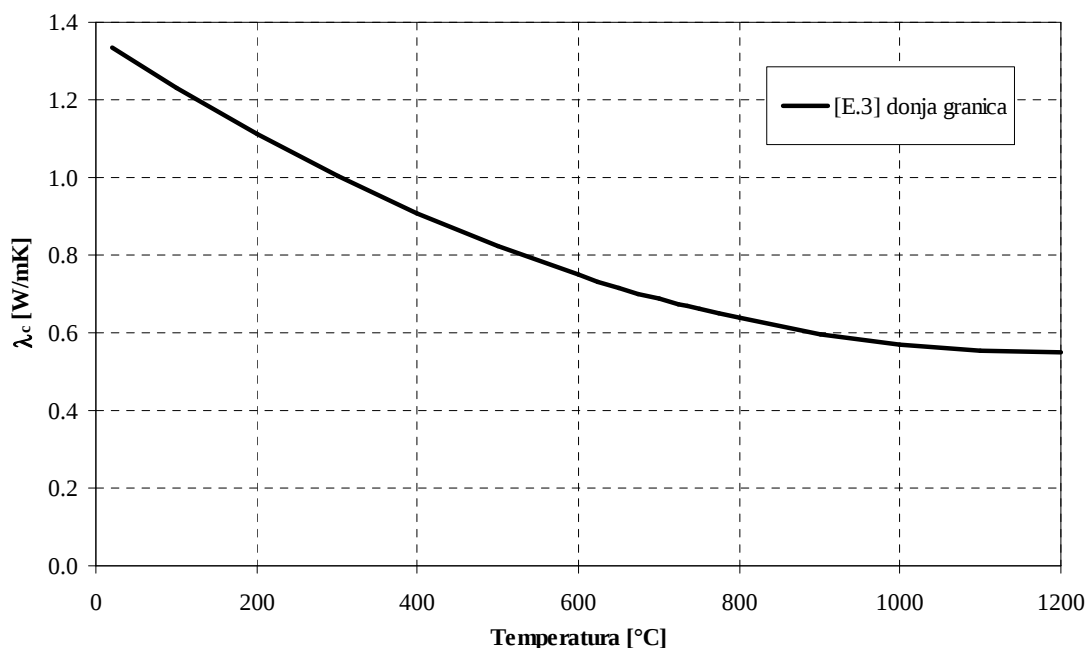
Grafikon 3.3. Model specifičnog toplinskog kapaciteta za beton s udjelom vlažnosti od 1.5% mase betona

Model za koeficijent toplinske provodljivosti λ_c (donja granica) sadržan je u izrazima:

- za $20^\circ\text{C} \leq \theta_c < 1200^\circ\text{C}$:

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136(\theta_c / 100) + 0.0057(\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad (3.55)$$

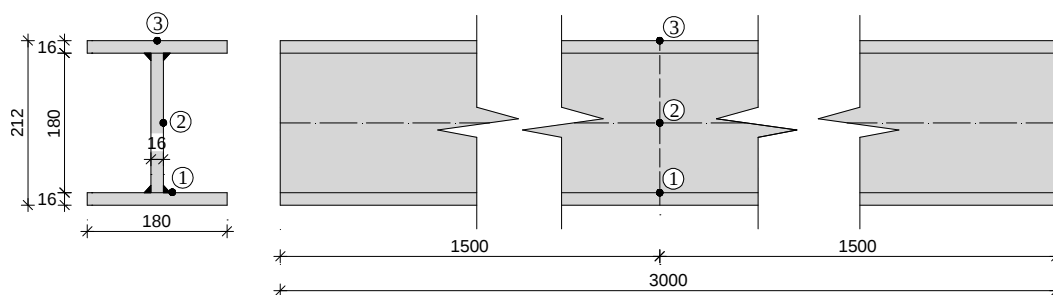
Grafički prikaz modela koeficijenta toplinske provodljivosti izložen je na grafikonu 3.4.



Grafikon 3.4. Model koeficijenta toplinske provodljivosti za beton

3.7.3. Testiranje modela toplinskih karakteristika za čelik

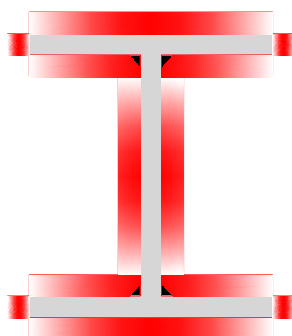
Testiranje preciznosti modela toplinskih karakteristika za čelik prema studiji [E.2] provedeno je na eksperimentu iz studije [B.2], u kojoj je zavareni element I 212/180 izložen ISO krivulji požara. Čitavi element duljine 3.0 m nalazi se unutar peći. Izložen je djelovanju temperatura u vremenskom periodu od 30 minuta. Tijekom eksperimenta su temperature mjerene u tri različite točke, s prikazanim pozicijama točaka na crtežu 3.8.



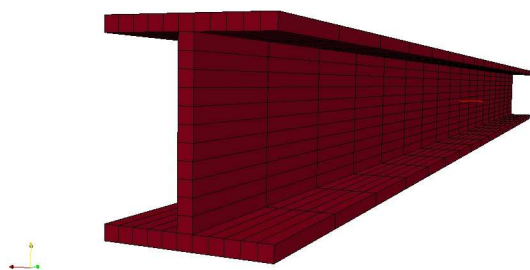
Crtež 3.8. Položaj mjernih točaka u eksperimentu [B.2]

Toplinski tok zadan je sa sve četiri strane elementa, kako je i prikazano na crtežu 3.9. Modeliranje provođenja topline provedeno je za četiri različite gustoće mreže konačnih elemenata, prikazanih na crtežu 3.10., kako bi se utvrdila maksimalna uzdužna dimenzija

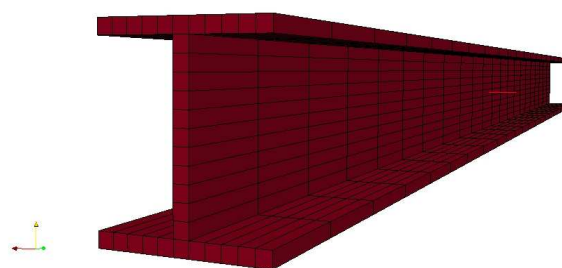
konačnog elementa s kojom se mogu dobiti dovoljno precizni rezultati određivanja temperatura.



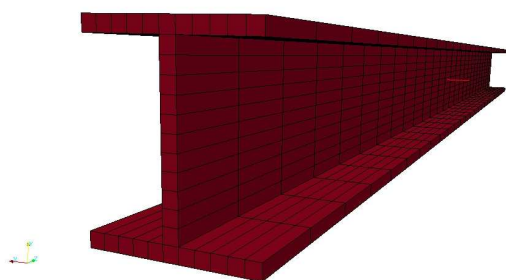
Crtež 3.9. Zadavanje rubnog toplinskog toka po površini I profila



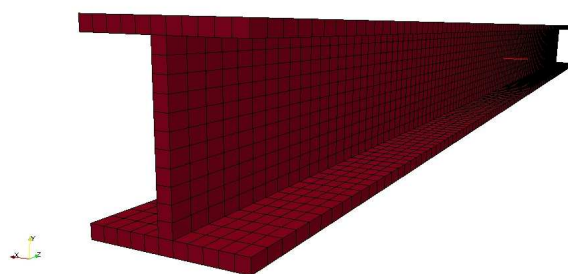
Mreža **a** (660 KE) ; 16/16/150 mm



Mreža **b** (792 KE) ; 16/16/125 mm



Mreža **c** (1089 KE) ; 16/16/100 mm



Mreža **d** (3960 KE) ; 16/16/25 mm

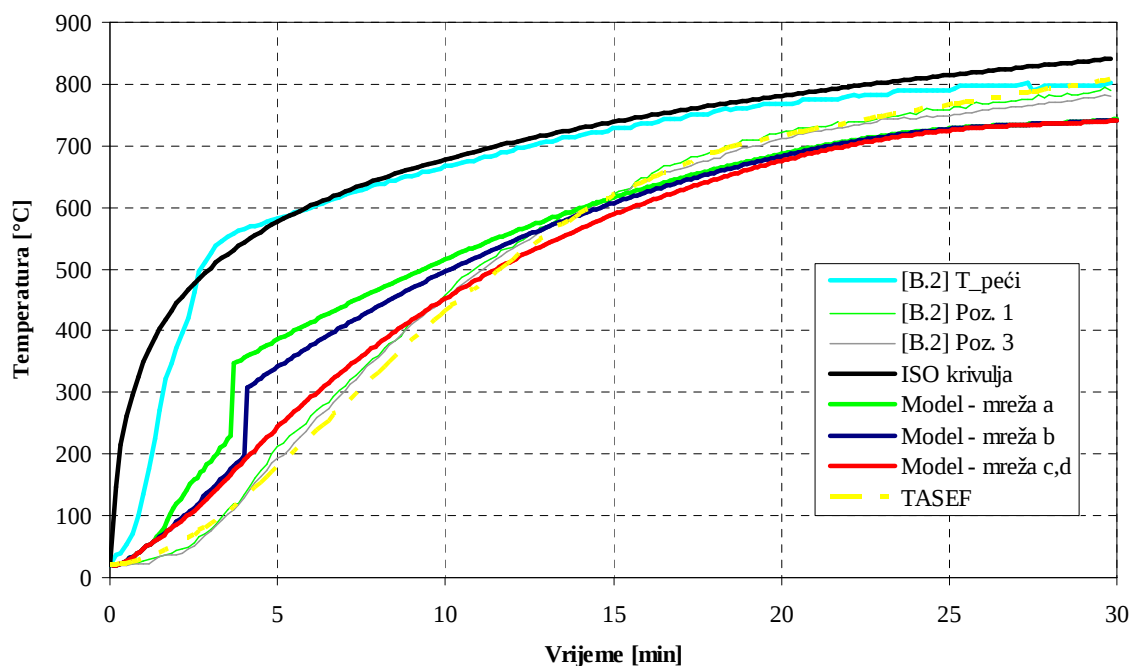
Crtež 3.10. Mreže konačnih elemenata

U tablici 3.1. prikazani su osnovni ulazni parametri za modeliranje provođenja topline u čeličnom elementu.

Tablica 3.1. Osnovni ulazni parametri za model provođenja topline

Koef. topl. provodljivosti λ	Spec. topl. kapacitet C	ρ (kg/m ³)	α_c (W/m ² K)	Φ	ϵ_{res}	Δt (s)
EN1993-1-2	EN1993-1-2	7850.0	50.0	1.0	0.8	5

Rezultati numeričkog modeliranja te usporedba s rezultatima eksperimenta izloženi su na grafikonu 3.5.

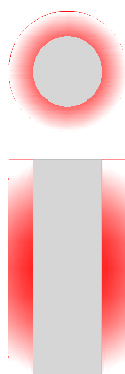


Grafikon 3.5. Usporedba rezultata dobivenih modelom i eksperimentom [B.2]

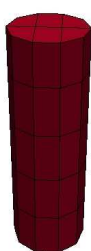
Usporedbom dobivenih rezultata uočljivo je da modeli toplinskih karakteristika iz [E.2] dovoljno precizno opisuju prirast temperatura za čelični element iz studije [B.2]. Vidljiva su odstupanja nakon dosezanja 650°C, što je temperaturno područje kod kojeg postoje veća odstupanja za pojedine modele specifičnog toplinskog kapaciteta čelika, o čemu je bilo govora u drugom poglavlju rada. Rezultati numeričkog modeliranja primjenom različite gustoće mreže konačnih elemenata pokazuju da mreže *a* i *b* konačnih elemenata daju loša predviđanja temperatura zbog prevelike uzdužne dimenzije konačnog elementa. Međutim, iz grafikona 3.5. je vidljivo kako je, za adekvatno modeliranje provođenja topline u čeličnim elementima, dovoljna mreža *c* s 3D elementima koji imaju uzdužnu dimenziju konačnog elementa približno šest puta veću u odnosu na preostale dvije dimenzije.

3.7.4. Testiranje modela toplinskih karakteristika za beton

Testiranje preciznosti modela toplinskih karakteristika za beton prema [E.3] provodi se na eksperimentu iz studije [T.3], u kojoj su betonski uzorci zagrijavani s linearnim prirastom temperature. U eksperimentu su tijekom zagrijavanja mjerene površinske temperature u tri točke na uzorku, što je detaljno razrađeno u petom poglavlju ovog rada. Numeričko modeliranje provedeno je za četiri različita slučaja ciklusa zagrijavanja betonskih uzoraka u peći. Toplinski tok zadan je po plaštu betonskog uzorka, kako je i prikazano na crtežu 3.11. Modeliranje provođenja topline provedeno je za četiri različita slučaja gustoće mreže konačnih elemenata, što je prikazano na crtežu 3.12.



Crtež 3.11. Zadavanje rubnog toplinskog toka po betonskom uzorku



Mreža **a** (30 KE) ; 40/20/50 mm



Mreža **b** (60 KE) ; 40/20/22.5 mm



Mreža **c** (240 KE) ; 24/10/22.5 mm



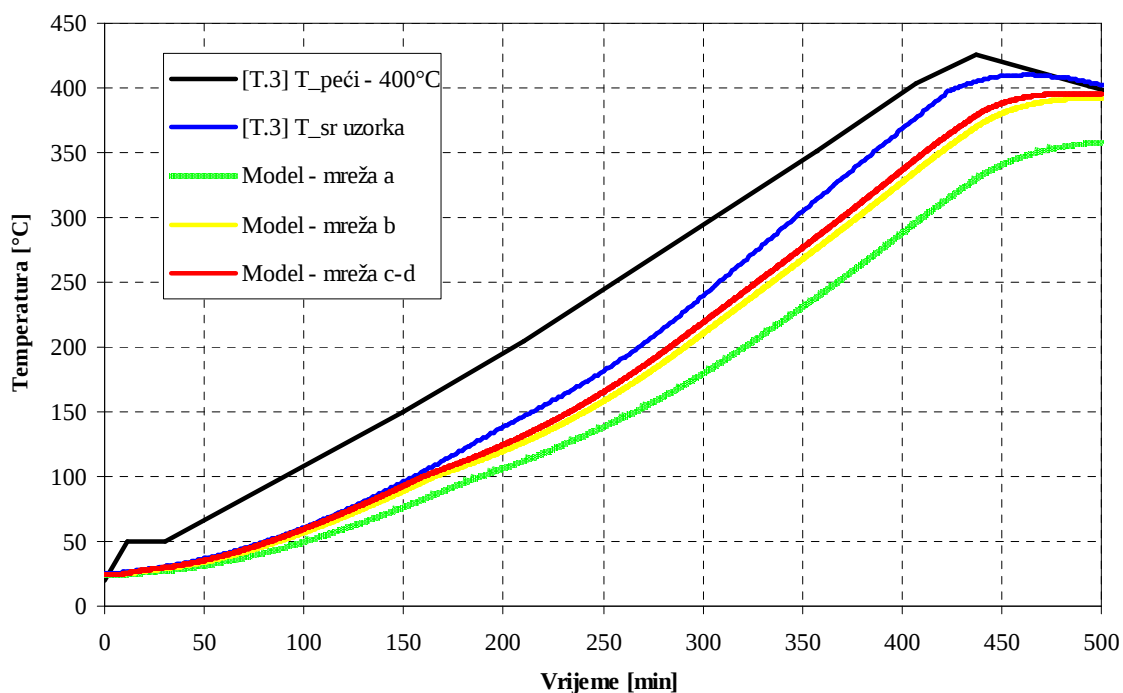
Mreža **d** (1440 KE) ; 10/6/11 mm

Crtež 3.12. Mreže konačnih elemenata

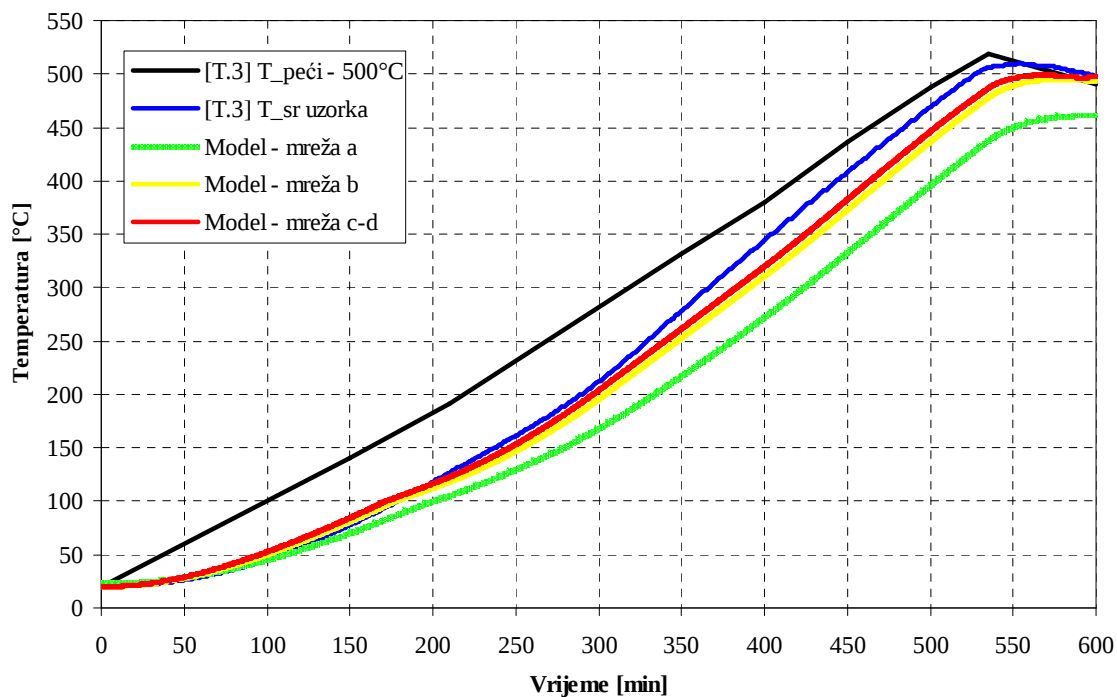
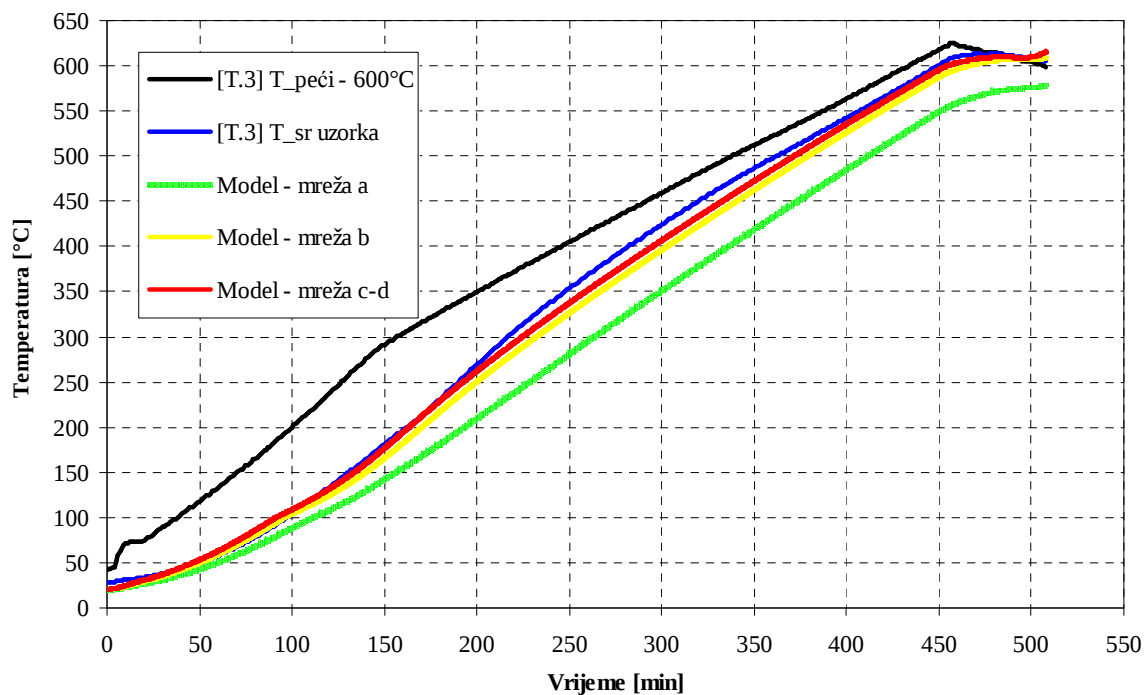
U tablici 3.2. prikazani su osnovni ulazni parametri za modeliranje provođenja topline u betonskim uzorcima, dok su rezultati numeričkog modeliranja izloženi na grafikonima 3.6.-3.9.

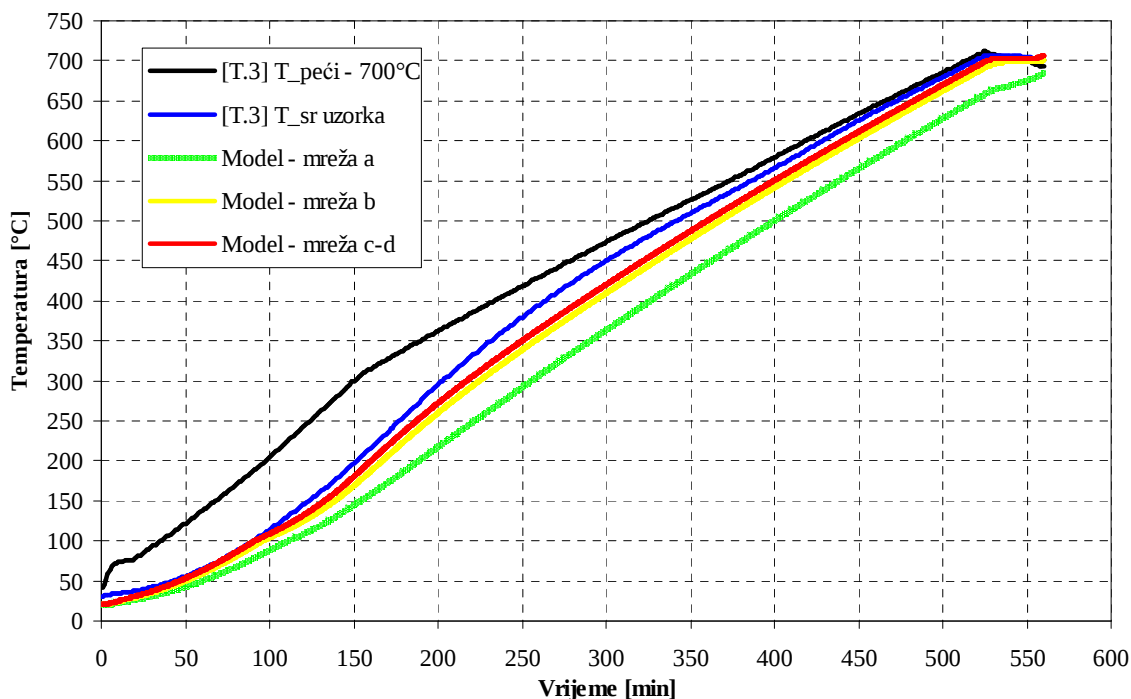
Tablica 3.2. Osnovni ulazni parametri za model provođenja topline

Koef. topl. provodljivosti λ	Spec. topl. kapacitet C	ρ (kg/m ³)	α_c (W/m ² K)	γ	Φ	ε_{res}	Δt (s)
EN1992-1-2	EN1992-1-2	2400.0	2.1	1.33	1.0	0.7	5



Grafikon 3.6. Usporedba rezultata dobivenih modelom i eksperimentom – T=400°C [T.3]

Grafikon 3.7. Usporedba rezultata dobivenih modelom i eksperimentom – $T=500^{\circ}\text{C}$ [T.3]Grafikon 3.8. Usporedba rezultata dobivenih modelom i eksperimentom – $T=600^{\circ}\text{C}$ [T.3]



Grafikon 3.9. Usporedba rezultata dobivenih modelom i eksperimentom – T=700°C [T.3]

Usporedbom dobivenih rezultata uočljivo je da modeli toplinskih karakteristika iz [E.3], o kojima je bila riječ u poglavlju 3.7.2., dovoljno precizno opisuju prirast temperatura u betonskim uzorcima. Rezultati numeričkog modeliranja primjenom različite gustoće mreže konačnih elemenata pokazuju da mreže konačnih elemenata c i d daju preciznija predviđanja temperatura. Dobiveni rezultati upućuju na zaključak kako je, u slučaju modeliranja provođenja topline u betonu, primjena gušće mreže konačnih elemenata neophodna. Pod gušćom mrežom podrazumijeva se veći broj konačnih elemenata po jedinici volumena područja diskretizacije, tim više što se unutrašnji slojevi betona sporije zagrijavaju od vanjskih, pa je zbog toga potrebno osigurati gušću diskretizaciju po visini poprečnog presjeka.

4. MODELIRANJE NOSIVOSTI PROSTORNIH ŠTAPNIH KONSTRUKCIJA PRI DJELOVANJU POŽARA

4.1. Uvod

Numerički model koji vjerno opisuje ponašanje konstrukcije pri djelovanju požara, mora uzeti u obzir izrazito nelinearni odgovor nosive konstrukcije uvjetovan nelinearnim zakonom ponašanja materijala pri visokim temperaturama. Za provedbu takvog nelinearnog proračuna mora biti poznat opis geometrije poprečnog presjeka, tip i položaj armature (za armirano-betonske konstrukcije), uvjeti opterećenja te zakon ponašanja materijala. U četvrtom poglavlju bit će prikazana matematička, odnosno fizikalna formulacija modela nosivosti prostornih štapnih konstrukcija, koji se sastoji od tri podmodela: 1D modela za proračun linearno-elastičnih štapnih konstrukcija, nelinearnog modela za proračun mehaničkih karakteristika kompozitnih poprečnih presjeka i 3D modela nestacionarnog nelinearnog provođenja topline. U nastavku ovog rada bit će izložene osnovne postavke prva dva modela te njihova veza s nestacionarnim modelom provođenja topline opisanim u prethodnom poglavlju. Nadalje, bit će prikazani usvojeni modeli proračuna dodatnih materijalnih deformacija pri djelovanju visokih temperatura te razvijeni implicitni postupak

kojim se krivulje ponašanja materijala (σ - ε krivulje) modificiraju s proračunatim vrijednostima dodatnih deformacija, što utječe na promjenu krutosti nosive konstrukcije.

4.2. Opis numeričkog modela nosivosti prostornih štapnih konstrukcija

4.2.1. Linearno - elastični model za prostorne štapne elemente

Model nosivosti prostornih štapnih sustava pri djelovanju požara baziran je na linearno-elastičnoj pretpostavci ponašanja materijala (Hookeov materijal). U nastavku rada će biti opisan štapni model baziran na navedenoj pretpostavci [P.9], [B.16], te izložena formulacija diferencijalne jednačbe ravnoteže linearnog sustava i njeno rješavanje primjenom metode konačnih elemenata.

4.2.1.1. Jednačba ravnoteže linearnog sustava

U linearnom sustavu se promatra pravocrtni štap, koji predstavlja jedan od elemenata linijskog sustava. Smatra se da štap zadovoljava sljedeće pretpostavke [M.3]:

- prizmatičan štap,
- načinjen od idealno elastičnog materijala,
- vrijedi hipoteza malih pomaka i malih deformacija,
- ravnoteža štapa se uspostavlja na polaznom položaju.

Uzdužna os elementa uzeta je kao x os pravokutnog koordinatnog sustava u kojem se prati pravocrtni štap, dok su druge dvije osi (y i z) paralelne s glavnim osima tromosti poprečnog presjeka uzduž elementa. Jednačba ravnoteže na diferencijalnom dijelu elementa može se napisati u vektorskom obliku:

$$LQ - Q^0 - f = 0 \quad (4.1)$$

gdje je L diferencijalni operator oblika:

$$L = \begin{bmatrix} d/dx & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & d/dx & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & d/dx & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d/dx & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & d/dx & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & d/dx \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

dok je $\mathbf{Q}$ vektor unutrašnjih sila, $\mathbf{Q}^0$ vektor sprega, $\mathbf{f}$ vektor opterećenja i $\mathbf{p}$ vektor pomaka, koji su izraženi u obliku:

$$\begin{aligned} \mathbf{Q} &= \{N_x, T_y, T_z, M_x, M_y, M_z\}^T \\ \mathbf{Q}^0 &= \{0, 0, 0, 0, T_y, T_z\}^T \\ \mathbf{f} &= \{f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z\}^T \\ \mathbf{p} &= \{u, v_p, w_p, \theta, w_s, v_s\} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Indeksi p i s pojedinih komponenti vektora u jednadžbama (4.3) označavaju deformacije savijanjem i posmikom. Veza između unutrašnjih sila i deformacija može se napisati u sljedećem obliku:

$$\begin{aligned} \mathbf{Q} &= \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \\ \mathbf{Q}^0 &= \mathbf{D}^0\boldsymbol{\varepsilon} \end{aligned} \quad (4.4)$$

gdje su $\mathbf{D}$ i $\mathbf{D}^0$ matrice krutosti presjeka, čije su komponente sadržane u:

$$\begin{aligned} \mathbf{D} &= \begin{bmatrix} EA_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & GA_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & GA_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GI_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & EI_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & EI_z \end{bmatrix} \\ \mathbf{D}^0 &= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & GA_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & GA_y & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4.5)$$

dok je ϵ vektor deformacije presjeka, koji se može odrediti preko jednadžbe:

$$\epsilon = L p \quad (4.6)$$

Uvrštavajući izraze (4.4)-(4.6), jednadžba ravnoteže (4.1) može se napisati u sljedećem obliku:

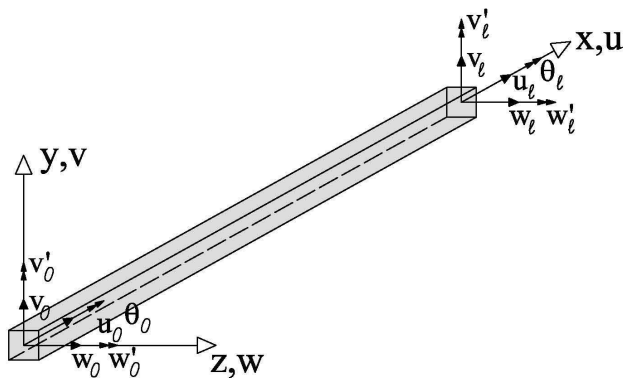
$$LDL p - Q^0 L p - f = 0 \quad (4.7)$$

Analitičko rješenje jednadžbe (4.7) postaje složeno ukoliko se konstrukcija sastoji od više elemenata, što ga čini neupotrebljivim, tim više ako je riječ o konstrukciji s materijalno i geometrijski nelinearnim svojstvima. S obzirom na navedena ograničenja, rješenje diferencijalne jednadžbe (4.7) obično se traži primjenom približnih numeričkih metoda, primjerice metodom konačnih elemenata, koja predstavlja najčešće korištenu numeričku metodu proračuna linearnih štapnih konstrukcija.

4.2.1.2. Diskretizacija štapne konstrukcije konačnim elementima

Rješenje jednadžbe (4.7) traži se osnovnom formulacijom metode konačnih elemenata (MKE). MKE je bazirana na diskretizaciji konstrukcije na manje, konačne elemente (KE). Osnovni zahtjevi su da svaki element konstrukcije mora biti diskretiziran s najmanje jednim KE te da su čvorovi konstrukcije ujedno i čvorovi KE. Diskretizacijom na KE, konstrukcija s beskonačno mnogo stupnjeva slobode postaje sustav s konačno mnogo stupnjeva slobode te se mehanički odgovor konstrukcije (pomak, zaokret) prati u diskretnim točkama koje omeđuju svaki od KE.

U ovom radu, za prostornu diskretizaciju konstrukcije se koriste dvočvorni pravocrtni, idealno ravni, po dijelovima prizmatični KE, sa 6 stupnjeva slobode u svakom čvoru, koji su korišteni u nizu studija [P.9], [B.16], [M.3], [L.12], [S.7], [Y.3], [T.5], [T.7]. Konačni element s pozitivnim komponentama pomaka i zaokreta na štapu prikazan je na crtežu 4.1.



Crtež 4.1. Dvočvorni konačni element s prikazom komponenti pomaka i zaokreta

Približno rješenje polja pomaka na jednom elementu pretpostavlja se u sljedećem obliku:

$$\mathbf{p} \approx \hat{\mathbf{p}} = \mathbf{H}\mathbf{u} \quad (4.8)$$

gdje je $\mathbf{H}$ matrica baznih funkcija, a $\mathbf{u}$ vektor nepoznatih čvornih pomaka. Bazne (oblikovne) funkcije za štapne sustave najčešće se odabiru iz grupe Hermiteovih polinoma [B.16], [M.3]. Približno rješenje po komponentama pomaka na početku i kraju štapa može se napisati u obliku:

$$\begin{aligned} \hat{\mathbf{u}} &= [h_1, h_2] \begin{Bmatrix} u_0 \\ u_l \end{Bmatrix} & \hat{\boldsymbol{\theta}} &= [h_1, h_2] \begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta_l \end{Bmatrix} \\ \hat{\mathbf{v}}_p &= [h_1, h_2] \begin{Bmatrix} v_{0p} \\ v_{lp} \end{Bmatrix} & \hat{\mathbf{v}}_s &= [h_3, h_4, h_5, h_6] \{v_0, w'_0, v_l, w'_l\}^T \\ \hat{\mathbf{w}}_p &= [h_1, h_2] \begin{Bmatrix} w_{0p} \\ w_{lp} \end{Bmatrix} & \hat{\mathbf{w}}_s &= [h_3, h_4, h_5, h_6] \{v_0, w'_0, v_l, w'_l\}^T \end{aligned} \quad (4.9)$$

gdje su h_1 - h_6 bazne funkcije KE, čije su jednadžbe izražene:

$$\begin{aligned} h_1 &= 1 - x / \ell \\ h_2 &= x / \ell \\ h_3 &= 1 - 3(x / \ell)^2 + 2(x / \ell)^3 \\ h_4 &= x - 2x^2 / \ell + x^3 / \ell^2 \\ h_5 &= 3(x / \ell)^2 - 2(x / \ell)^3 \\ h_6 &= -x^2 / \ell + x^3 / \ell^2 \\ x &\in [0, \ell] \end{aligned} \quad (4.10)$$

gdje je ℓ duljina konačnog elementa.

4.2.1.3. Formulacija metode konačnih elemenata primjenom principa virtualnog rada

Odabirom virtualnih pomaka iz porodice Hermiteovih funkcija (4.10), od kojih je konstruirano približno rješenje pomaka, iz jednakosti rada vanjskih i unutrašnjih sila slijedi:

$$\mathbf{u}^T \mathbf{s} + \int \hat{\mathbf{p}}^T \mathbf{f} dx = \int \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dx \quad (4.11)$$

odnosno:

$$\mathbf{u}^T \mathbf{s} + \int \mathbf{u}^T \mathbf{H}^T \mathbf{f} dx = \int \mathbf{u}^T (\mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}) \mathbf{u} dx \quad (4.12)$$

to jest, nakon množenja s lijeve strane s $\mathbf{u}^T$:

$$\mathbf{s} = \int (\mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}) \mathbf{u} dx - \int \mathbf{H}^T \mathbf{f} dx \quad (4.13)$$

ili skraćeno:

$$\mathbf{s}^e = \mathbf{k}^e \mathbf{u} - \mathbf{F}^e \quad (4.14)$$

gdje je:

$\mathbf{s}^e$ vektor reznih sila na krajevima konačnog elementa, $\mathbf{k}^e$ matrica krutosti elementa i $\mathbf{F}^e$ vektor sila pune upetosti.

Lokalne matrice krutosti i vektor opterećenja potrebno je preslikati u globalni koordinatni sustav, a nakon preslikavanja - ravnoteža globalnog sustava uspostavlja se jednostavnim slaganjem krutosti i sila upetosti u odgovarajuće čvorove mreže konačnih elemenata. Ravnoteža globalnog sustava dobiva se u obliku:

$$\mathbf{K} = \sum_e \mathbf{k}_{gl}^e \quad ; \quad \mathbf{F} = \sum_e \mathbf{F}_{gl}^e \quad (4.15)$$

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

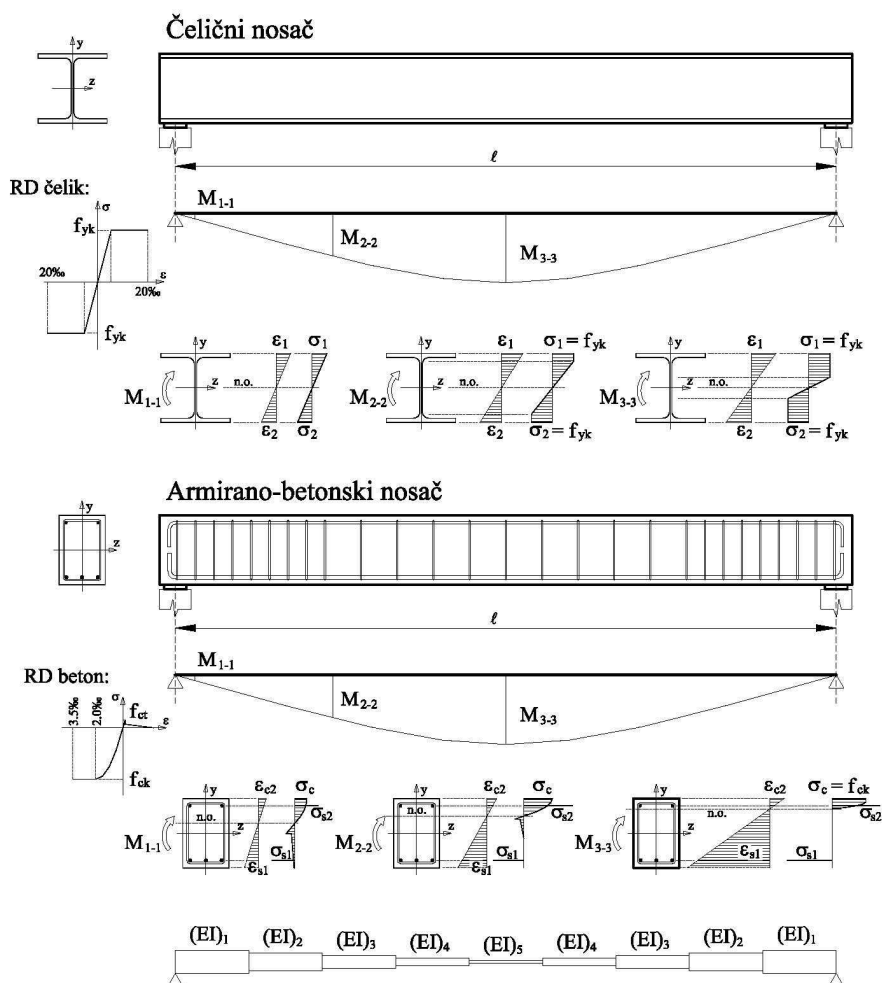
gdje su $\mathbf{K}$ i $\mathbf{F}$ matrice krutosti i opterećenja, a $\mathbf{u}$ vektor globalnih pomaka. Prije rješavanja gornjeg sustava jednačbi, neophodno je u njih uvrstiti rubne uvjete koji, u slučaju statičkog problema, predstavljaju zadane sile i/ili pomake na rubovima sustava.

Lokalna matrica krutosti jednog štapa, prije transformacije u globalni koordinatni sustav, može se u eksplicitnom obliku izraziti na sljedeći način:

$$\mathbf{k}^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{\ell} & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{\ell} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{\ell} \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

Iz matrice (4.16) je jasno uočljivo da lokalna matrica krutosti, osim što ovisi o duljini konačnog elementa ℓ , također ovisi i o materijalnim svojstvima (E , G) te geometrijskim svojstvima poprečnog presjeka (A , I_y i I_z).

Na realnom štapu (gredi/stupu), na koji djeluje opterećenje, unutarnje sile (prvenstveno momenti savijanja i momenti torzije) mogu u nelinearnom slučaju značajno promijeniti razdiobu naprezanja i deformacija, što uzrokuje promjenu krutosti. Razdiobom štapa na manje dijelove (podštapove), pri čemu se svakom podštapu izračunava njegova realna krutost, može se vrlo lako primijeniti materijalna nelinearna analiza. Razdioba štapa na manje dijelove te nelinearna distribucija naprezanja i deformacija za čelični i armirano-betonski nosač pri atmosferskim temperaturama prikazane su na crtežu 4.2.



Crtež 4.2. Nelinearna distribucija naprezanja i deformacija u čeličnom i armirano-betonskom nosaču pri normalnim temperaturama

Iz crteža 4.2. vidljivo je kako je za primjenu materijalno - nelinearnih modela neophodno izračunavanje krutosti poprečnog presjeka koji je izložen različitim razinama naprezanja.

4.2.2. Nelinearni model za proračun mehaničkih karakteristika poprečnog presjeka

4.2.2.1. Osnovne pretpostavke

Model proračuna naponsko-deformacijskog stanja na poprečnom presjeku, te mehaničkih karakteristika presjeka usvojen je prema [R.1], [R.4], sa pretpostavkama:

- presjeci i nakon deformiranja ostaju ravni,
- nema klizanja na spoju različitih materijala nakon njihova sprežanja,
- poznata je jednoosna veza naprezanje-deformacija za svaki materijal, tj. poznat je konstitutivni zakon ponašanja materijala.

4.2.2.2. Parametri ravnine deformacije presjeka

Dopunska deformacija $\Delta\epsilon$ pojedine točke presjeka definirana je jednadžbom ravnine:

$$\Delta\epsilon = \boldsymbol{\rho}^T \mathbf{r} \quad (4.17)$$

gdje su komponente vektora $\boldsymbol{\rho}^T$ i $\mathbf{r}$ izložene preko izraza:

$$\boldsymbol{\rho}^T = [\Delta\epsilon_0, \rho_z, \rho_y] \quad (4.18)$$

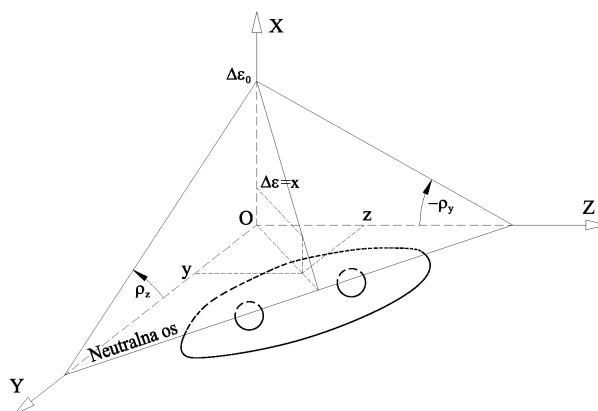
$$\mathbf{r}^T = [1, -y, z] \quad (4.19)$$

gdje je:

$\boldsymbol{\rho}$ - vektor nepoznatih parametara dopunske ravnine deformacija,

y i z - koordinate točke presjeka u Y-Z ravnini.

Ravnina deformacije presjeka općenito je definirana s tri komponente: probodištem $\Delta\epsilon_0$ s koordinatom osi X te komponentama relativnog zaokreta ρ_z oko osi Y i ρ_y oko osi Z . Prikaz ravnine deformacije presjeka, zajedno s komponentama probodišta i relativnog zaokreta, izložen je na crtežu 4.3.



Crtež 4.3. Prikaz ravnine deformacije presjeka s komponentama po osima

Ako promatrana točka presjeka ima prethodnu deformaciju $\boldsymbol{\varepsilon}_p$, njena ukupna deformacija $\boldsymbol{\varepsilon}$ iznosi:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_p + \Delta\boldsymbol{\varepsilon} \quad (4.20)$$

Deformacija $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ poznata je i određena prethodnim ravnotežnim položajem preko $\boldsymbol{\rho}_p$, tj. analogno izrazu (4.17) pomoću:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_p = \boldsymbol{\rho}_p^T \mathbf{r} \quad ; \quad \boldsymbol{\rho}_p^T = [\varepsilon_{0p}, \rho_{zp}, \rho_{yp}] \quad (4.21)$$

Ako se izrazi (4.17) i (4.21) uvrste u izraz (4.20), slijedi:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\rho}_p^T \mathbf{r} + \boldsymbol{\rho}^T \mathbf{r} \quad (4.22)$$

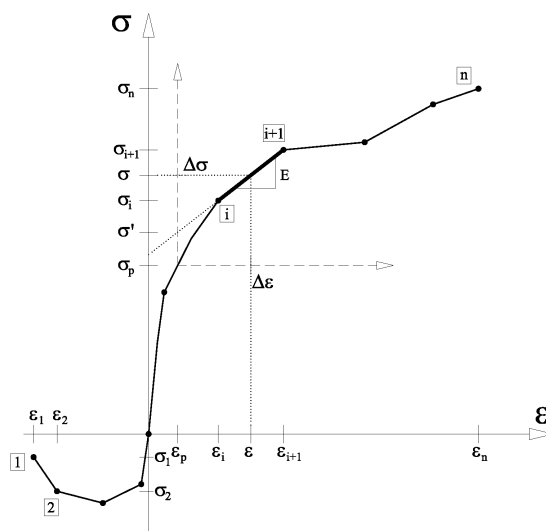
odnosno:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\rho}_u^T \mathbf{r} \quad ; \quad \boldsymbol{\rho}_u = \boldsymbol{\rho}_p + \boldsymbol{\rho} \quad (4.23)$$

gdje je $\boldsymbol{\rho}_u$ vektor parametara ukupne ravnine deformacije. Ravnina deformacije pri kojoj su unutrašnje sile u ravnoteži s vanjskim silama naziva se rezultatna ravnina deformacije.

4.2.2.3. Konstitutivni zakon ponašanja materijala i proračun naprezanja

Konstitutivni zakon ponašanja materijala najčešće je definiran krivuljom (vezom) naprezanje-deformacija, koja se obično određuje eksperimentalno, tj. primjenom jednoosnog vlačnog-tlačnog testa na uzorcima materijala. Općenito, veza naprezanje-deformacija je nelinearna za beton, dok za čelik postoji linearna veza samo pri atmosferskim temperaturama. Atmosferskim temperaturama smatraju se temperature okoline kojoj je konstrukcija izložena u svom vijeku uporabe. Za oba tipa materijala, veza naprezanje-deformacija pri visokim temperaturama je izrazito nelinearna. Zbog nelinearnosti veze, u numeričkoj analizi se nelinearna veza aproksimira s nizom veza koje su linearne po segmentima, kako je i prikazano na crtežu 4.4.



Crtež 4.4. Aproximacija nelinearne veze naprezanje-deformacija s linearnom vezom po segmentima

Ukoliko se odabere dovoljno veliki broj aproksimacijskih točaka za vezu naprezanje-deformacija, pogreška linearizacije je zanemariva u odnosu na pogreške drugih usvojenih pretpostavki. Veza naprezanje-deformacija (σ - ε) između bilo koje dvije točke i , $i+1$ na pripadajućoj krivulji ponašanja materijala, definirana je izrazom:

$$\sigma = \sigma_i + E(\varepsilon - \varepsilon_i) \quad (4.24)$$

Ako se izraz (4.22) uvrsti u izraz (4.24) i uvede zamjena:

$$\sigma' = \sigma_i - E \varepsilon_i + E \rho_p^T \mathbf{r} \quad (4.25)$$

naprezanje u promatranom dijelu veze naprezanje-deformacija može se opisati sljedećim izrazom:

$$\sigma = \sigma' + E \rho_p^T \mathbf{r} \quad (4.26)$$

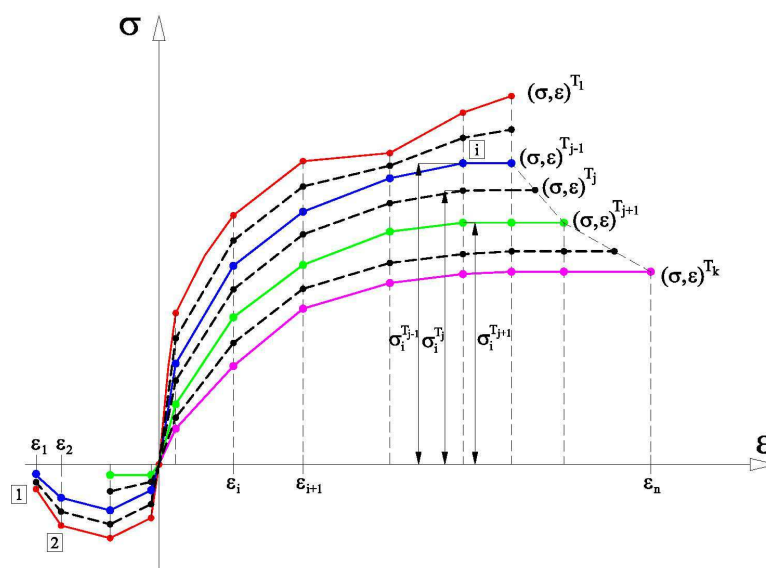
U navedenim izrazima E predstavlja nagib pravca u promatranom sektoru, tj. modul elastičnosti materijala. Grafička interpretacija naprezanja σ' prikazana je na crtežu 4.4. Potrebno je istaknuti da je, za poznato početno stanje i pretpostavku tekuće deformacije između točaka i , $i+1$ naprezanje σ' konstantno i određeno.

4.2.2.4. Konstitutivni zakon ponašanja materijala na visokim temperaturama i interpolacija

U slučaju nosivih konstrukcija koje su izložene djelovanju požara, veza naprezanje-deformacija materijala je ovisna o razini temperature kojoj je materijal izložen. U slučaju izlaganja visokim temperaturama, eksperimentalna veza naprezanje-deformacija se određuje stacionarnim testom u kojem se uzorak zagrije na predodređenu razinu temperature, nakon čega se određuje veza između naprezanja i deformacija praćenjem prirasta naprezanja i deformacije u uzorku u diskretnim vremenskim intervalima. Testovi se najčešće vrše za konačan broj predodređenih temperatura, stoga je potrebno izvršiti interpolaciju veze za slučaj kad je potrebno odrediti vezu naprezanje-deformacija na temperaturi koja je između dvije susjedne eksperimentalno predodređene temperature. U ovom radu korištena je linearna interpolacija veze naprezanje-deformacija između dvije susjedne temperaturne razine. Linearna interpolacija je najčešće upotrebljavan tip interpolacije za dobivanje veze naprezanje-deformacija između dvije susjedne temperaturne razine [E.2], [E.3]. Interpolacija se vrši na način da se pojedina vrijednost naprezanja na temperaturi T_j nove veze naprezanje-deformacija $\sigma_i^{T_j}$, određuje na temelju vrijednosti naprezanja uzetih iz veza naprezanje-deformacija $\sigma_i^{T_{j-1}}$ i $\sigma_i^{T_{j+1}}$ dviju susjednih temperatura T_{j-1} i T_{j+1} , tj. preko izraza:

$$\sigma_i^{T_j} = \sigma_i^{T_{j-1}} + (\sigma_i^{T_{j+1}} - \sigma_i^{T_{j-1}})(T_j - T_{j-1}) / (T_{j+1} - T_{j-1}) \quad (4.27)$$

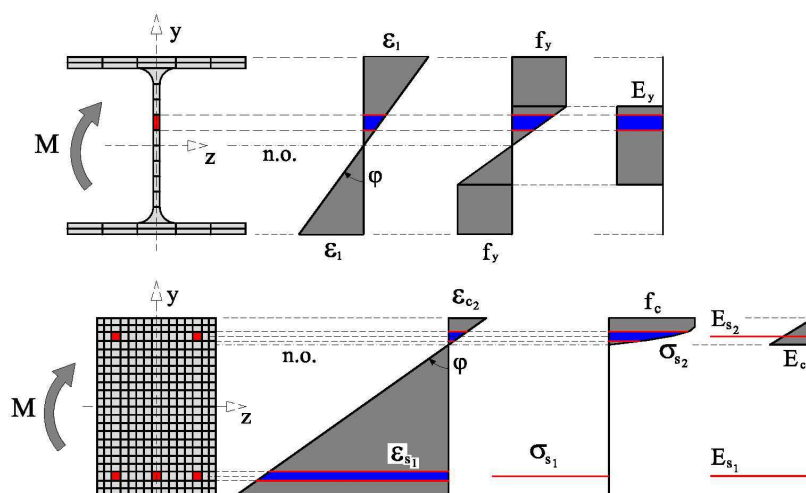
gdje je $T_1 < \dots < T_{j-1} < T_j < T_{j+1} < \dots < T_k$. Grafička interpretacija linearne interpolacije je prikazana na crtežu 4.5. U slučaju kad je veza naprezanje-deformacija nelinearna po cijelom području, koriste se ekvidistantni razmaci za točke interpolacije. Ujedno, kad je veza naprezanje-deformacija nelinearna samo po određenom dijelu krivulje, također se koriste ekvidistantni razmaci za točke interpolacije, i to isključivo u nelinearnom području.



Crtež 4.5. Interpolacija nelinearne veze naprežanje-deformacija $(\sigma, \epsilon)^{T_j}$ za temperaturu T_j između dvije poznate veze naprežanje-deformacija za temperature T_{j-1} i T_{j+1}

4.2.2.5. Princip određivanja unutrašnjih sila u presjeku

Da bi bilo moguće proračunati unutrašnje sile u presjeku koje su u ravnoteži s vanjskim silama, potrebno je odrediti rezultatnu ravninu deformacije presjeka. Određivanje rezultatne ravnine deformacije vrši se iterativno [R1], [R4] (poglavlje 4.2.2.8.). Vektor unutrašnjih otpornih sila presjeka S_u ovisan je o rezultatnoj ravnini deformacije i vezi σ - ϵ pojedinog materijala. Ukoliko je poznata rezultatna ravnina deformacije i veza σ - ϵ za svaki od materijala u presjeku, vektor S_u se može izračunati integracijom naprežanja preko diskretnih područja kompozitnog presjeka, što je prikazano na crtežu 4.6.



Crtež 4.6. Proračun unutrašnjih sila u poprečnom presjeku integracijom naprežanja po diskretnim područjima poprečnog presjeka

Za vektor $\mathbf{S}_u$ može se napisati sljedeće:

$$\mathbf{S}_u = [N_u, M_{zu}, M_{yu}] = \sum_m \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma} \mathbf{r} d\Omega \quad (4.28)$$

gdje N_u označava unutrašnju uzdužnu silu, M_{zu} i M_{yu} unutrašnje momente savijanja s obzirom na koordinatne osi y i z , Ω područje kompozitnog presjeka i m ukupan broj materijala. Ako se (4.26) uvrsti u (4.28), slijedi:

$$\mathbf{S}_u = \mathbf{S}'_u + \mathbf{I} \boldsymbol{\rho} \quad (4.29)$$

gdje je:

$$\mathbf{S}'_u = \sum_m \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}' \mathbf{r} d\Omega \quad (4.30)$$

$$\mathbf{I} = \sum_m \int_{\Omega} E \mathbf{r} \mathbf{r}^T d\Omega \quad (4.31)$$

$\mathbf{S}'_u$ predstavlja dio vektora unutrašnjih sila koji se dobije integracijom naprezanja $\boldsymbol{\sigma}'$ po čitavoj površini kompozitnog presjeka. Članovi matrice $\mathbf{I}$ predstavljaju tekuće mehaničke karakteristike presjeka.

Vektor $\mathbf{S}_v$ se sastoji od vektora vanjskih sila $\mathbf{S}_{vp}$, koji određuje početnu ravninu deformacije $\boldsymbol{\rho}_p$, te vektora dodatnih sila $\Delta\mathbf{S}_v$, koji uzrokuje dodatnu deformacijsku ravninu $\boldsymbol{\rho}$.

$$\mathbf{S}_v = \mathbf{S}_{vp} + \Delta\mathbf{S}_v \quad (4.32)$$

Kako bi se uspostavila ravnoteža, $\mathbf{S}_v$ treba biti jednak $\mathbf{S}_u$, odnosno :

$$\mathbf{S}_v - \mathbf{S}_u = 0 \quad (4.33)$$

Izraz (4.33) u razvijenom obliku predstavlja sistem triju jednažbi s nepoznatim vektorom $\boldsymbol{\rho}^T = [\Delta\epsilon_o, \rho_z, \rho_y]$, čije komponente predstavljaju parametre resultantne ravnine deformacije.

4.2.2.6. Mehaničke karakteristike materijala s malom površinom

Materijal sa zanemarivo malom površinom u odnosu na ukupnu površinu presjeka najčešće predstavlja šipkasta armatura u kompozitnom presjeku (crtež 4.5.). Nakon određivanja veličine ukupne deformacije u promatranoj šipci, utvrđuje se između kojih čvornih deformacija ϵ_i , ϵ_{i+1} na pripadajućoj vezi naprezanje-deformacija materijala ona leži

[R1], [R4]. Potom se određuje pripadajući modul elastičnosti E te doprinos tekućih mehaničkih karakteristika šipkastih materijala, analogno izrazu (4.31):

$$\mathbf{I}_s = \sum_s E A_s \mathbf{r} \mathbf{r}^T \quad (4.34)$$

gdje je A_s površina promatrane šipke, a s ukupan broj šipki.

Dio vektora unutrašnjih sila kojemu pridonosi šipkasta armatura određen je analogno izrazu (4.30):

$$\mathbf{S}'_{us} = \sum_s A_s (\sigma_i - E \varepsilon_i + E \varepsilon_p) \mathbf{r} \quad (4.35)$$

Kod materijala s malom površinom prikladnije je početnu deformaciju šipke definirati diskretnom vrijednošću ε_p , nego preko parametara početne ravnine deformacija ρ_p .

4.2.2.7. Mehaničke karakteristike materijala s velikom površinom

Područje materijala koje ima značajno veliku površinu u odnosu na površinu čitavog poprečnog presjeka zadaje se konveksnim poligonalnim elementima bez šupljina [R1], [R4] (konačni elementi za poprečni presjek). Na području jednog KE može biti samo jedan tip materijala. Svaki KE određen je listom čvornih točaka i njihovim koordinatama te indeksom svojstva materijala. Diskretizacija započinje tako da se konture svakog materijala najprije aproksimiraju poligonom, a potom se omeđeno područje podijeli na KE. Proces diskretizacije prikazan je na crtežu 4.7. Nakon određivanja rezultantne ravnine deformacije na promatranom KE i položaja pripadajuće neutralne osi u prethodnoj iteraciji, postavlja se skup pravaca koji su paralelni s neutralnom osi i na kojima leže točke KE, s deformacijama jednakim čvornim deformacijama ε_i . Potom se traži presjek ovih pravaca sa stranicama svakog KE te se na taj način na svakom od njih definiraju podpodručja Ω_e (podelementi) s konstantnim modulom elastičnosti E . Matrica $\mathbf{I}_e$ za svako područje Ω_e je definirana u obliku:

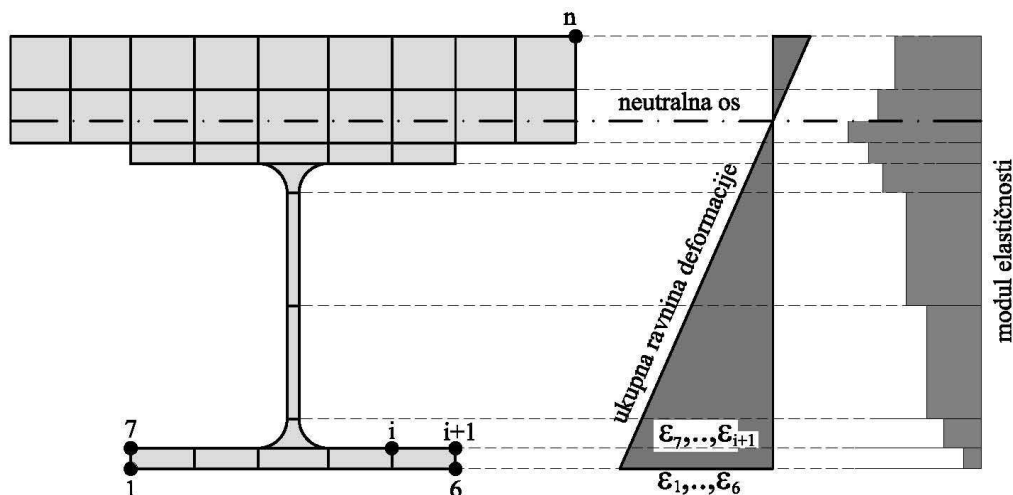
$$\mathbf{I}_e = \begin{bmatrix} (A)_e & -(Q_z)_e & (Q_y)_e \\ -(Q_z)_e & (I_z)_e & (I_{zy})_e \\ (Q_y)_e & -(I_{zy})_e & (I_y)_e \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

i dobivena je sumiranjem preko svih stranica podelemenata Ω_e , prema izrazima:

$$w_j = z_j y_{j+1} - z_{j+1} y_j \quad ; \quad j = 1, \dots, n \quad ; \quad n+1 = n \quad (4.37)$$

$$\begin{aligned}
(A)_e &= 1/2 E \sum_m w_j \\
(Q_z)_e &= 1/6 E \sum_m w_j (y_j + y_{j+1}) \\
(Q_y)_e &= 1/6 E \sum_m w_j (z_j + z_{j+1}) \\
(I_z)_e &= 1/12 E \sum_m w_j \left[(y_j + y_{j+1})^2 - y_j y_{j+1} \right] \\
(I_y)_e &= 1/12 E \sum_m w_j \left[(z_j + z_{j+1})^2 - z_j z_{j+1} \right] \\
(I_{zy})_e &= 1/24 E \sum_m w_j \left[(z_j + z_{j+1})(y_j + y_{j+1}) + z_j y_j + z_{j+1} y_{j+1} \right]
\end{aligned} \tag{4.38}$$

u kojima uređeni parovi $(z_j, y_j), (z_{j+1}, y_{j+1})$ predstavljaju koordinate rubnih točaka promatrane stranice, n broj čvorova (stranica) te m ukupan broj materijala.



Crtež 4.7. Diskretizacija kompozitnog poprečnog presjeka

Sumiranje se obavlja preko svih stranica podelementa. Dio vektora unutrašnjih sila kojemu doprinosi svaki podelement (na području Ω_e), prema izrazu (4.29), određen je prema:

$$(S'_u)_e = (S'_{u1})_e + (S'_{u2})_e + I_e \rho_p \tag{4.39}$$

gdje je:

$$(S'_{u1})_e = \int_{\Omega_e} \sigma_i \mathbf{r} d\Omega = \begin{Bmatrix} (\bar{A})_e \\ -(\bar{Q}_z)_e \\ (\bar{Q}_y)_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (\sigma_i/\varepsilon_i)(A)_e \\ -(\sigma_i/\varepsilon_i)(Q_z)_e \\ (\sigma_i/\varepsilon_i)(Q_y)_e \end{Bmatrix} \tag{4.40}$$

$$(\mathbf{S}'_{u2})_e = \int_{\Omega_e} \varepsilon_i E \mathbf{r} d\Omega = \begin{Bmatrix} \left(\overline{\mathbf{A}}\right)_e \\ -\left(\overline{\mathbf{Q}}_z\right)_e \\ \left(\overline{\mathbf{Q}}_y\right)_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_i (A)_e \\ -\varepsilon_i (Q_z)_e \\ \varepsilon_i (Q_y)_e \end{Bmatrix} \quad (4.41)$$

Mehaničke karakteristike i dio vektora unutrašnjih sila pojedinog KE kompozitnog presjeka dobivaju se sumiranjem mehaničkih karakteristika podpodručja Ω_e koje pripada promatranom KE, dok se mehaničke karakteristike pojedinih materijala dobivaju sumiranjem preko svih KE koji opisuju taj materijal. Analogno, sumiranjem preko svih materijala dobivaju se ukupne mehaničke karakteristike kompozitnog presjeka.

4.2.2.8. Iterativni postupak određivanja naponsko-deformacijskog stanja u presjeku (rezultantne ravnine deformacije)

Naponsko-deformacijsko stanje u kompozitnom presjeku određuje se iterativno, rješavanjem jednadžbe (4.33) [R1], [R4]. Iterativni postupak temelji se na određivanju novih parametara vektora deformacijske ravnine $\boldsymbol{\rho}^{k+1}$ preko izraza (4.44):

$$\mathbf{I}^k \Delta \boldsymbol{\rho}^{k+1} = \Delta \mathbf{S}^k \quad (4.42)$$

$$\Delta \mathbf{S}^k = \mathbf{S}_v^k - \mathbf{S}_u^k \quad (4.43)$$

$$\boldsymbol{\rho}^{k+1} = \boldsymbol{\rho}^k + \Delta \boldsymbol{\rho}^{k+1} \quad (4.44)$$

gdje je k iteracijski korak, $\mathbf{S}_v^k$ vektor vanjskih sila u k -tom iteracijskom koraku, $\Delta \mathbf{S}^k$ vektor neuravnoteženih sila u k -toj iteraciji te $\Delta \boldsymbol{\rho}^{k+1}$ vektor prirasta parametara ravnine deformacije. Iterativnim postupkom se nelinearni problem određivanja ravnine deformacije svodi na linearni problem unutar svakog iterativnog koraka. Radi kontrole konvergencije iterativnog postupka, kontrolira se prirast vektora parametara dopunske ravnine deformacije $\Delta \boldsymbol{\rho}^{k+1}$ te prirast vektora neuravnoteženih sila $\Delta \mathbf{S}^k$. Kriterij konvergencije definiran je sljedećim izrazom:

$$\frac{\|\Delta \boldsymbol{\rho}^{k+1}\|}{\|\Delta \boldsymbol{\rho}^k\|} \leq \mu_p \quad ; \quad \frac{\|\Delta \mathbf{S}^k\|}{\|\Delta \mathbf{S}_v^k\|} \leq \mu_s \quad (4.45)$$

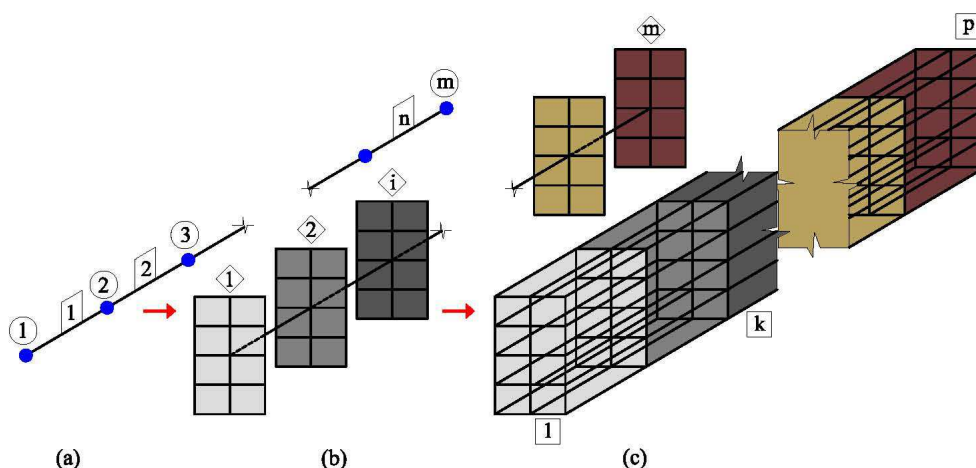
gdje su μ_p i μ_s dopuštene tolerancije odstupanja za vektor deformacijske ravnine i vektor neuravnoteženih sila. Slijed opisanog iterativnog postupka prikazan je u tablici 4.1.

Tablica 4.1. Iterativni postupak iznalaženja ravnine deformacije ρ^{k+1}

(0.)	Iz iteracijskog koraka k poznati su parametri deformacijske ravnine ρ^k , matrica mehaničkih karakteristika I^k i vektor unutrašnjih sila presjeka S_u^k .
(1.)	Računa se vektor neuravnoteženih sila ΔS^k preko izraza (4.43).
(2.)	Računa se vektor prirasta parametara ravnine deformacije $\Delta \rho^{k+1}$ preko izraza (4.42).
(3.)	Određuje se novi vektor ravnine deformacije ρ^{k+1} preko izraza (4.44).
(4.)	Kontrola konvergencije iterativnog postupka. Ako je zadovoljen kriterij konvergencije (4.45), prelazi se na određivanje ravnine deformacije presjeka na sljedećem štapu. Ako kriterij konvergencije nije zadovoljen, postupak ponovno kreće od koraka (1.).

4.2.2.9. Veza između 3D modela provođenja topline i nelinearnog modela za proračun mehaničkih karakteristika poprečnog presjeka

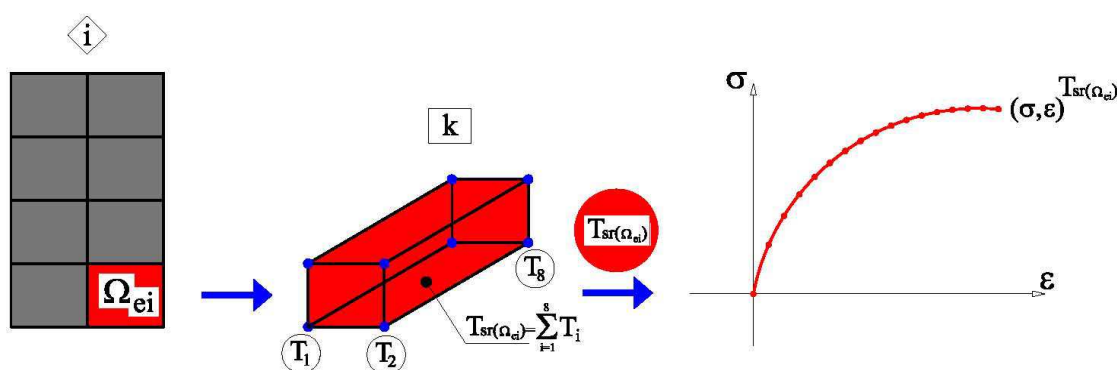
Veza između 1D mreže konačnih štapnih elemenata za proračun pomaka i reznih sila, 2D mreže konačnih elemenata poprečnog presjeka za nelinearni proračun mehaničkih karakteristika te 3D mreže konačnih elemenata modela provođenja topline prikazana je na crtežu 4.8.



Crtež 4.8. Veza između pojedinih numeričkih podmodela - (a) diskretizacija štapne konstrukcije; (b) diskretizacija modela za nelinearni proračun meh. karakteristika; (c) diskretizacija za model provođenja topline

Sve tri mreže su povezane na način da uzdužna dimenzija mreže 3D konačnih elemenata za proračun temperaturnog polja odgovara duljini KE jednog šapa, tj. 1D

diskretizaciji štapne konstrukcije, dok su preostale dvije dimenzije 3D konačnog elementa identične diskretizaciji poprečnog presjeka na podelemente za nelinearni proračun mehaničkih karakteristika. Na taj način je ostvarena logična veza između mreža triju odvojenih numeričkih podmodela. Za svako podpodručje Ω_{ei} poprečnog presjeka određuje se pripadajuća veza naprezanje-deformacija $(\sigma, \varepsilon)^{T_i}$, koja je ovisna o temperaturi T_i . Temperatura na podelementu Ω_{ei} određuje se kao srednja vrijednost temperature pripadajućeg 3D konačnog elementa iz mreže modela provođenja topline $T_{sr(\Omega_{ei})}$, što je prikazano na crtežu 4.9., te se koristi za dobivanje modificirane veze naprezanje-deformacija $(\sigma, \varepsilon)^{T_{sr(\Omega_{ei})}}$.



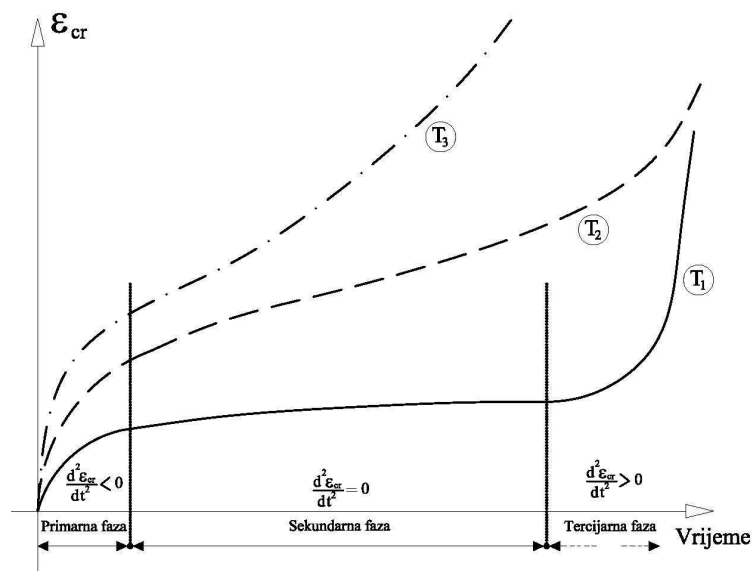
Crtež 4.9. Postupak određivanja modificirane veze naprezanje-deformacija $(\sigma, \varepsilon)^{T_{sr(\Omega_{ei})}}$ za podelement Ω_{ei}

4.2.3. Modeliranje puzanja čelika pri djelovanju visokih temperatura

4.2.3.1. Uvod

Općenito, pri djelovanju konstantnog naprezanja i temperature, deformacije od puzanja čelika ε_{cr} prolaze kroz tri faze, što je prikazano na crtežu 4.10. U početnoj fazi, tzv. fazi primarnog puzanja, uočljiva je velika brzina prirasta deformacije od puzanja u vremenu, koja se polagano smanjuje na konstantnu vrijednost prirasta deformacije. U sekundarnoj je fazi brzina prirasta deformacije od puzanja približno konstantna. U tercijarnoj fazi brzina prirasta deformacije od puzanja doživljava eksponencijalni rast u trenutku kada čelik dolazi do točke loma. Na crtežu 4.10. uočljivo je da kod većih vrijednosti temperatura ne postoji

naglašeni prijelaz iz sekundarne u tercijarnu fazu puzanja. Stoga se za potrebe modeliranja ponašanja čeličnih konstrukcija pri djelovanju požara najčešće uzimaju u obzir samo primarna i sekundarna faza puzanja čelika.



Crtež 4.10. Faze puzanja čelika pri visokim temperaturama ($T_1 < T_2 < T_3$)

Deformacije od puzanja čelika pri visokim temperaturama najčešće se određuju stacionarnim testom uzorka kod kojeg je naprezanje konstantno u vremenu. Međutim, kod realnih konstrukcija postoji mogućnost da se naprezanje mijenja u vremenu, primjerice u slučaju konstrukcija sa spriječenim uzdužnim širenjem. U situaciji kad se naprezanja zanemarivo mijenjaju u vremenu, za proračun deformacija od puzanja koristi se pravilo "vremenskog očvršćivanja", tj. pretpostavlja se da puzanje ovisi isključivo o vremenu i razini naprezanja. Proračun deformacija od puzanja čelika za slučaj konstantnog naprezanja može se napisati u integralnom obliku:

$$\epsilon_{cr} = \int_0^t \dot{\epsilon}_{cr}(t, \sigma_s) dt \quad (4.46)$$

gdje je $\dot{\epsilon}_{cr}$ brzina promjene deformacija od puzanja, t vrijeme te σ_s naprezanje u čeliku. S druge strane, kad su naprezanja promjenjiva u vremenu, za proračun deformacija od puzanja koristi se pravilo "deformacijskog očvršćivanja", tj. pretpostavlja se da puzanje ovisi o razini naprezanja i veličini deformacije od puzanja iz prethodnog vremenskog intervala. Proračun deformacija od puzanja čelika za slučaj promjenjivog naprezanja može se napisati u integralnom obliku:

$$\varepsilon_{cr} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{cr}(\varepsilon_{cr}, \sigma_s) dt \quad (4.47)$$

U većini suvremenih numeričkih modela razvijenih u istraživačkoj zajednici koristi se proračun puzanja primjenom pravila "vremenskog očvršćivanja" zbog njegove jednostavnosti. Nadalje, jednačbe (4.46) i (4.47) najčešće se rješavaju u skladu s pretpostavkama koje je izložio Dorn [D.1]. Prema Dornu, za proračun deformacija od puzanja pretpostavlja se da ne dolazi do promjene naprezanja tijekom vremena, te da je puzanje ovisno o temperaturi (T_R), naprezanju (σ_s) i vremenu (t). Proračun deformacija od puzanja provodi se prema jednačbi (4.48), koja je koncipirana prema pravilu "vremenskog očvršćivanja" :

$$\frac{d\varepsilon_{cr}}{dt} = [S\Phi(\sigma_s)] e^{-Q/T_R} \quad (4.48)$$

uz uvjet:

$$\frac{d\sigma_s}{dt} = 0 \quad (4.49)$$

gdje je $S\Phi(\sigma_s)$ funkcija ovisna o temperaturi i naprezanju, koja se određuje eksperimentalno za pojedini tip čelika. Diferencijalna jednačba (4.48) vrijedi samo u slučaju kad su temperatura i naprezanje konstantni u vremenu. Uzimajući u obzir situaciju kad je temperatura promjenjiva u vremenu, Dorn uvodi novu varijablu θ koja uključuje dodatni porast deformacije od puzanja zbog vremenske promjene temperature, što se može izračunati preko izraza:

$$\theta = \int_0^t e^{-Q/T_R} dt \quad (4.50)$$

gdje je:

$$Q = -\frac{\Delta H}{R} \quad (4.51)$$

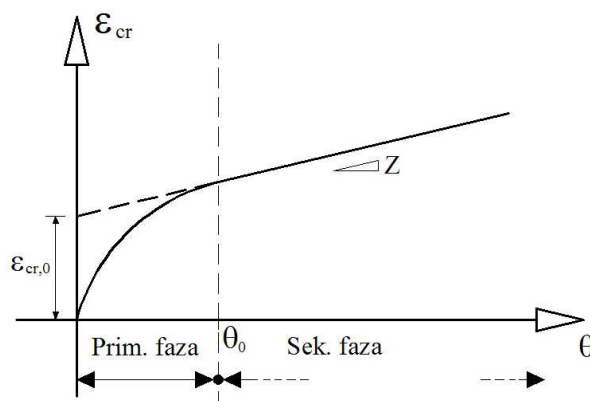
U gornjem izrazu je ΔH energija aktivacije puzanja [J/mol], a R univerzalna plinska konstanta [J/molK]. Varijabla θ se naziva temperaturnim kompenziranim vremenom. U nastavku ovog rada bit će prikazani modeli za proračun deformacija od puzanja čelika koji su implementirani u razvijeni numerički model nosivosti štapnih konstrukcija pri djelovanju požara.

4.2.3.2. Model deformacija od puzanja čelika prema Harmathyju

Jednadžba za proračun puzanja u primarnoj fazi prema Harmathyju [H.2] izložena je u paraboličnom obliku:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\varepsilon_{cr,0}}{\ln 2} \operatorname{arcosh} \left(2^{\frac{Z\theta}{\varepsilon_{cr,0}}} \right) \quad (4.52)$$

gdje je $\varepsilon_{cr,0}$ duljina presjecišta krivulje puzanja u sekundarnoj fazi s ordinatom, a Z eksperimentalni parametar Zener - Hollomona [h^{-1}]. Grafički prikaz rješenja jednadžbe (4.52) izložen je na crtežu 4.11.



Crtež 4.11. Grafički prikaz rješenja jednadžbe (4.52) za konstantno naprezanje i temperaturu

Proračun deformacija od puzanja korištenjem jednadžbe (4.52) vrijedi do kraja primarne faze puzanja čelika, koja je određena graničnom vrijednošću parametra θ_0 :

$$\theta_0 = \frac{\varepsilon_{cr,0}}{Z} \quad (4.53)$$

Puzanje u sekundarnoj fazi je proporcionalno nagibu pravca Z , što je vidljivo iz crteža 4.11. Parametar $\varepsilon_{cr,0}$ je ovisan o naprezanju i dobiva se preko izraza:

$$\varepsilon_{cr,0} = A\sigma_s^B \quad (4.54)$$

Parametar Z se određuje u ovisnosti o naprezanju:

$$Z = C\sigma_s^D \quad (\sigma_s \leq \sigma_1) \quad (4.55)$$

$$Z = He^{F\sigma_s} \quad (\sigma_s > \sigma_1) \quad (4.56)$$

Parametri Q , Z , A , B , C , D , H , F i σ_1 eksperimentalno se određuju za svaku vrstu čelika. Navedeni parametri za čelik A36-66 (S275) i čelik za prednaprezanje A421-65 [H.6] prikazani su u tablici 4.2.

Tablica 4.2. Parametri za proračun deformacija od puzanja za čelik A36 (S275) i A421-65

Tip čelika	Q [K]	A	B	σ_1 [MPa]	D	C [1/min]	H [1/min]	F
A36	38900	$4.07 \cdot 10^{-6}$	1.75	103	4.70	$6.217 \cdot 10^6$	$2.1 \cdot 10^{14}$	0.0434
A421-65	30600	$9.262 \cdot 10^{-5}$	0.67	172	3.00	$3.253 \cdot 10^6$	$1.368 \cdot 10^{12}$	0.0145

Proračun deformacija od puzanja vrši se inkrementalno u vremenu na način da se jednačba (4.52) vremenski diferencira. Algoritam inkrementalnog proračuna deformacija od puzanja izložen je u tablici 4.3., gdje je uočljivo kako se u prikazanom inkrementalnom postupku u svakom trenutku mora "pamtiti" vrijednost prethodno akumulirane vrijednosti parametra θ .

Tablica 4.3. Inkrementalni algoritam proračuna deformacija od puzanja

(1.)	Izračunavanje prirasta parametra θ u tekućem vremenskom inkreментu Δt prema izrazu: $\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \Delta t \cdot e^{-Q/T_R}$ gdje je θ_t akumulirani parametar u vremenu t
(2.)	Provjeravanje vrijedi li $\theta_{t+\Delta t} < \theta_0$
(3.)	Određivanje $\varepsilon_{cr,0}$ i Z u ovisnosti o poznatoj vrijednosti naprezanja σ_s
(4.)	Izračunavanje nove vrijednosti ε_{cr}
(5.)	Postupak ponovno kreće od koraka (1.) za sljedeći vremenski inkrement

4.2.3.3. Model deformacija od puzanja čelika prema Williams – Leiru

Williams - Leirov model [W.1] izložen je u obliku empirijske formule kojom se za bilo koju kombinaciju razine temperature i naprezanja mogu izračunati deformacije od puzanja. Empirijska formula dobivena je statističkom analizom niza rezultata stacionarnih

testova koji su provedeni na uzorcima izrađenim od različitih tipova čelika. Parametarski izraz je izložen u obliku logaritamske jednadžbe:

$$\log_{10} \varepsilon_{cr} = \frac{\log_{10} t - T_C (a_1 + a_4 (\sigma/0.006897)) - a_3 (\sigma/0.006897) - a_8}{a_2 + \sigma(a_6 + a_7 T_C)/0.006897 + a_5 T_C} \quad (4.57)$$

gdje je t vrijeme [min], T_C temperatura [°C], a σ naprezanje [MPa]. Koeficijenti a_1 - a_8 su bezdimenzionalni empirijski koeficijenti koji ovise o tipu čelika. Određeni su na način da jednadžba (4.57) dovoljno precizno aproksimira rezultate niza stacionarnih testova koji su bili dostupni autoru opisanog modela. Bezdimenzionalni koeficijenti za čelik SM50 (S355) izloženi su u tablici 4.4.

Tablica 4.4. Parametri za proračun deformacija od puzanja za čelik SM50 (S355)

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8
$-3.571 \cdot 10^{-2}$	6.918	$-1.666 \cdot 10^{-5}$	$-3.199 \cdot 10^{-7}$	$-1.012 \cdot 10^{-2}$	$-1.158 \cdot 10^{-4}$	$2.343 \cdot 10^{-7}$	28.78

Prema autoru, jednadžba (4.57) vrijedi za proračun deformacija od puzanja u temperaturnom intervalu od 500-650°C, s vremenskim trajanjem opterećenja u intervalu od 4 minute do 16 sati, te do maksimalne vrijednosti deformacija čelika u iznosu do 2%.

4.2.3.4. Model deformacija od puzanja čelika prema Koduru

Kodur i Dwaikat [K.3] su predložili model za proračun deformacija od puzanja koji je izvorno implementiran u računalni program ANSYS, prema kojem se deformacije od puzanja u primarnoj i sekundarnoj fazi računaju preko izraza:

$$\Delta \varepsilon_{cr} = \frac{c_1 \sigma_s^{c_2} t^{c_3+1} e^{-c_4/T_s}}{c_3 + 1} + c_5 t \sigma_s^{c_2} e^{-c_7/T_s} \quad (4.58)$$

gdje je t vrijeme [min], T_s temperatura [°C], σ_s naprezanje [MPa], a parametri c_1 - c_7 - empirijski koeficijenti koji ovise o vrsti čelika. Bezdimenzionalne koeficijente, izložene u tablici 4.5., autori su definirali na način da se predviđanja deformacija od puzanja

jednadžbom (4.58) poklapaju s eksperimentalnim rezultatima provedenim za tip čelika A36 (S355).

Tablica 4.5. Parametri za proračun deformacija od puzanja za čelik A36 (S355)

c_1 [1/min]	c_2	c_3	c_4 [°C]	c_5 [1/min]	c_6	c_7 [°C]
$6.0 \cdot 10^{-6}$	6.95	-0.4	16500	$6.0 \cdot 10^{-6}$	$6.0 \cdot 10^{-5}$	$5.0 \cdot 10^{-3}$

4.2.4. Modeliranje deformacija od puzanja betona pri djelovanju visokih temperatura

4.2.4.1. Uvod

Deformacije od puzanja betona ovise o razini naprezanja i temperature kojima je izložen beton, kao i o vremenskom trajanju izloženosti betona navedenim utjecajima. Efekt puzanja betona javlja se i pri normalnim temperaturama, a očituje se pojavom dodatnih deformacija pri djelovanju konstantnog naprezanja, posebice ukoliko se beton opterećuje tijekom dužeg vremenskog perioda. Pri djelovanju visokih temperatura, puzanje betona je izraženije s većim vrijednostima deformacija. Razlika između puzanja pri normalnim i visokim temperaturama postoji zbog činjenice da se deformacije od puzanja betona pri djelovanju visokih temperatura javljaju u relativno kratkom vremenskom intervalu (1-5 sati), što nije slučaj kod puzanja betona pri normalnim temperaturama kad se deformacije od puzanja betona manifestiraju u dužem vremenskom periodu. Deformacije od puzanja betona u numeričkom modeliranju se obično zanemaruju zbog činjenice da puzanje postaje značajno tek pri temperaturama višim od 400°C te pri dužem vremenskom izlaganju (jedan sat i više) [A.4]. Deformacije od puzanja pri djelovanju visokih temperatura najčešće se određuju putem stacionarnog testa gdje se uzorak opterećuje u vremenskom periodu od nekoliko sati te se mjeri ukupna promjena deformacije. Za proračun dodatnih deformacija u betonu, određeni modeli poput [K.9] i [S.3] uzimaju u obzir deformacije od puzanja zajedno s prolaznim deformacijama (transient-creep). Radi lakšeg praćenja pojedinih deformacija, u ovaj je rad implementiran odvojeni proračun deformacija od puzanja i prolaznih deformacija. U nastavku ovog doktorskog rada bit će prikazani modeli deformacija od puzanja betona koji su implementirani u numerički model.

4.2.4.2. Model deformacija od puzanja betona prema Anderbergu

Anderberg i Thelandersson [A.4] su predložili model za proračun deformacija od puzanja betona pri konstantnom naprezanju i temperaturi u obliku eksponencijalnog zakona:

$$\varepsilon_{cr} = \beta_0 \frac{\sigma}{\sigma_u(T)} \left(\frac{t}{t_r} \right)^p e^{k_1(T-20)} \quad (4.59)$$

gdje je $\beta_0 = -0.53 \cdot 10^{-3}$, σ naprezanje, $\sigma_u(T)$ tlačna čvrstoća betona pri temperaturi T , t vrijeme [h], $t_r = 3$ h, $p = 0.5$, $k_1 = 3.04 \cdot 10^{-3} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$, a T temperatura [$^{\circ}\text{C}$]. Jednadžba (4.59) dobivena je empirijskim putem i dovoljno precizno opisuje rezultate niza stacionarnih testova koji su provedeni na betonskim uzorcima u studiji [A.4]. Ukoliko su naprezanje i temperatura promjenjivi u vremenu, proračun deformacija od puzanja provodi se uzimajući u obzir pojavu očvršćivanja materijala, koja se javlja u slučaju povećavanja naprezanja. Proračun deformacija od puzanja uz pojavu očvršćivanja materijala provodi se u situaciji kad je naprezanje σ_i , temperatura T_i , te akumulirano puzanje $\varepsilon_{cr,i}$ poznato za vremenski interval t_i . Potrebno je proračunati akumulirano puzanje $\varepsilon_{cr,i+1}$ za novi vremenski korak $t_{i+1} = t_i + \Delta t_i$. Ukoliko je poznata temperatura T_{i+1} i pripadajuće naprezanje σ_{i+1} u novom vremenskom koraku t_{i+1} , računa se ekvivalentno vrijeme $t_{m,i}$ koje rezultira istom vrijednošću akumulirane deformacije od puzanja $\varepsilon_{cr,i}$ za konstantnu vrijednost naprezanja σ_{i+1} i temperature T_{i+1} . Ekvivalentno vrijeme $t_{m,i}$ određuje se direktno iz jednadžbe (4.59) koristeći izraz:

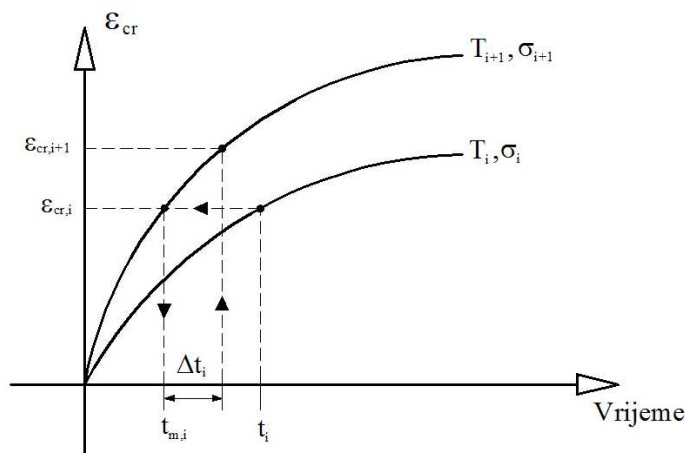
$$t_{m,i} = t_r \left(\frac{\varepsilon_{cr,i}}{\beta_0 \frac{\sigma_{i+1}}{\sigma_u(T_{i+1})} e^{k_1(T_{i+1}-20)}} \right)^{1/p} \quad (4.60)$$

Sada se može izračunati akumulirano puzanje $\varepsilon_{cr,i+1}$ u novom vremenskom koraku $t_{i+1} = t_{m,i} + \Delta t_i$:

$$\varepsilon_{cr,i+1} = \beta_0 \frac{\sigma_{i+1}}{\sigma_u(T_{i+1})} \left(\frac{t_{m,i} + \Delta t_i}{t_r} \right)^p e^{k_1(T_{i+1}-20)} \quad (4.61)$$

Uvrštavanjem ekvivalentnog vremena $t_{m,i}$ u jednadžbu (4.61) određeno je akumulirano puzanje $\varepsilon_{cr,i+1}$ koje uzima u obzir prirast naprezanja i temperature u vremenskom inkrementu

Δt_i . Grafički prikaz ekvivalentnog vremena $t_{m,i}$, kao i prikaz opisanog postupka proračuna, izloženi su na crtežu 4.12.



Crtež 4.12. Proračun deformacija od puzanja uz promjenu naprezanja i temperature u vremenskom intervalu Δt_i

4.2.4.3. Model deformacija od puzanja betona prema Harmathyju

Proračun deformacija od puzanja prema Harmathyju [B.13] izražen je u obliku:

$$\varepsilon_{cr,i+1} = \beta_1 \frac{\sigma_c^{i+1}}{f_{ct}^{i+1}} (t^{i+1})^{1/2} e^{d_1(T^{i+1}-293)} \quad (4.62)$$

gdje je σ_c^{i+1} naprezanje, f_{ct}^{i+1} tlačna čvrstoća betona pri temperaturi T , t^{i+1} vrijeme [s], T^{i+1} temperatura [K] te β_1 [$s^{-1/2}$] i d_1 [K^{-1}] empirijske konstante koje ovise o tipu betona. Za potrebe numeričke analize, prema studiji [B.13], odabrane su sljedeće vrijednosti empirijskih konstanti: $\beta_1 = 6.28 \cdot 10^{-6} s^{-1/2}$ i $d_1 = 2.658 \cdot 10^{-3} K^{-1}$. Promjena temperature i naprezanja u vremenu uzima se u obzir preko inkrementalnog proračuna prirasta deformacije od puzanja u vremenskom inkrementu $\Delta t_{i+1} = t_{i+1} - t_i$:

$$\Delta \varepsilon_{cr,i+1} = \varepsilon_{cr,i+1} - \varepsilon_{cr,i} \quad (4.63)$$

gdje su $\varepsilon_{cr,i+1}$ i $\varepsilon_{cr,i}$ vrijednosti deformacija od puzanja u vremenima t_{i+1} i t_i , s pripadajućim vrijednostima pojedinih varijabli iz jednadžbe (4.62) u navedenim vremenima.

4.2.5. Modeliranje prolaznih deformacija u betonu pri djelovanju visokih temperatura

4.2.5.1. Uvod

Prolazne deformacije se kod betonskih konstrukcija javljaju u slučaju prirasta temperature pri konstantnom naprezanju. Ovisne su o razini naprezanja i temperature kojima je izložen beton [A.4], [N.1]. Istraživanja su pokazala kako su navedene deformacije nepovratne te da se javljaju samo prilikom prvog zagrijavanja betona. Vrijednosti prolaznih deformacija su daleko veće od vrijednosti deformacije od puzanja, te uzrokuju povećano deformiranje betonskih konstrukcija pri djelovanju visokih temperatura. Prolazne deformacije se određuju nestacionarnim testom pri kojem se uzorak opterećuje u kraćem vremenskom periodu. Pritom se prolazna deformacija određuje kao razlika između ukupne izmjerene deformacije i ostalih komponenti deformacija koje se javljaju u betonu (toplinska deformacija, deformacija od puzanja, deformacija uzrokovana naprežanjem betona zbog vanjskog opterećenja). U nastavku ovog rada bit će prikazani modeli prolaznih deformacija koji su implementirani u numerički model.

4.2.5.2. Model prolaznih deformacija betona prema Anderbergu

Prema studiji [A.4], model za proračun prolaznih deformacija, koji ovisi o razini naprezanja i veličini toplinske deformacije, definiran je izrazom:

$$\varepsilon_{tr} = k_2 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} \varepsilon_{th} \quad (4.64)$$

gdje je σ_c naprežanje, f_{c0} tlačna čvrstoća betona pri sobnoj temperaturi, ε_{th} toplinska deformacija te k_2 empirijski koeficijent koji ovisi o tipu betona uzimajući vrijednost između 1.8-2.35. Jednadžbom (4.64) pretpostavlja se linearna ovisnost prolaznih deformacija i

toplinskih deformacija u betonu za temperature manje od 550°C. Za više vrijednosti temperatura, prolazne deformacije se određuju rješavanjem jednadžbe:

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial T} = 0.0001 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} \quad (4.65)$$

Proračun prolaznih deformacija u slučaju promjenjive temperature i naprezanja u vremenu vrši se preko inkrementalnog oblika jednadžbe (4.64) i (4.65) za vremenski inkrement $\Delta t_{i+1} = t_{i+1} - t_i$:

$$\Delta \varepsilon_{tr}^{i+1} = \varepsilon_{tr}^{i+1} - \varepsilon_{tr}^i \quad (4.66)$$

gdje su $\varepsilon_{tr,i+1}$ i $\varepsilon_{tr,i}$ vrijednosti prolaznih deformacija koje se računaju preko jednadžbe (4.64) za vrijednosti naprezanja i toplinske deformacije koje se javljaju u vremenu t_i i t_{i+1} .

4.2.5.3. Model prolaznih deformacija betona prema Nielsenu

Prema studiji [N.1], model prolaznih deformacija betona pretpostavlja linearnu ovisnost prolaznih deformacija i temperature preko izraza:

$$\varepsilon_{tr} = 0.000038 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} T \quad (4.67)$$

gdje je T temperatura. Inkrementalni oblik proračuna prolaznih deformacija uslijed promjenjivog naprezanja i temperature očituje se izrazom:

$$\Delta \varepsilon_{tr} = 0.000038 \frac{\sigma_c}{f_{c0}} \Delta T^{i+1} \quad (4.68)$$

gdje je $\Delta T^{i+1} = T^{i+1} - T^i$ razlika u temperaturi na početku i na kraju vremenskog intervala integracije.

4.2.6. Modeliranje toplinskih deformacija u građevinskom čeliku i čeliku za prednapinjanje

U ovom radu usvojen je model toplinskih deformacija za građevinski čelik i čelik za prednapinjanje iz studija [E.2] i [E.3]. Vrijednosti toplinskih deformacija za građevinske čelike i čelike za armiranje izložene su preko sljedećih izraza:

- za $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = 1.2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0.4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2.416 \cdot 10^{-4} \quad (4.69)$$

- za $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = 1.1 \cdot 10^{-2} \quad (4.70)$$

- za $860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = 2.0 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6.2 \cdot 10^{-3} \quad (4.71)$$

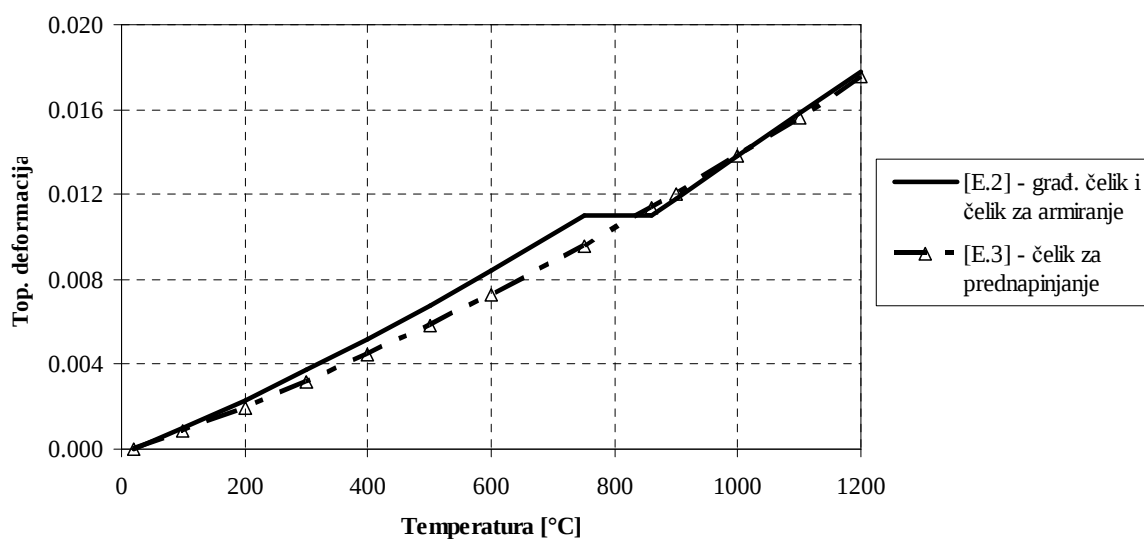
Prema studiji [E.3], vrijednosti toplinskih deformacija kod čelika za prednapinjanje izložene su preko izraza:

- za $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = 1.0 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0.4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2.016 \cdot 10^{-4} \quad (4.72)$$

gdje je: θ_a - temperatura čelika; l - duljina elementa; a Δl - produljenje elementa.

Grafički prikaz usvojenih modela toplinskih deformacija za čelik izložen je na grafikonu 4.1.



Grafikon 4.1. Modeli toplinskih deformacija za građ. čelik i čelik za prednapinjanje

4.2.7. Modeliranje toplinskih deformacija u betonu

U ovom radu usvojen je model toplinskih deformacija za beton iz studije [E.3]. Vrijednosti toplinskih deformacija za beton s mješavinom izrađenom od vapnenačkog agregata izložene su preko izraza:

- za $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 805^{\circ}\text{C}$:

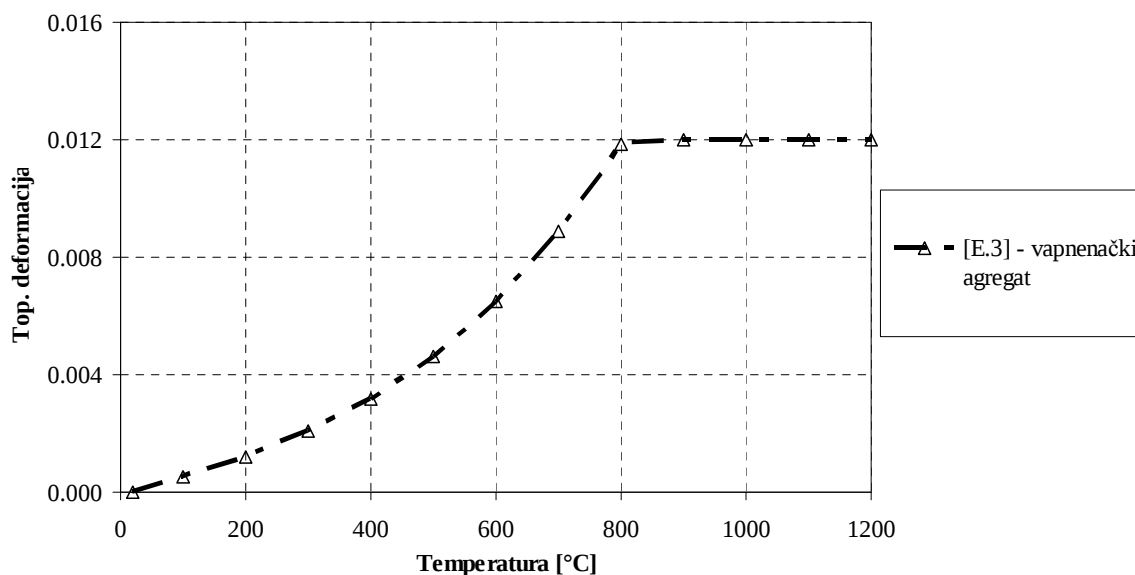
$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = -1.2 \cdot 10^{-4} + 6.0 \cdot 10^{-6} \theta_c + 1.4 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad (4.73)$$

- za $805^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = 1.2 \cdot 10^{-2} \quad (4.74)$$

gdje je: θ_c - temperatura betona.

Grafički prikaz usvojenog modela toplinskih deformacija za beton izložen je na grafikonu 4.2.



Grafikon 4.2. Model toplinskih deformacija za beton

4.2.8. Modeliranje pada sile prednapinjanja u nategama

Pri djelovanju visokih temperatura, u prednapetim konstrukcijama dolazi do zagrijavanja prednapetih natega, što posljedično rezultira postupnim smanjenjem sile prednapinjanja. Smanjenje sile prednapinjanja proporcionalno je povećanju toplinske deformacije u nategi, kao i povećanju deformacija od puzanja prednapetog čelika [G.3]. Ukoliko se pretpostavi da je ukupna promjena deformacije natega jednaka nuli, može se napisati:

$$\Delta \epsilon_{tot} = \Delta \epsilon_{th}(T) + \Delta \epsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \Delta \epsilon_{cr}(\sigma, T, t) = 0 \quad (4.75)$$

Iz jednadžbe (4.75) može se izdvojiti sljedeće:

$$\Delta \epsilon_{\sigma}(\sigma, T) = -(\Delta \epsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \Delta \epsilon_{th}(T)) \quad (4.76)$$

gdje je $\Delta \epsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ smanjenje deformacije uzrokovane naprezanjem pod utjecajem vanjske sile prednapinjanja, $\Delta \epsilon_{th}(T)$ prirast toplinske deformacije u nategi te $\Delta \epsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ prirast deformacije od puzanja natega. Proračun $\Delta \epsilon_{th}(T)$ i $\Delta \epsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ vrši se inkrementalno u

svakom vremenskom koraku, korištenjem modela koji su prikazani u poglavljima 4.2.3, 4.2.6. i 4.2.7.

4.2.9. Modifikacija veze naprezanje-deformacija materijala u ovisnosti o dodatnim deformacijama u materijalu pri visokim temperaturama

4.2.9.1. Uvod

Prilikom djelovanja visokih temperatura, u nosivoj konstrukciji se javljaju dodatne deformacije koje utječu na njenu nosivost i deformabilnost. Kod čeličnih konstrukcija uočavamo tri komponente deformacija, čija suma daje ukupnu deformaciju u čeliku:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad (4.77)$$

gdje je: ε_{tot} ukupna deformacija, $\varepsilon_{th}(T)$ toplinska deformacija, $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ deformacija uzrokovana naprezanjem čelika pod utjecajem vanjskog opterećenja te $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ deformacija od puzanja čelika. Kod betonskih konstrukcija uočavamo četiri komponente deformacija:

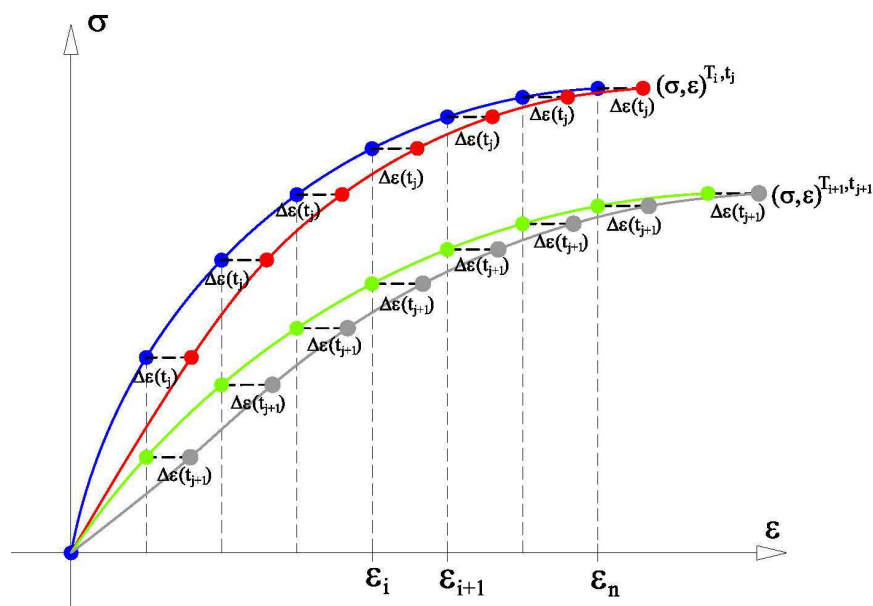
$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\tilde{\sigma}, \sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (4.78)$$

gdje je $\varepsilon_{th}(T)$ toplinska deformacija, $\varepsilon_{\sigma}(\tilde{\sigma}, \sigma, T)$ deformacija uzrokovana naprezanjem betona od vanjskog opterećenja, $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ deformacija od puzanja betona te $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ prolazna deformacija. U poglavljima 4.2.3.-4.2.7. prikazani su modeli implementirani u razvijeni numerički model, kao i postupak proračuna navedenih deformacija. Ukoliko se resultantna ravnina deformacije poprečnog presjeka traži preko jednadžbi (4.77) i (4.78), tada se dodatne deformacije pri visokim temperaturama eksplicitno uzimaju u obzir prilikom proračuna mehaničke nosivosti poprečnog presjeka. Razdioba naprezanja u poprečnom presjeku određuje se na način da se deformacije uzrokovane naprezanjem $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ traže oduzimanjem ostalih komponenti deformacija od ukupne deformacije presjeka ε_{tot} . Opisani postupak je iterativan jer se prvo pretpostavlja ukupna deformacija ε_{tot} , iz koje se preko jednadžbi (4.77) i (4.78) određuje deformacija $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$, temeljem koje se računa distribucija naprezanja po poprečnom presjeku. Navedeni postupak je prikazan u

studijama [D.3], [K.10], [S.8], te se njegovim korištenjem dobivaju zadovoljavajuća poklapanja s rezultatima eksperimentalnih istraživanja. Implicitni postupak uzimanja u obzir dodatnih deformacija pri visokim temperaturama sastoji se od modifikacije veze naprezanje-deformacija, i to na način da se modul elastičnosti materijala određen iz veze naprezanje-deformacija (crtež 4.4.) umanjuje, proporcionalno veličini dodatne deformacije koja se javlja u poprečnom presjeku nosive konstrukcije. Poznato je da krivulje naprezanje-deformacija, koje opisuju ponašanje čelika i betona pri visokim temperaturama [E.2], [E.3], sadrže utjecaj dodatnih deformacija pri visokim temperaturama te da je prema tim krivuljama ponašanje čelika i betona višestruko duktilnije nego što je to slučaj u stvarnosti [K.2], [K.3], [P.7]. U studiji [P.10] prikazan je postupak koji ukazuje kako se prolazne deformacije koje se javljaju u betonu mogu uključiti u krivulje naprezanje-deformacija pri visokim temperaturama. Navedeno potkrepljuje činjenicu kako je modifikacijom krivulja naprezanje-deformacija ponašanja materijala pri visokim temperaturama moguće dobiti ekvivalentni modul elastičnosti kojim bi se mogle proračunati deformacije konstrukcije koje odgovaraju eksperimentalno određenim deformacijama. Međutim, u literaturi ne postoje smjernice o tome kako kreirati zamjenski (implicitni) postupak. U nastavku ovog rada bit će prikazan razvijeni postupak modifikacije krivulje naprezanje-deformacija materijala koji, sukladno autorovom provedenom istraživanju te dobivenim rezultatima, daje zadovoljavajuća poklapanja s eksperimentima.

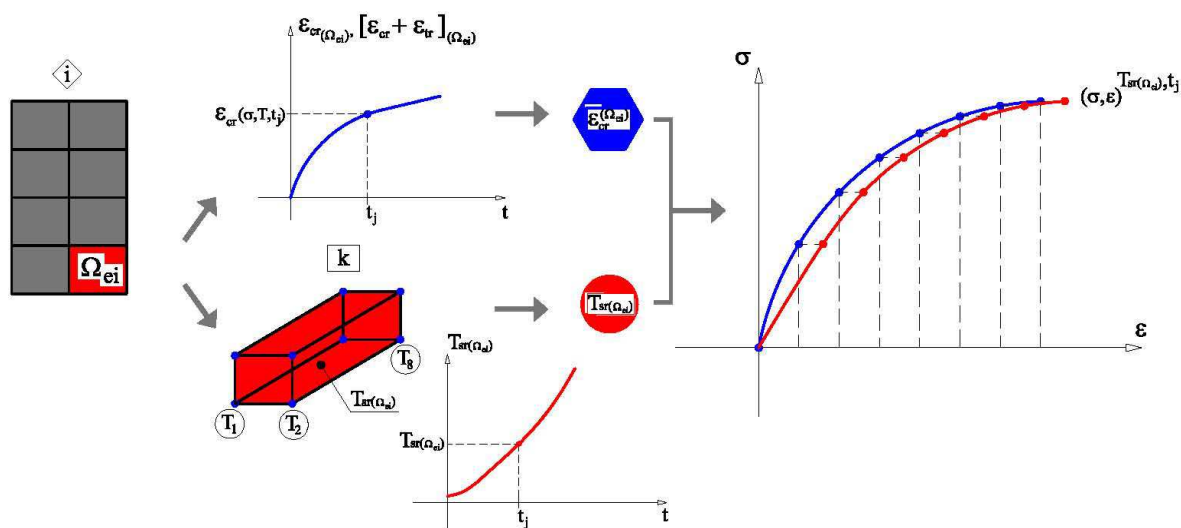
4.2.9.2. Razvijeni implicitni postupak uzimanja u obzir dodatnih deformacija pri visokim temperaturama

Prikaz razvijenog implicitnog postupka pomoću kojeg se dodatne deformacije u materijalu direktno uključuju u krivulju naprezanje-deformacija izložen je na crtežu 4.13. Temeljna ideja je sadržana u postavci da se svakoj točki veze naprezanje-deformacija $(\sigma_i, \varepsilon_i)$, odnosno njenoj diskretnoj deformaciji ε_i , uveća vrijednost za vrijednost proračunate, vremenski ovisne dodatne deformacije $\Delta\varepsilon(t)$, koja se javlja u materijalu konstrukcije. Vremenski ovisna dodatna deformacija $\Delta\varepsilon(t)$ kod čelika je jednaka proračunatoj deformaciji od puzanja $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$, dok je kod betona jednaka zbroju deformacije od puzanja $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ i prolazne deformacije $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$. U razvijenom modelu toplinska deformacija $\varepsilon_{th}(T)$ se ne uzima u obzir jer se numerički model primjenjuje na konstrukcijama koje imaju slobodno uzdužno širenje.



Crtež 4.13. Modifikacija veze naprezanje-deformacija materijala s veličinom vremenski ovisne dodatne deformacije $\Delta\epsilon(t)$ pri visokim temperaturama

Na taj način krivulje naprezanje-deformacija postaju ovisne i o varijabli vremena zbog činjenice da je dodatna deformacija $\Delta\epsilon(t)$ vremenski ovisna varijabla, što je prikazano u poglavljima 4.2.3.-4.2.4. Cjeloviti prikaz temperaturne i deformacijske modifikacije krivulja naprezanje-deformacija izložen je na crtežu 4.14.



Crtež 4.14. Cjeloviti prikaz temperaturne i deformacijske modifikacije veze naprezanje-deformacija materijala

4.2.10. Model krivulja naprežanje-deformacija

U numerički model implementirane su krivulje naprežanje-deformacija iz studija [E.2] i [E.3]. Prema studiji [E.2], krivulje naprežanje-deformacija za građevinski čelik računaju se prema izrazima:

- za $\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$:

$$\sigma = \varepsilon E_{a,\theta} \quad (4.79)$$

- za $\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$:

$$\sigma = f_{p,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0.5} \quad (4.80)$$

- za $\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{t,\theta}$:

$$\sigma = f_{y,\theta} \quad (4.81)$$

- za $\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$:

$$\sigma = f_{y,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \right] \quad (4.82)$$

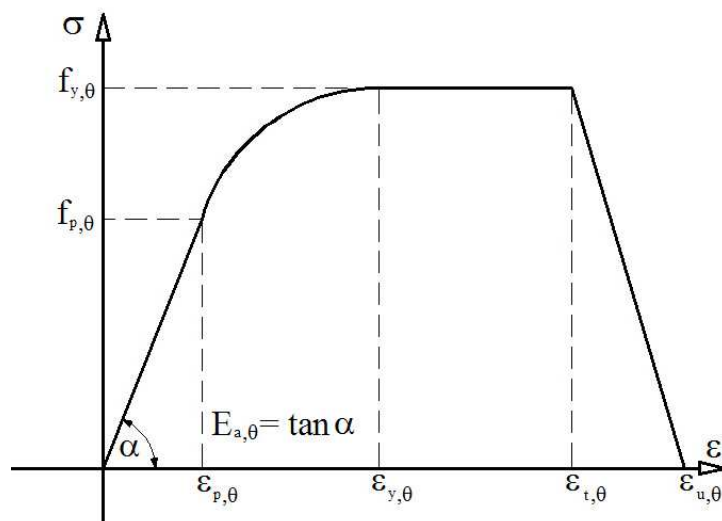
- za $\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$:

$$\sigma = 0 \quad (4.83)$$

gdje je $\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$, $\varepsilon_{y,\theta} = 0.02$, $\varepsilon_{t,\theta} = 0.15$ te $\varepsilon_{u,\theta} = 0.20$. Parametri a^2 , b^2 i c računaju se preko izraza:

$$\begin{aligned} a^2 &= (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta}) \\ b^2 &= c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2 \\ c &= \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})} \end{aligned} \quad (4.84)$$

Vrijednosti $f_{p,\theta}$, $f_{y,\theta}$ i $E_{a,\theta}$ za pojedinu temperaturnu razinu θ uzeti su iz studije [E.2]. Krivulje naprežanje-deformacija za čelik u parametarskom obliku prikazane su na crtežu 4.15.:



Crtež 4.15. Krivulje naprezanje-deformacija za čelik prema [E.2]

gdje je:

- $f_{p,\theta}$ - granica proporcionalnosti na temperaturi θ [MPa],
- $f_{y,\theta}$ - granica popuštanja na temperaturi θ [MPa],
- $E_{a,\theta}$ - modul elastičnosti na temperaturi θ [MPa],
- $\epsilon_{p,\theta}$ - deformacija na granici proporcionalnosti na temperaturi θ [%],
- $\epsilon_{y,\theta}$ - deformacija na granici popuštanja na temperaturi θ [%],
- $\epsilon_{t,\theta}$ - granična deformacija za granicu popuštanja na temperaturi θ [%],
- $\epsilon_{u,\theta}$ - deformacija pri slomu na temperaturi θ [%].

Oblik krivulja naprezanje-deformacija čelika za prednapinjanje prema [E.3] identičan je krivuljama za građevinski čelik, s tim da se koriste nategama odgovarajući materijalni parametri koji su definirani u istoimenoj studiji.

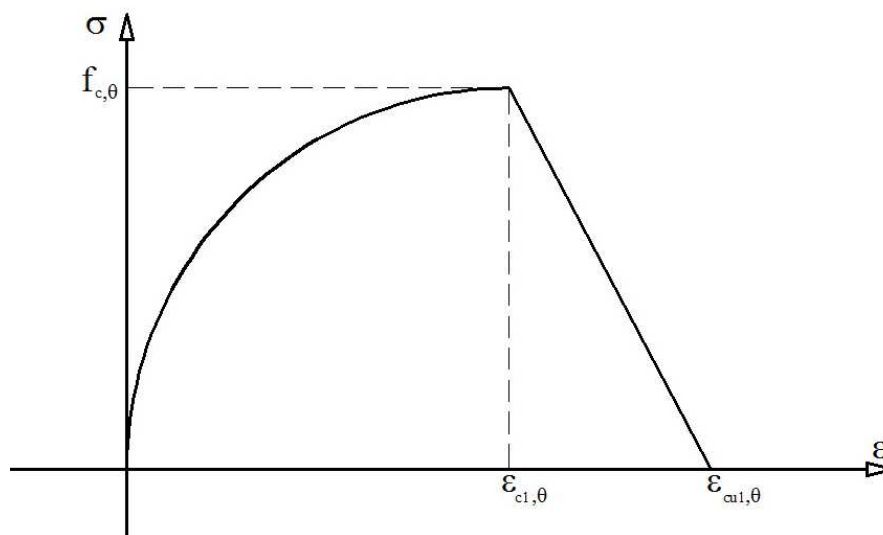
Prema studiji [E.3], krivulje naprezanje-deformacija za beton računaju se prema izrazu:

- za $\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$:

$$\sigma = \frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (4.85)$$

- za područje deformacija $\varepsilon_{cl,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$ koristi se linearna veza do nulte vrijednosti naprezanja.

Vrijednosti $f_{c,\theta}$, $\varepsilon_{cl,\theta}$ i $\varepsilon_{cu1,\theta}$ za pojedinu temperaturnu razinu θ uzeti su iz [E.3]. Krivulje naprezanje-deformacija za beton u parametarskom obliku prikazane su na crtežu 4.16.:



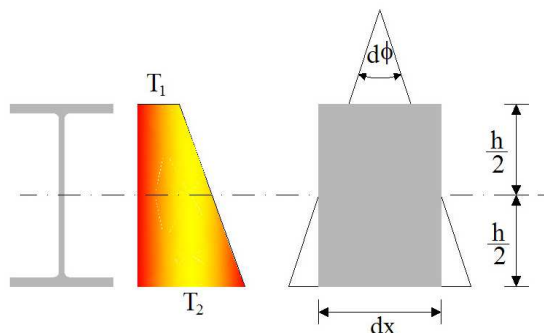
Crtež 4.16. Krivulje naprezanje-deformacija za beton prema [E.3]

gdje je:

- $f_{c,\theta}$ - tlačna čvrstoća na temperaturi θ [MPa],
- $\varepsilon_{cl,\theta}$ - deformacija pri slomu na temperaturi θ [%],
- $\varepsilon_{cu1,\theta}$ - krajnja deformacija na temperaturi θ [%].

4.2.11. Modeliranje dodatnog progiba od nejednolikog zagrijavanja nosive konstrukcije

Pri djelovanju visokih temperatura, često se događa da gornji dio poprečnog presjeka ima nižu vrijednost temperature od donjeg dijela poprečnog presjeka konstrukcije. U tom slučaju u konstrukciji dolazi do nastajanja dodatnog progiba uslijed nejednolikog zagrijavanja donjeg i gornjeg dijela poprečnog presjeka nosive konstrukcije ("Thermal bowing"). Na crtežu 4.17. prikazan je poprečni presjek s nejednolikom razdiobom temperature.



Crtež 4.17. Prikaz deformacije diferencijalnog elementa uslijed nejednolike razdiobe temperature po poprečnom presjeku

Diferencijalna jednadžba elastične linije elementa w u ovisnosti o rubnim temperaturama T_1 i T_2 očituje se preko izraza:

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h} \quad (4.86)$$

gdje je α koeficijent toplinskog širenja materijala te h visina poprečnog presjeka konstrukcije. Do rješenja jednadžbe (4.86) dolazi se integriranjem pripadajuće diferencijalne jednadžbe te se opće rješenje može prikazati u obliku:

$$w(x) = \frac{(a_2 - a_1)}{2h} (Lx - x^2) \quad (4.87)$$

gdje je:

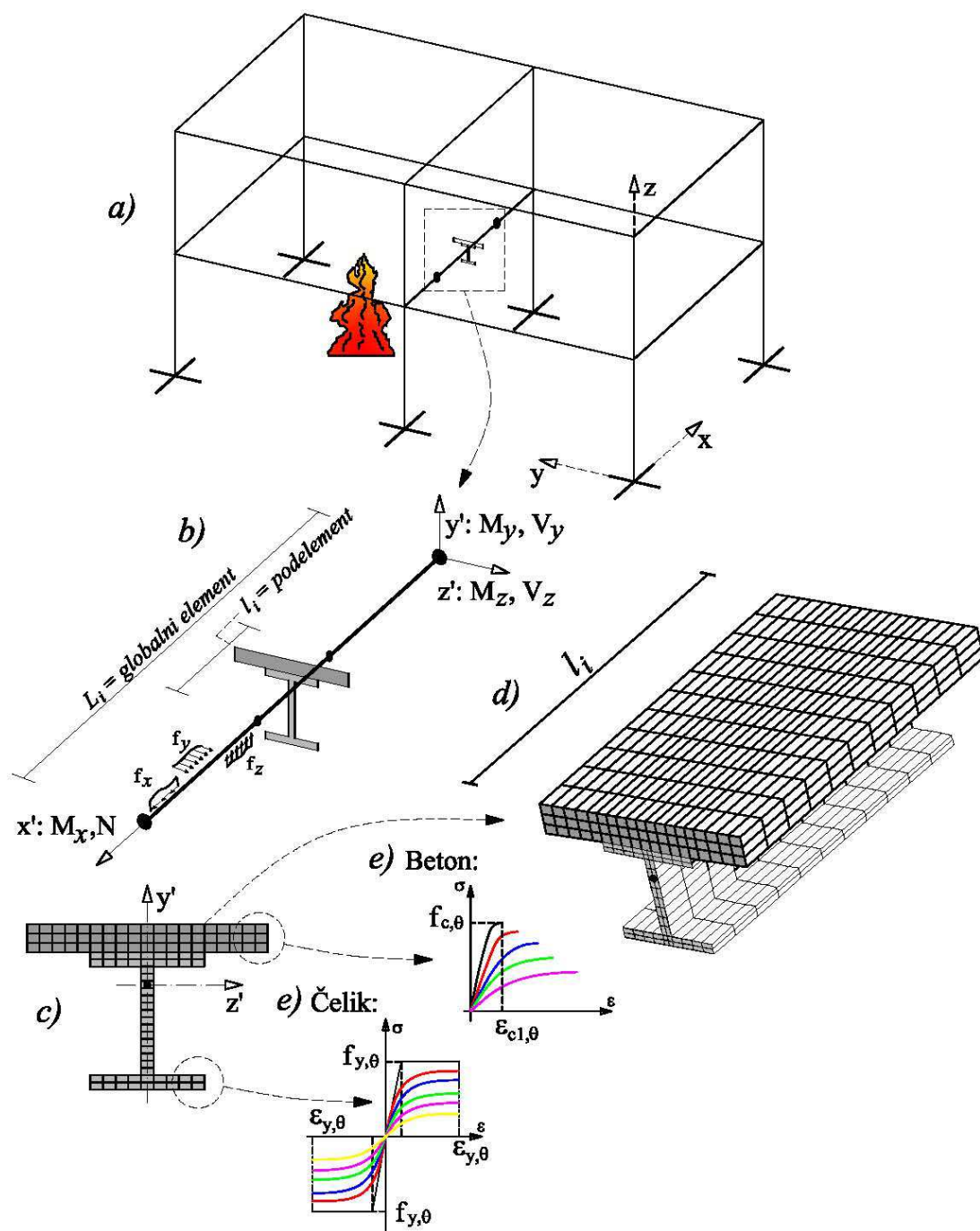
- L - duljina elementa,
- $a_1 = \iint (\alpha T_1(x) dx) dx$, $a_2 = \iint (\alpha T_2(x) dx) dx$.

4.2.12. Cjeloviti prikaz materijalno - nelinearnog numeričkog modela nosivosti štapnih konstrukcija pri djelovanju požara

U trećem i četvrtom poglavlju prikazana je matematička/fizikalna formulacija sljedećih modela: Modela za proračun linearno - elastičnih štapnih sustava, Modela za nelinearni proračun mehaničkih karakteristika (distribucije naprezanja i deformacija) u kompozitnim poprečnim presjecima i Modela za nestacionarno nelinearno provođenje topline. Navedeni modeli presloženi su u jedan cjeloviti Model za proračun prostornih štapnih sustava pri djelovanju požara. Model je inkorporiran u računalni kod napisan u programskom jeziku Fortran 90.

Na crtežu 4.18. prikazana je diskretizacija jedne jednostavne konstrukcije na kojoj je prikazana veza između prostornog štapnog sustava, 2D i 3D mreže. Za diskretizaciju poprečnih presjeka štapova konstrukcije koristi se 2D mreža na kojoj se izračunava stanje naprezanje-deformacija na presjeku te krutost pojedinog štapa. 3D mreža se koristi za proračun provođenja topline.

Postupak počinje definiranjem prostornog štapnog (okvirnog) sustava, tj. za svaki štap (stup/gredu) je neophodno definirati početni i krajnji čvor. Također je potrebno definirati poprečni presjek sa zakonom ponašanja materijala (krivulja naprezanje-deformacija) za svaki štap, čiji broj ovisi o broju uporabljenih materijala (2D mreža). 3D mreža za proračun provođenja topline se tada automatski generira duž štapa (grede/stupa). Ujedno je potrebno definirati i broj podelemenata na koje će konačni element biti podijeljen. Svakom podelementu se pridružuje poprečni presjek i zakon ponašanja materijala s globalnog elementa (štapa).



Crtež 4.18. (a) Globalna diskretizacija prostornog okvira; (b) Štapni element; (c) Diskretizacija poprečnog presjeka elementa; (d) Usporedni 3D model za analizu provođenja topline; (e) Krivulja naprezanje-deformacija za elemente poprečnog presjeka.

Na globalnom 3D modelu provodi se proračun toplinskog toka, s poznatim temperaturama u svakom čvoru. Na svakom elementu 2D mreže (koja opisuje poprečni presjek elementa) računa se srednja (prosječna) temperatura te se korigira zakon ponašanja materijala. Nakon toga se može odrediti stanje naprezanje-deformacija u presjeku te krutost presjeka (koja predstavlja krutost podelementa štapa).

Model je inkrementalan i po inkrementima linearan. Postupak započinje na razini presjeka od nultog (nedeformiranog) stanja s proračunom stvarnih krutosti presjeka (nenaprezani presjek), prema izrazima (4.31), (4.34) i (4.36). Dobivene veličine predstavljaju početnu krutost presjeka. Početne krutosti se koriste za proračun početne matrice krutosti štapa. Bitno je napomenuti da se integracijom na razini presjeka korigiraju samo uzdužne i savojne karakteristike presjeka, dok se posmične i torzijske ostavljaju nepromijenjenima.

Slijedi uobičajeni postupak "slaganja" globalne matrice krutosti i globalnog vektora opterećenja (izraz (4.15)), te proračun unutrašnjih sila i pomaka sustava štapova konstrukcije. Nakon izračunavanja unutrašnjih sila na krajevima štapa, slijedi određivanje položaja ravnine deformacije i određivanje nove krutosti presjeka. Generalno su moguća dva slučaja:

1. Presjeku je moguće odrediti položaj ravnine deformacije. U tom slučaju presjek ima dovoljnu čvrstoću da se odupre djelovanju vanjskih sila, tj. sila dobivenih linearnom analizom štapnog sustava.
2. Presjeku nije moguće odrediti položaj deformacijske ravnine, tj. postupak prikazan u poglavlju 4.2.1. divergira. U ovom slučaju smatra se da je došlo do sloma presjeka, tj. lokalnog sloma na sustavu, a time i mogućeg globalnog sloma sustava. Krutosti tog štapa se izjednačavaju s nulom te se pokušava ponoviti postupak globalnog proračuna.

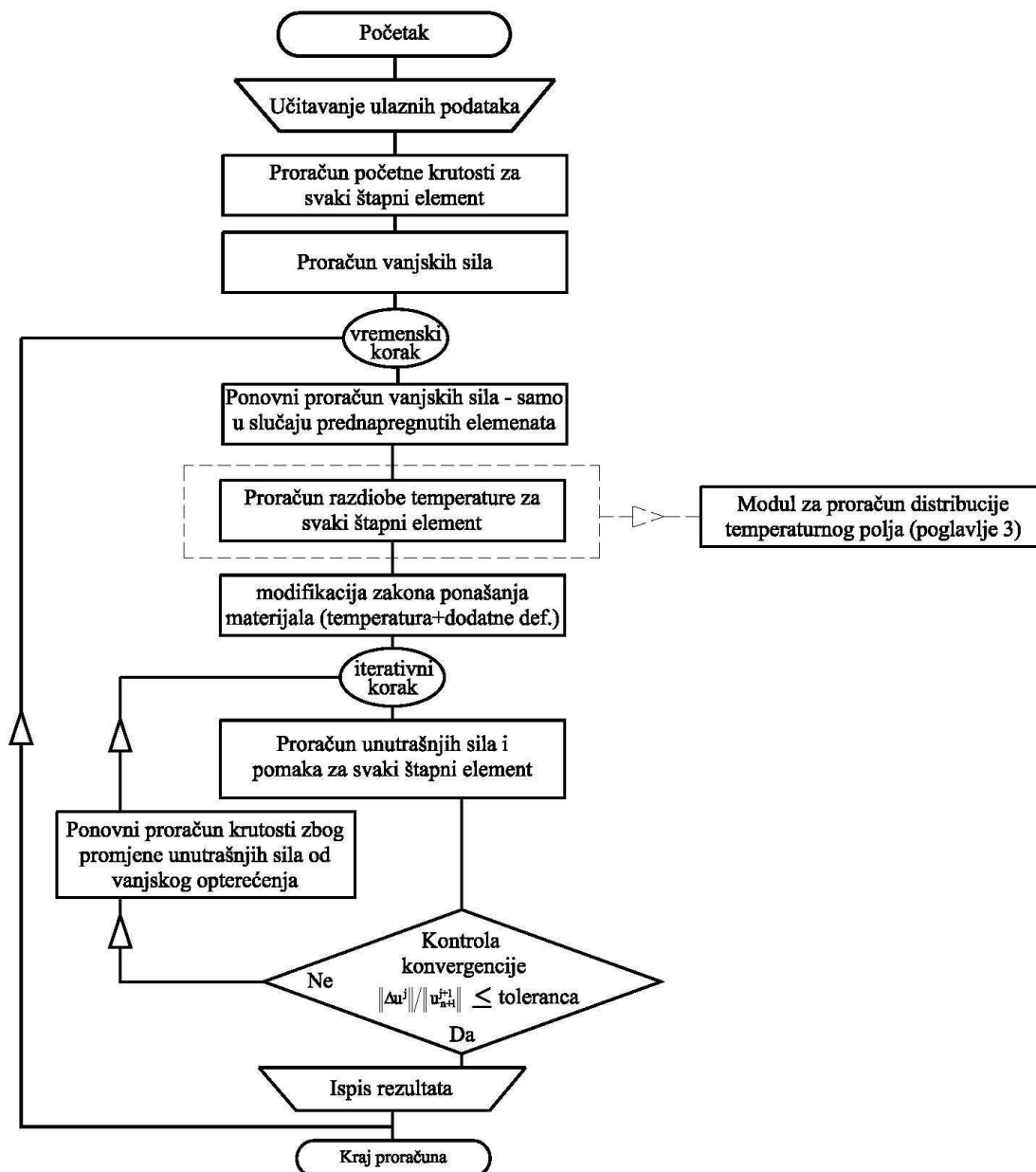
Postupak se nastavlja sve dok norma vektora prirasta pomaka ne padne ispod proizvoljno odabrane vrijednosti, tj. do:

$$\frac{\|\Delta \mathbf{u}_i\|}{\|\mathbf{u}_i\|} \leq \mu_p \quad (4.88)$$

U svim praktičnim slučajevima, odabrana vrijednost μ_p može iznositi 0.001. Inkrementalni postupak i dijagram toka računalnog programa prikazani su u tablici 4.6. i na crtežu 4.19.

Tablica 4.6. Inkrementalni algoritam proračuna nosivosti štapnih konstrukcija pri djelovanju požara

(1.)	Pretpostavlja se početni vektor opterećenja, koji je zapravo nul-vektor ($F=0$). Na osnovu ovog opterećenja određuju se početne lokalne matrice krutosti za svaki štap - izrazi (4.29) i (4.31), a također i početna globalna matrica krutosti K_0: $K_0 = \sum_e k_{gl,0}^e$ Ova matrica predstavlja tzv. nultu krutost, tj. krutost sustava na koji ne djeluju sile.
(2.)	Iz zadanog vanjskog opterećenja na štapovima određuju se sile pune upetosti na štapu te vektor vanjskih sila (sile pune upetosti u globalnom koordinatnom sustavu): $F^e = \int H^T f dx \quad ; \quad F_{gl}^e = T F^e \quad ; \quad F = \sum_e F_{gl}^e$
(3.)	Vremenska petlja, postavlja se prvi vremenski korak $j=1$.
(4.)	Proračun temperaturnog polja u zamjenskim 3D elementima (crtež 4.14). Za svaki poprečni presjek: proračun srednje temperature i korekcija zakona ponašanja prema izračunatoj temperaturi. $\rho C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} + f \quad i, j = 1, \dots, 3$
(5.)	Iteracijska petlja, postavlja se prvi iteracijski korak $i=1$.
(6.)	Izračun pomaka čvorova i unutarnjih sila na elementima: $K_i u_i = F \Rightarrow u_i = K_i^{-1} F \quad ; \quad u_i = \{u_i, v_{pi}, w_{pi}, \theta_i, w_{si}, v_{si}\}$ $s^e = k^e u - F^e$
(7.)	Kontrola konvergencije: $\Delta u_i = u_i - u_{i-1} \quad \frac{\ \Delta u_i\ }{\ u_i\ } \leq \mu_p$ Ako je uvjet konvergencije zadovoljen, iteracijski postupak se okončava, ispisuju se rezultati i slijedi prijelaz na sljedeći vremenski korak (4.). Ako konvergencija nije zadovoljena, prelazi se na korak (7.). Vrijednost μ_p je proizvoljno zadana mala vrijednost.
(8.)	Korekcija krutosti na 2D elementu s obzirom na korigirani zakon ponašanja i korigirane unutrašnje sile. $K_i = I = I_e + I_s = \sum_m \int_{\Omega} E r r^T d\Omega \quad "+" \quad \sum_s E A_s r r^T$ Postavlja se novi iteracijski korak ($i=i+1$) i nastavlja se proračun, korak (6.). Postupak se vrši sve dok se ne postigne zahtijevana točnost ili dok se ne ustanovi divergencija postupka. Divergencija ukazuje na otkazivanje nosivosti poprečnog presjeka, što nadalje ukazuje na otkazivanje nosivosti tog elementa, a moguće i cijele konstrukcije.



Crtež 4.19. Dijagram toka računalnog programa

5. EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE MEHANIČKIH SVOJSTAVA BETONA VELIKIH ČVRSTOĆA PRI VISOKIM TEMPERATURAMA

5.1. Uvod

U petom poglavlju prikazana je eksperimentalna studija vezana za određivanje mehaničkih svojstava betona od kojeg je izrađena prednapeta šuplja ploča ispitana u okviru ovog rada putem požarnog testa, što je detaljno opisano u sljedećem šestom poglavlju. Eksperiment je proveden jednim dijelom u Laboratoriju za građevinske materijale Građevinskog fakulteta u Zagrebu te u Laboratoriju za građevinske materijale Fakulteta građevinarstva, arhitekture i geodezije u Splitu. Cilj studije jest određivanje osnovnih mehaničkih svojstava betona korištenog za izradu testirane šuplje prednapete ploče i to: tlačne čvrstoće, vlačne čvrstoće, modula elastičnosti i krivulja naprezanje-deformacija pri djelovanju visokih temperatura. Kako bi se dobio uvid u vrijednosti mehaničkih svojstava u trenutku djelovanja požara, kao i za period nakon prestanka djelovanja požara, određena su vruća svojstva i preostala svojstva betona. Određivanje tlačne čvrstoće i sekantnog modula elastičnosti provedeno je prema preporukama udruge RILEM (*Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et*

ouvrages). Postupak određivanja vlačne čvrstoće djelomično se podudara s preporukama navedene udruge. U nastavku je izložen prikaz navedenih istraživanja i dobivenih rezultata, te interpretacija rezultata utemeljenih na provedenoj studiji.

5.2. Cilj i sadržaj eksperimentalne studije

Cilj eksperimentalne studije je određivanje vrućih i preostalih mehaničkih svojstava uzoraka mješavine BVČ-a koja je specifična za proizvodnju predgotovljenih šupljih prednapetih betonskih ploča, prema preporukama udruge RILEM. Metode ispitivanja preuzete su od udruge RILEM jer je navedena udruga u ovom trenutku jedina organizacija koja daje preporuke za ovakav tip ispitivanja, s obzirom da ona još uvijek nisu definirana u klasičnim standardima za ispitivanje mehaničkih svojstava materijala. Eksperimentalna studija se sastoji od određivanja vrućih i preostalih svojstava betona. Preostala mehanička svojstva su određena u trenutku kad je uzorak bio prirodno ohlađen na sobnu temperaturu (inicijalno hlađenje) te u vremenskim intervalima od 48 i 96 sati nakon njegova inicijalnog hlađenja. Ispitivanje mehaničkih svojstava u razdoblju nakon inicijalnog hlađenja uzoraka provedeno je kako bi se stekao bolji uvid u kratkotrajno smanjenje mehaničkih svojstava nakon navedenog hlađenja. Vruća svojstva određena u ovoj studiji su sljedeća:

- Tlačna čvrstoća;
- Krivulje naprezanje-deformacija.

Preostala svojstva određena u ovoj studiji su:

- Tlačna čvrstoća određena neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzoraka te 48 i 96 sati nakon hlađenja;
- Krivulje naprezanje-deformacija određene neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzoraka te 48 i 96 sati nakon hlađenja;
- Vlačna čvrstoća određena neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzoraka te 48 sati nakon hlađenja;
- Sekantni i dinamički modul elastičnosti neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzoraka te 48 i 96 sati nakon hlađenja.

5.3. Sastav betona

U tablici 5.1. izložen je sastav ispitane mješavine betona. Frakcija kamenog agregata 0-4 i 4-8 mm podrijetlom je riječni šljunak iz rijeke Neretve u okolici Čapljine. Agregat je,

s obzirom na provedenu petrografsku analizu, klasificiran kao vapnenački tip agregata. Osnovna karakteristika analiziranog betona je niska vrijednost vodocementnog omjera koja stvara slabo obradivi beton ("low slump"). Slaba obradivost betona je nužna radi samog procesa proizvodnje u kojem je prije početka procesa vezanja betona potrebno proizvesti šupljine u betonu.

Tablica 5.1. Receptura ispitane mješavine betona

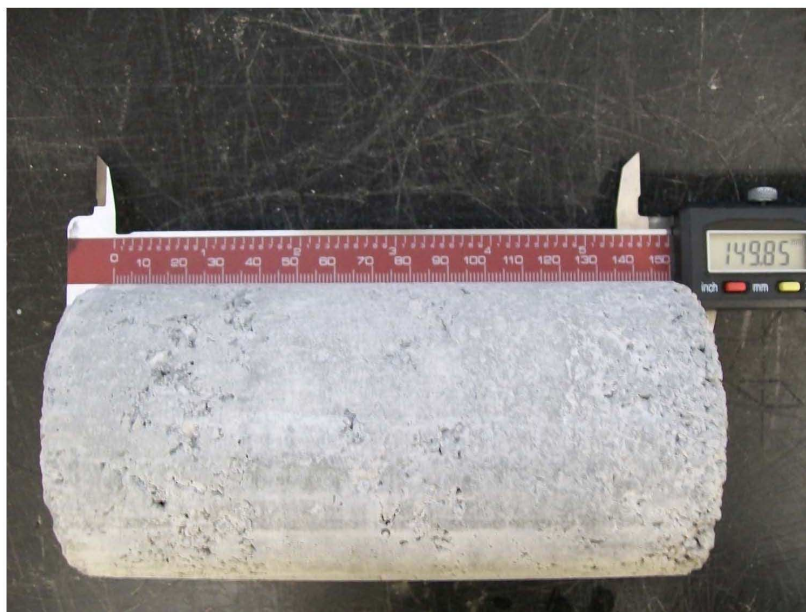
Cement [kg/m ³]	425
Frakcija agregata 0-4 mm [kg/m ³]	1510
Frakcija agregata 4-8 mm [kg/m ³]	266
Vodocementni omjer	0.33-0.34
Plastifikator RHEOFIT 700 [kg/m ³]	4.25
Tlačna čvrstoća nakon 28 dana (kocka) [MPa]	72.4±1.98

5.4. Dimenzije i uvjeti čuvanja betonskih uzoraka

Slijedeći preporuke udruge RILEM za oblik i dimenzije uzoraka (u ovisnosti o maksimalnom zrnu agregata), uzorci betona za ispitivanje tlačne čvrstoće i modula elastičnosti cilindričnog su oblika s odnosom promjer/visina 1/3 (75/225 mm), dok su za ispitivanje vlačne čvrstoće korišteni uzorci s odnosom 1/2 (75/150 mm). Prikaz uzoraka izložen je na fotografijama 5.1. - 5.2.



Fotografija 5.1. Dimenzije valjka za određivanje tlačne čvrstoće i modula elastičnosti betona



Fotografija 5.2. Dimenzije valjka za određivanje vlačne čvrstoće betona

Nakon ugradnje betona u odgovarajuće cilindrične kalupe, uzorci su vibrirani korištenjem posebnog vibratora kojim se postiže zbijenost uzorka identična zbijenosti betona ugrađenog u prednapetu ploču. Prvih sedam dana nakon ugradnje u kalupe uzorci su čuvani pri temperaturi od $20 \pm 2^\circ\text{C}$ na sljedeći način:

- prva 24 sata u kalupima,
- preostalih šest dana u uvjetima u kojima nema razmjene vlažnosti (uzorci uronjeni u vodu radi održavanja 100 % relativne vlažnosti).

Nakon sedam dana uzorci su čuvani na temperaturi od $20 \pm 2^\circ\text{C}$, pri relativnoj vlažnosti zraka $\text{RH} = 50 \pm 5 \%$, što predstavlja rubni uvjet vlažnosti "d" prema standardu RILEM-a (beton u uvjetima niske vlažnosti u objektu). Uzorci koji su korišteni za ispitivanje stari su najmanje 5 mjeseci, što zadovoljava kriterije udruge RILEM (minimalna starost uzoraka iznosi 3 mjeseca).

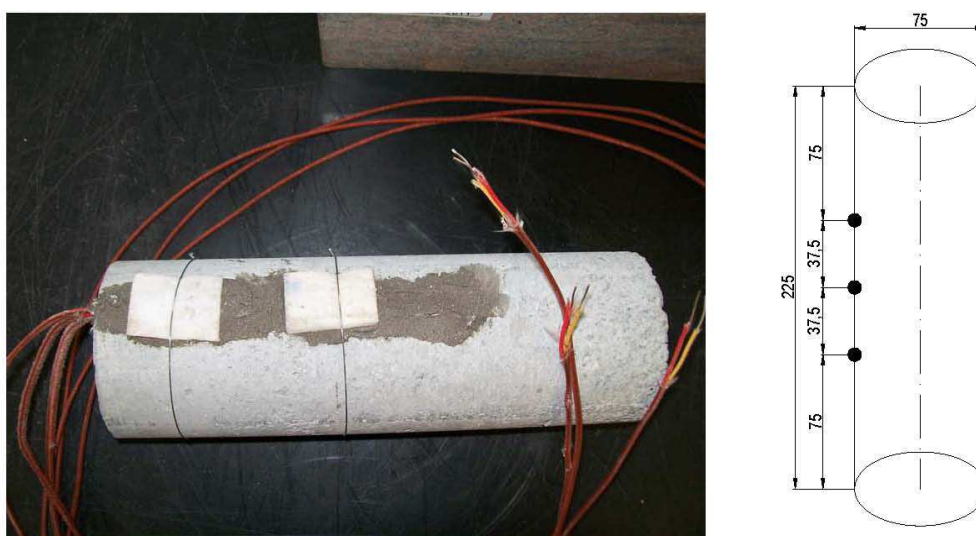
5.5. Priprema uzoraka prije ciklusa zagrijavanja

Uzorci su prije zagrijavanja postavljeni u sušionik u kojem su držani 24 sata na temperaturi od $105 \pm 5^\circ\text{C}$. Navedeno je učinjeno kako bi se iz njih uklonila slobodna voda u obliku vlage koja bi mogla uzrokovati pojavu raspucavanja uzoraka ("spalling effect"). Također, prije stavljanja u peć izvršena je mehanička obrada gornje i donje plohe na

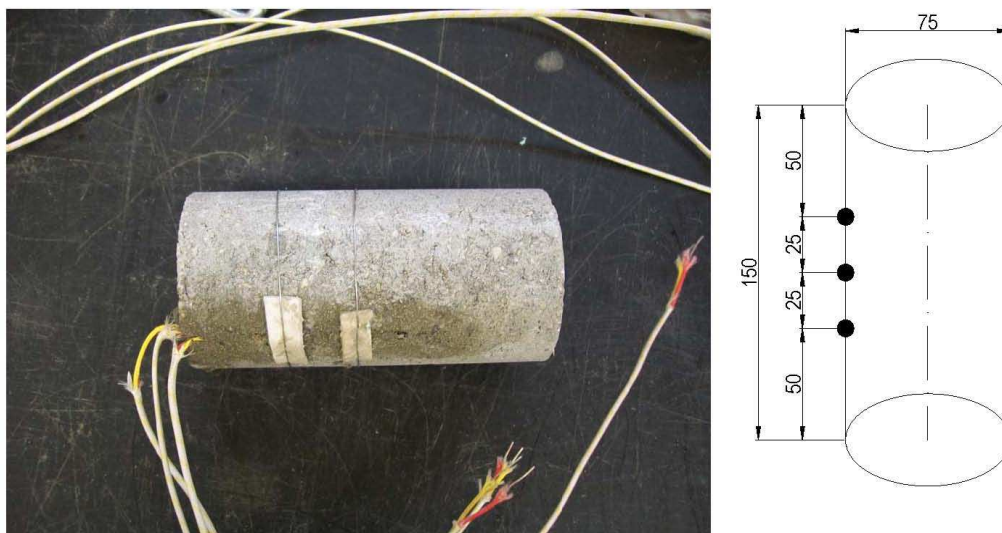
uzorku kako bi se uklonila mogućnost njegova preuranjenog sloma zbog neravnih površina (samo u slučaju ispitivanja tlačne čvrstoće i sekantnog modula elastičnosti betona).

5.6. Mjerenje uvećanja temperature na uzorcima

Praćenje prirasta temperature u uzorcima koji se nalaze u peći provedeno je na način da jedan uzorak u peći za svaki ciklus zagrijavanja služi isključivo za mjerenje temperature. Temperature na površini uzorka mjerene su u tri točke prilikom ciklusa zagrijavanja i hlađenja. Uzorak koji služi za temperaturna mjerenja naknadno je obrađen te je u njega urezan uzdužni kanal dubine 5 mm, u koji su postavljeni termoparovi. Termoparovi su vezani za površinu betona vatrostalnim epoksidnim ljepilom. Korišteni termoparovi su tip K (NiCr–Ni), s debljinom žice od 0.7 mm. Referentna temperatura uzorka određena je kao srednja vrijednost temperaturnih mjerenja u tri točke. Položaj mjernih točaka na uzorku prikazan je na fotografijama 5.3. - 5.4.



Fotografija 5.3. Položaj mjernih točaka na uzorku za određivanje tlačne čvrstoće i modula elastičnosti



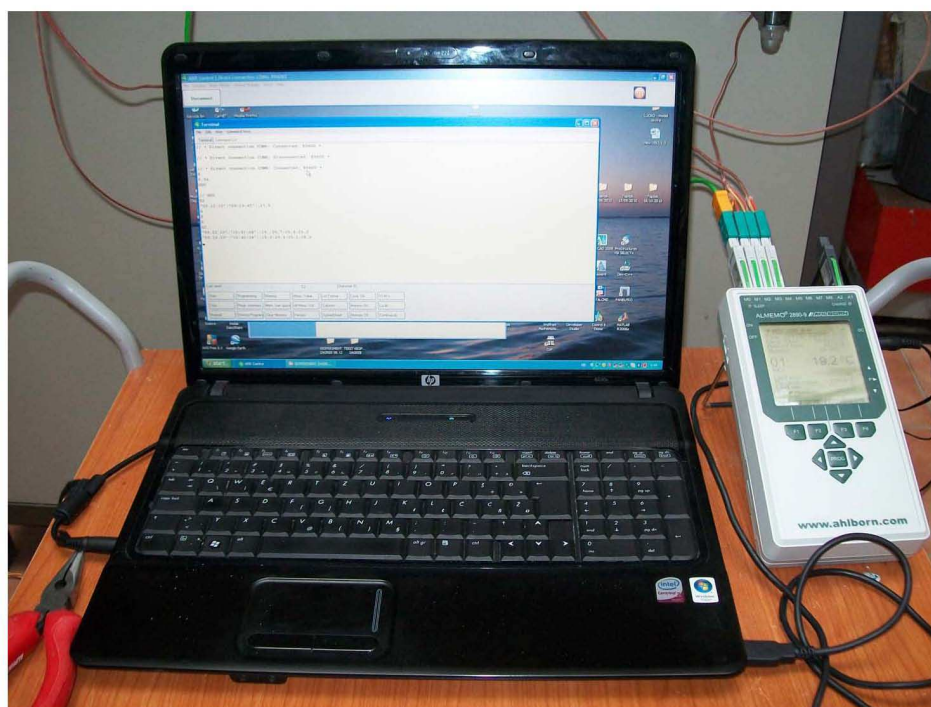
Fotografija 5.4. Položaj mjernih točaka na uzorku za određivanje vlačne čvrstoće

Brzina zagrijavanja i hlađenja uzorka ograničena je maksimalno dopuštenom temperaturnom razlikom po visini uzorka, koja je određena pomoću izmjerenih temperatura u tri mjerne točke na njegovoj površini. Maksimalno dopuštene temperaturne razlike za slučaj ispitivanja sekantnog modula elastičnosti te tlačne i vlačne čvrstoće, izložene su u tablici 5.2.

Tablica 5.2. Dopusltene temperaturne razlike po visini u mjernim točkama uzorka

$\Delta T_{\max}$ [°C]		Temp. uzorka [°C]
Tlak i modul	Vlak	
1	1	20
10	5	100
20	20	750

Prilikom zagrijavanja, temperature su kontinuirano bilježene u vremenskom intervalu od jedne minute. Za praćenje temperatura korišten je uređaj za akviziciju podataka ALMEMO 2890-9 (Proizvođač Ahlborn). Uređaj za akviziciju podataka prikazan je na fotografiji 5.5.



Fotografija 5.5. Prikaz uređaja za akviziciju podataka

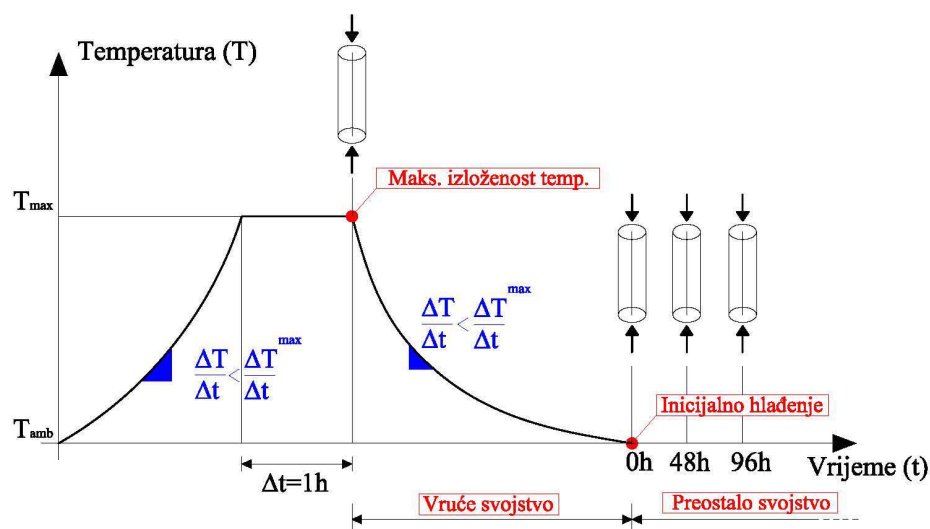
5.7. Režim zagrijavanja i hlađenja uzorka

Preporuka udruge RILEM je da se ispitivanje vrši na uzorcima u serijama od najmanje 3 uzorka te da se na jednom referentnom uzorku bilježi porast temperature na površini u vremenu. Prilikom zagrijavanja, glavno ograničenje predstavlja maksimalni temperaturni gradijent koji ne smije biti premašen na površini uzorka. U tablici 5.3. prikazani su maksimalno dopušteni temperaturni gradijenti zagrijavanja, a na crtežu 5.1. prikazan je ciklus zagrijavanja uzorka s karakterističnim parametrima.

Tablica 5.3. Dopuštene temperaturne razlike po visini u mjernim točkama uzorka

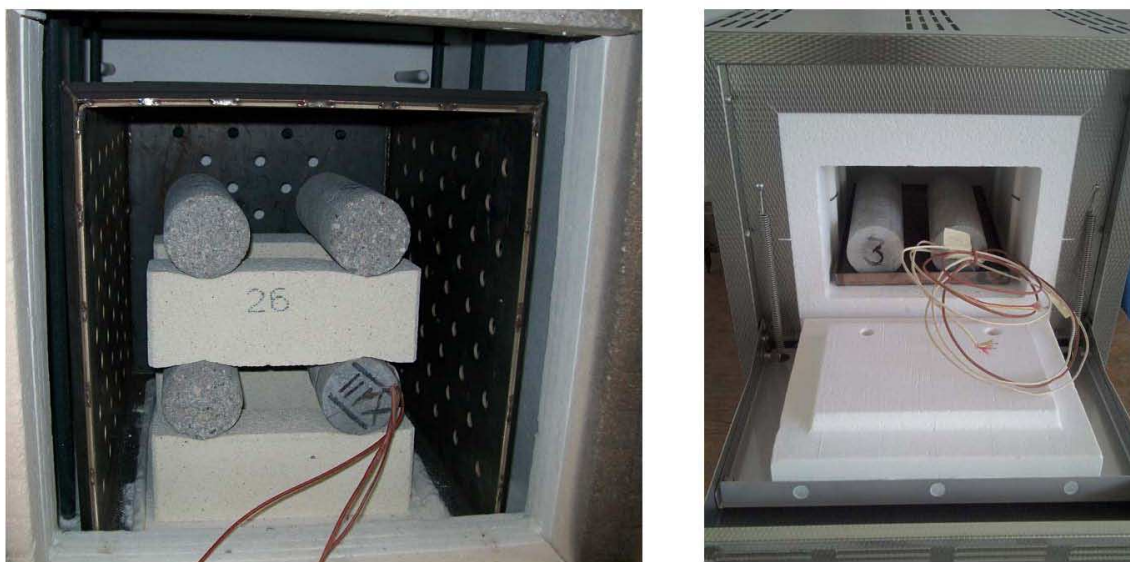
Vrsta parametra	tlak	vlak	modul
Brzina zagrijavanja i hlađenja uzorka [$^{\circ}\text{C}/\text{min}$]	≤ 2	≤ 1.25	≤ 2.5
Brzina nanošenja opterećenja [MPa/s]	0.5 ± 0.1	0.04^*	0.5 ± 0.1
Vrijeme držanja uzorka na konst. temp. [min]	60 ± 5	60 ± 5	60 ± 5

*Brzina nanošenja opterećenja za ispitivanje vlačne čvrstoće određena je prema [H.7]



Crtež 5.1. Prikaz ciklusa zagrijavanja uzoraka

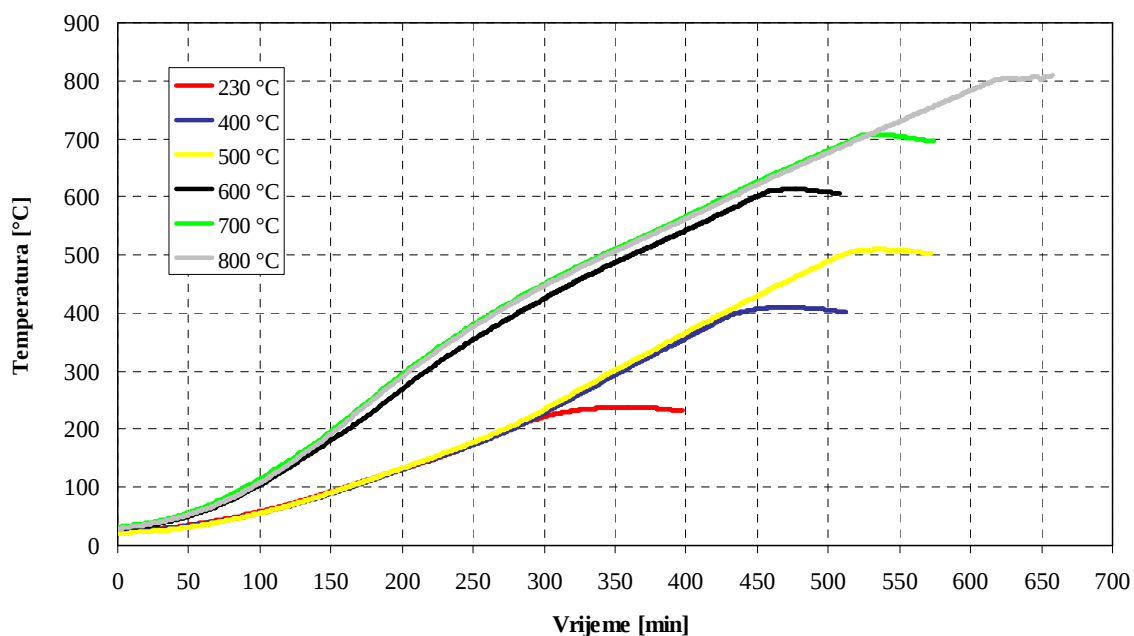
Za zagrijavanje uzoraka korištena su dva tipa peći: (a) električna peć snage 12 kW (proizvođač Bosio) s volumenom komore 42x32x32 cm te (b) električna peć snage 3.6 kW (proizvođač Nabertherm) s volumenom komore 34x23x17 cm. Prikaz korištenih peći izložen je na fotografiji 5.6.



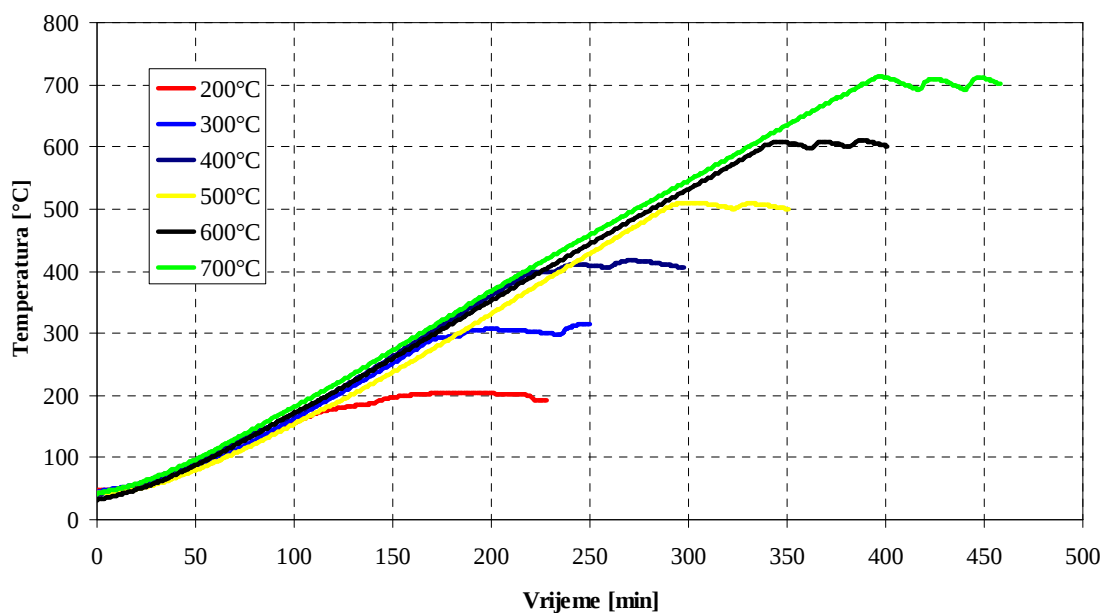
Fotografija 5.6. Prikaz električnih peći: (a) Građevinski fakultet u Zagrebu; (b) Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije u Splitu

Nakon dosezanja ciljane temperature, uzorak se drži na istoj u periodu od jedan sat. Tada prestaje ciklus zagrijavanja, a uzorak se ostavlja u peći gdje se hladi zajedno s komorom. Trajanje hlađenja uzoraka u komori ovisi o maksimalnoj temperaturi na koju se

uzorak zagrijava. Trajanje ciklusa hlađenja uzorka se kreće u rasponu od 12 - 16 sati. Na grafikonima 5.1.-5.2. izložen je prikaz zabilježenih temperatura na površini uzorka za pojedinu temperaturnu razinu zagrijavanja za eksperimentalno određivanje tlačne čvrstoće – preostalo i vruće svojstvo.



Grafikon 5.1. Prikaz srednjih temperatura uzoraka – ciklus za određivanje preostale tlačne čvrstoće

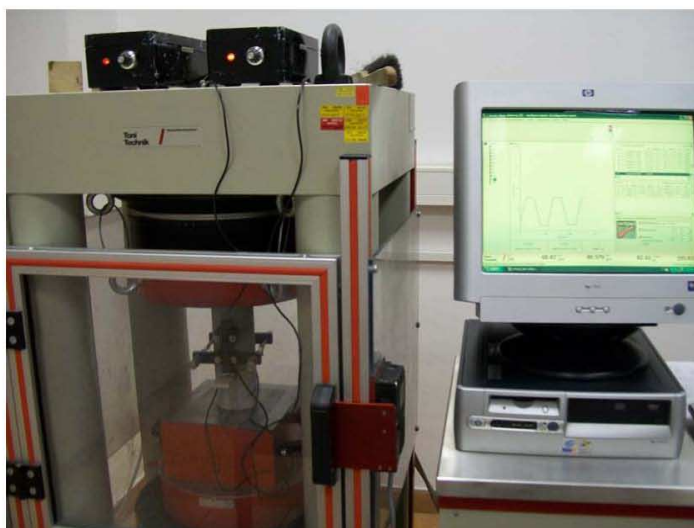


Grafikon 5.2. Prikaz srednjih temperatura uzoraka – ciklus za određivanje tlačne čvrstoće vrućeg uzorka

5.8. Eksperimentalno određivanje tlačne čvrstoće i krivulja naprezanje-deformacija uzoraka

5.8.1. Postupak ispitivanja

Tlačna čvrstoća uzoraka određena je postupkom koji je predložen od strane udruge RILEM [R.5], uz korištenje parametara nanošenja opterećenja na uzorak i brzine zagrijavanja uzorka iz tablice 5.3. Tlačna čvrstoća, kao i krivulje naprezanje-deformacija, određuju se u trenutku kad je uzorak zagrijan na maksimalnoj temperaturi (vruće svojstvo), kad je ohlađen na sobnu temperaturu (inicijalno hlađenje) te 48 i 96 sati nakon inicijalnog hlađenja. Tijekom nanošenja opterećenja na uzorak bilježi se prirast sile na uzorak u vremenu te pomak čelične ploče preše u vremenu pomoću LVDT (Linear variable differential transformer) uređaja. Hidraulična preša, s maksimalnim unosom tlačne sile od 3000 kN (proizvođač ToniTechnik), kao i prikaz LVDT uređaja na preši, izložen je na fotografiji 5.7. (Građevinski fakultet u Zagrebu). Tlačna čvrstoća i krivulje naprezanje-deformacija uzoraka u vrućem stanju određene su na preši s maksimalnim unosom tlačne sile od 3000 kN (proizvođač Formtest), uz pomoć LVDT uređaja koji je naknadno montiran na prešu (Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije u Splitu).



Fotografija 5.7. Prikaz hidraulične preše i LVDT uređaja za mjerenje pomaka

Naprezanje u uzorku određeno je kao omjer mjerene sile u preši i površine uzorka, a relativna uzdužna deformacija uzorka određena je dijeljenjem pomaka ploče od preše s

izmjenom duljinom uzorka. Iz naprezanja u uzorku i njegove relativne uzdužne deformacije, koje su određene prilikom ispitivanja u istom trenutku, može se konstruirati krivulja naprezanje-deformacija.

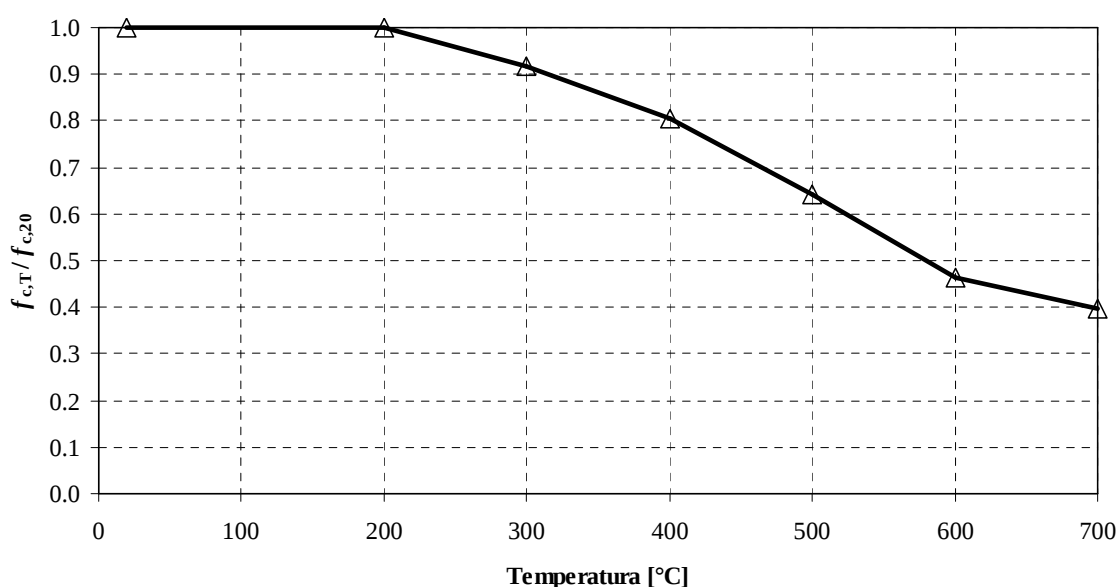
5.8.2. Rezultati ispitivanja

5.8.2.1. Tlačna čvrstoća i krivulje naprezanje-deformacija uzoraka u vrućem stanju

Rezultati određivanja tlačne čvrstoće $f_{c,T}$ uzoraka u vrućem stanju prikazani su u tablici 5.4., a grafički prikaz smanjenja srednje tlačne čvrstoće u bezdimenzionalnom obliku $f_{c,T} / f_{c,20}$ izložen je na grafikonu 5.3., gdje je $f_{c,20}$ tlačna čvrstoća uzorka na sobnoj temperaturi.

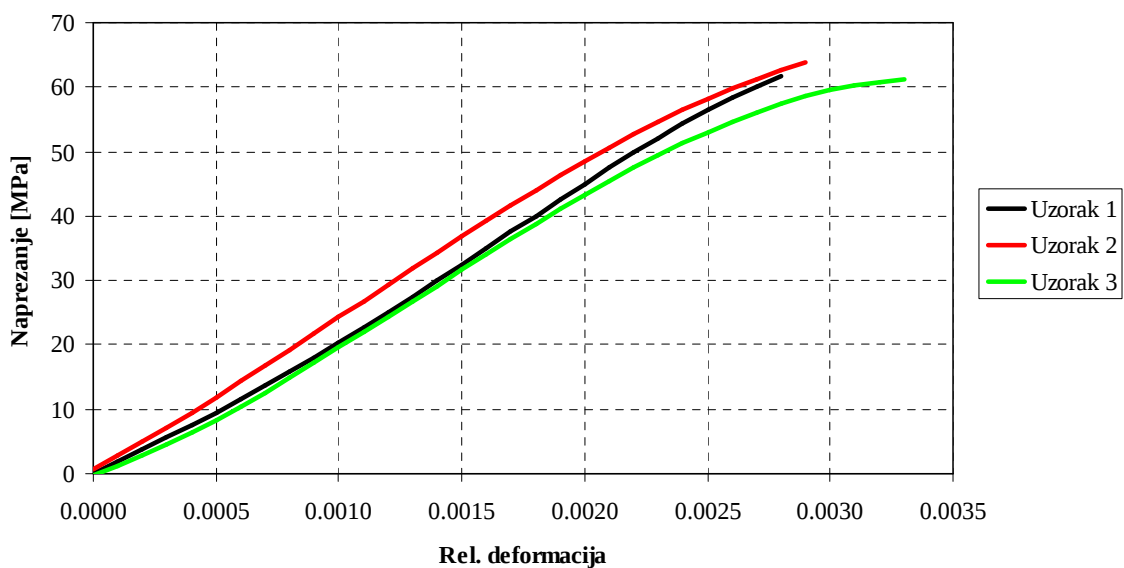
Tablica 5.4. Rezultati ispitivanja tlačne čvrstoće uzoraka u vrućem stanju

Svojstvo	Temperatura [°C]											
	20		200		400		500		600		700	
$f_{c,T}$ [MPa]	63.6	Sred.	65.8	Sred.	51.5	Sred.	38.7	Sred.	27.7	Sred.	24.1	Sred.
	61.8	62.2	58.8	62.2	47.0	50.0	39.9	39.9	32.3	29.0	26.1	24.6
	61.3		61.9		51.4		41.1		26.9		23.7	

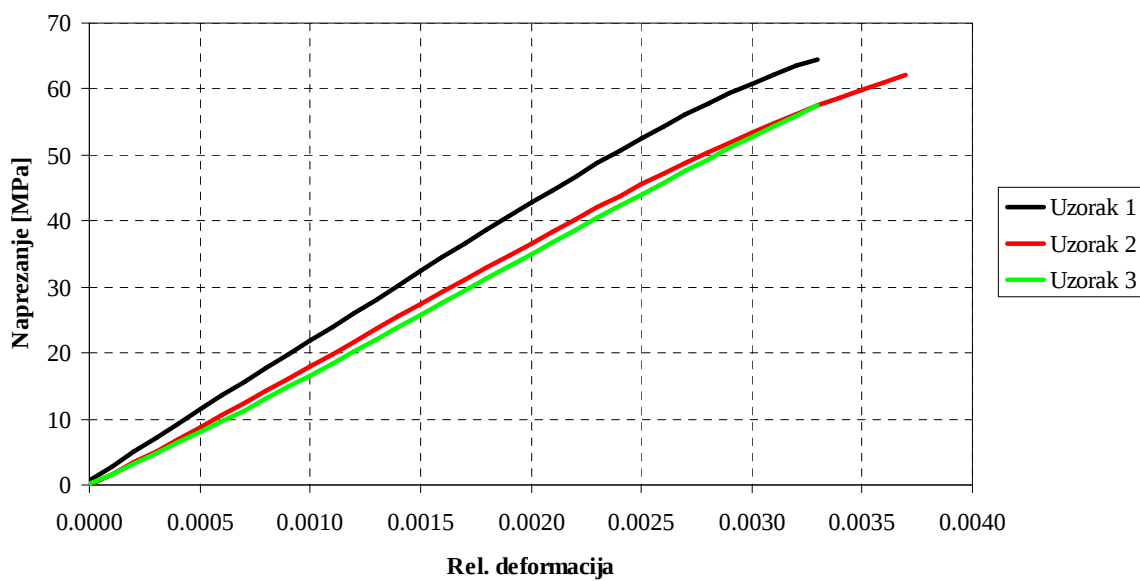


Grafikon 5.3. Prikaz smanjenja srednje tlačne čvrstoće uzoraka u vrućem stanju u ovisnosti o temperaturi

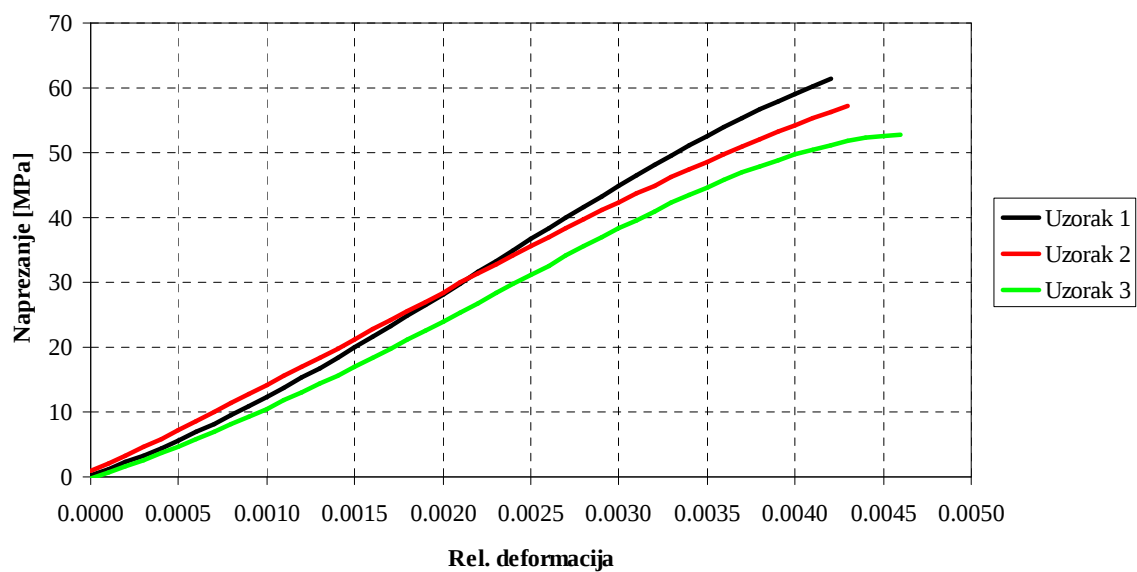
Rezultati određivanja krivulja naprezanje-deformacija uzoraka čije su vrijednosti tlačnih čvrstoća prikazani u tablici 5.4., izloženi su na grafikonima 5.4. - 5.10.



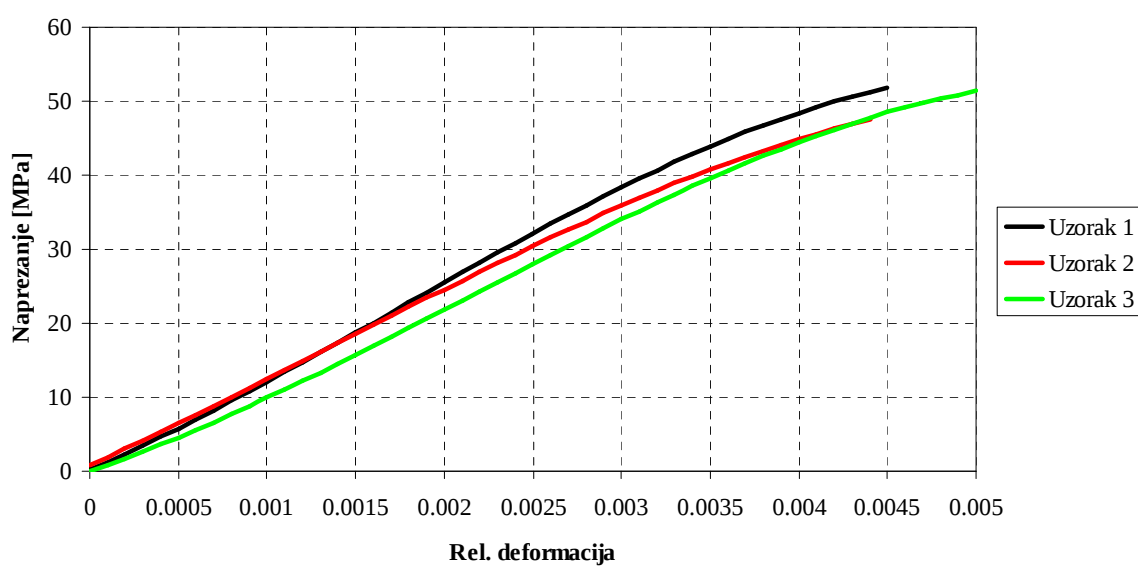
Grafikon 5.4. Krivulje naprezanje-deformacija vrućih uzoraka – 20°C



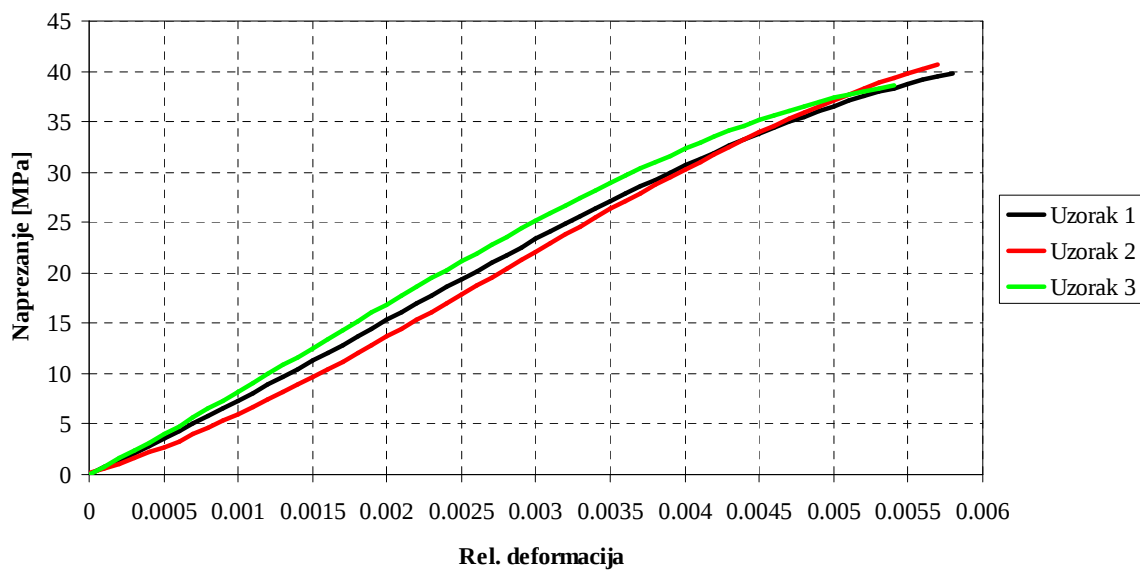
Grafikon 5.5. Krivulje naprezanje-deformacija vrućih uzoraka – 200°C



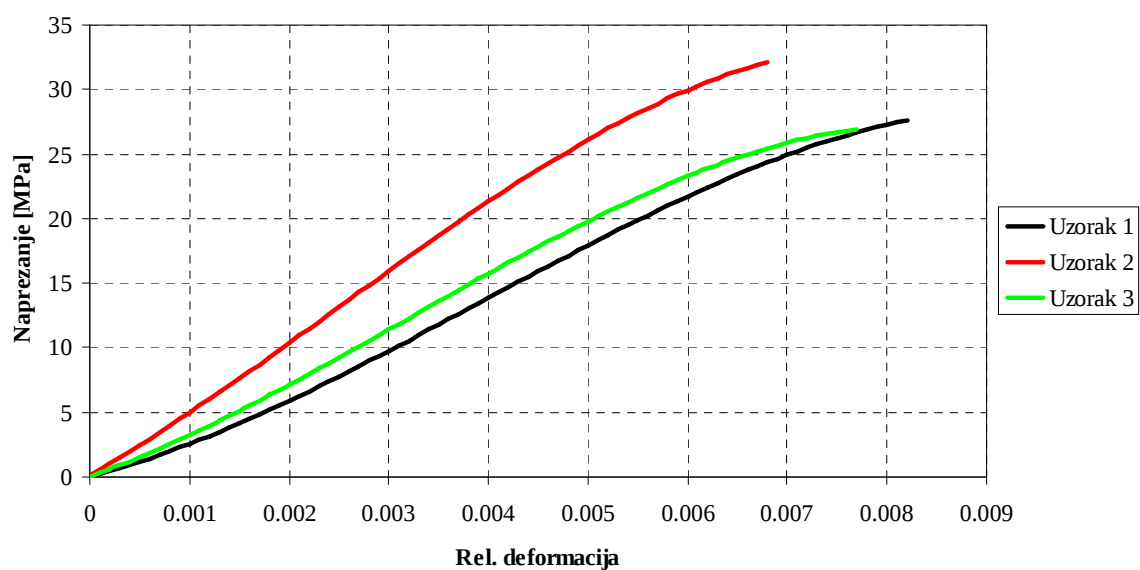
Grafikon 5.6. Krivulje naprežanje-deformacija vrućih uzoraka – 300°C



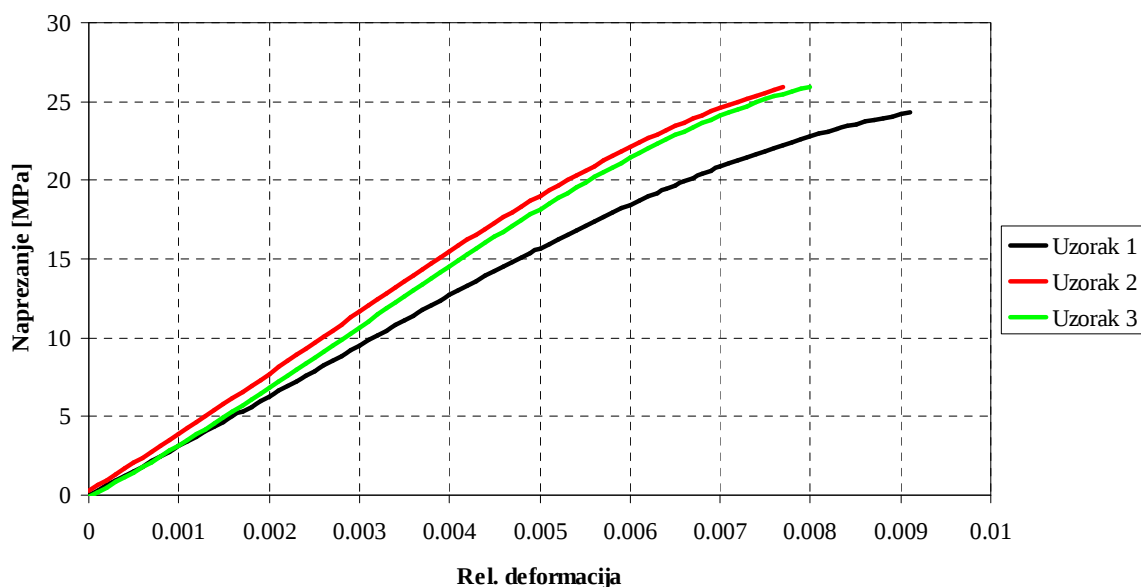
Grafikon 5.7. Krivulje naprežanje-deformacija vrućih uzoraka – 400°C



Grafikon 5.8. Krivulje naprezanje-deformacija vrućih uzoraka – 500°C



Grafikon 5.9. Krivulje naprezanje-deformacija vrućih uzoraka – 600°C



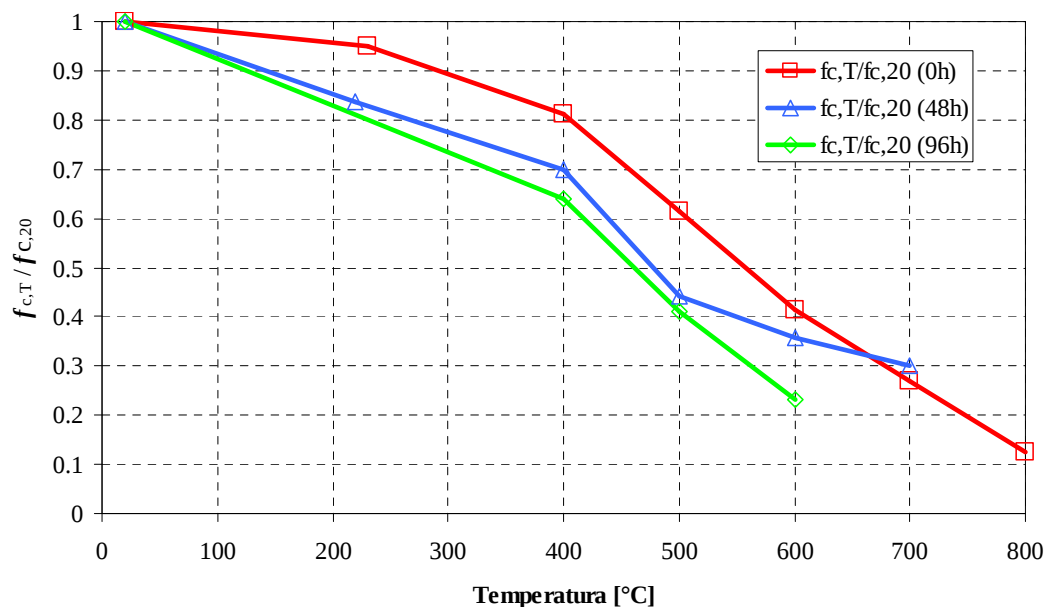
Grafikon 5.10. Krivulje naprezanje-deformacija – 700°C

5.8.2.2. Preostala tlačna čvrstoća i krivulje naprezanje-deformacija uzoraka

Rezultati određivanja preostale tlačne čvrstoće uzoraka $f_{c,T}$ neposredno nakon inicijalnog hlađenja te 48 i 96 sati nakon istog, prikazani su u tablici 5.5.. Grafički prikaz smanjenja srednje vrijednosti preostale tlačne čvrstoće u bezdimenzionalnom obliku $f_{c,T} / f_{c,20}$ za različito vrijeme ispitivanja izložen je na grafikonu 5.11.

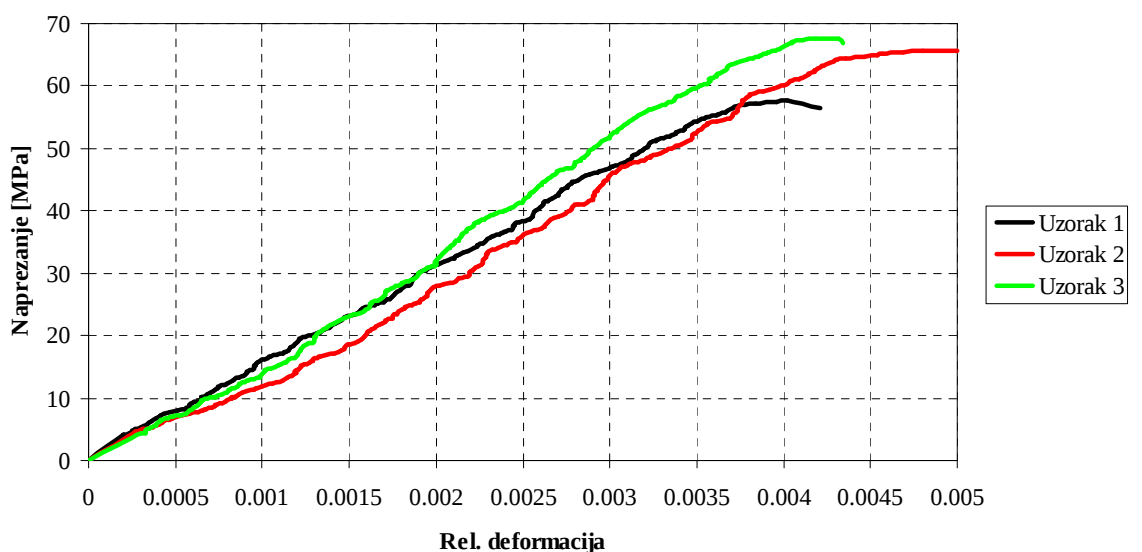
Tablica 5.5. Rezultati ispitivanja tlačne čvrstoće uzoraka – interval od 0-96h

Vrijeme ispitivanja	Temperatura [°C]	$f_{c,T}$ [MPa]			Sr. vrijednost [MPa]
		Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	
0 h	20	57.6	65.7	67.6	63.6
	230	63.1	57.6	60.6	60.4
	400	51.9	49.9	53.0	51.6
	500	38.6	38.1	40.6	39.1
	600	25.4	27.9	25.5	26.3
	700	17.0	17.1	17.4	17.2
	800	8.0	8.1	7.8	8.0
48 h	230	57.3	52.4	59.2	56.3
	400	50.7	44.1	46.6	47.1
	500	31.0	27.3	31.1	29.8
	600	23.7	25.3	22.9	24.0
96 h	400	42.5	41.9	44.7	43.0
	500	30.4	26.9	25.5	27.6
	600	16.0	15.3	15.6	15.6

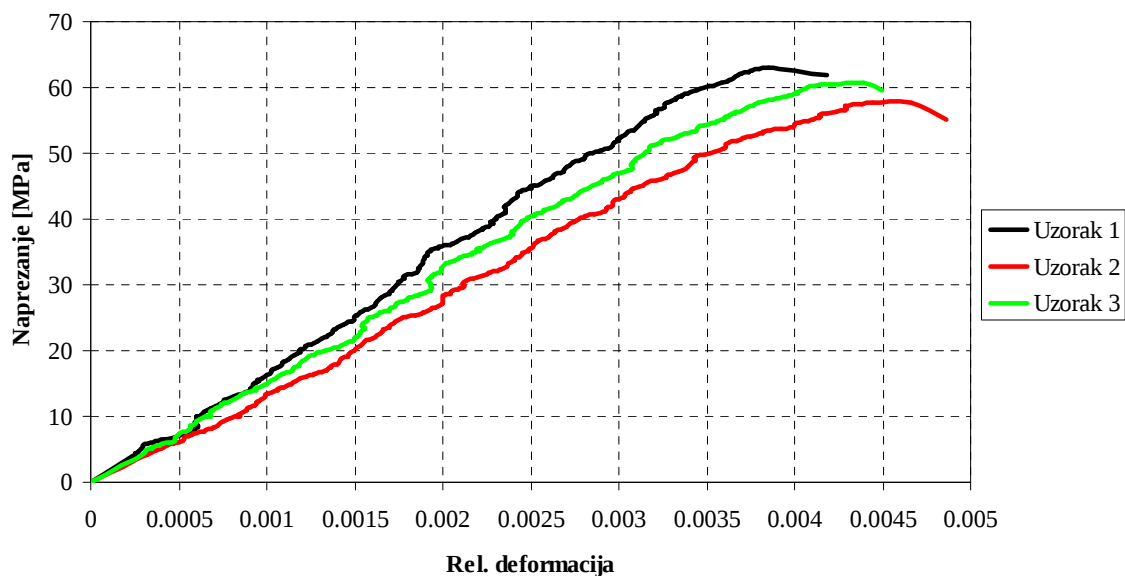


Grafikon 5.11. Prikaz smanjenja srednje tlačne čvrstoće uzoraka u vremenskom intervalu od 0-96 sati

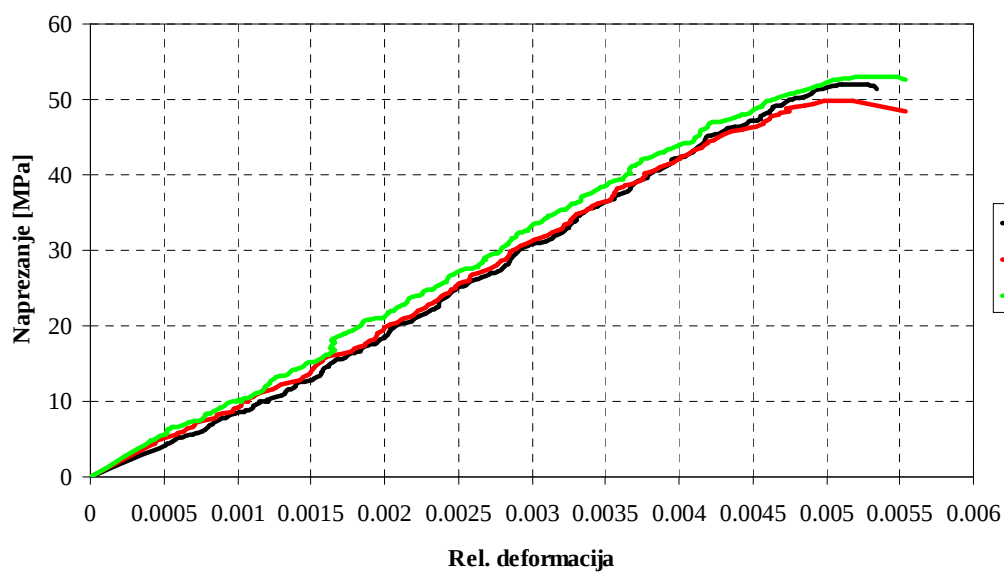
Rezultati određivanja krivulja naprezanje-deformacija uzoraka čije su vrijednosti tlačnih čvrstoća prikazane u tablici 5.5., izloženi su na grafikonima 5.12. - 5.18. Važno je napomenuti da su uzorci koji su ispitivani 48 i 96 sati nakon inicijalnog hlađenja, prije određivanja krivulja naprezanje-deformacija i tlačne čvrstoće bili predopterećeni ciklusom opterećenja prikazanim na crtežu 5.2.



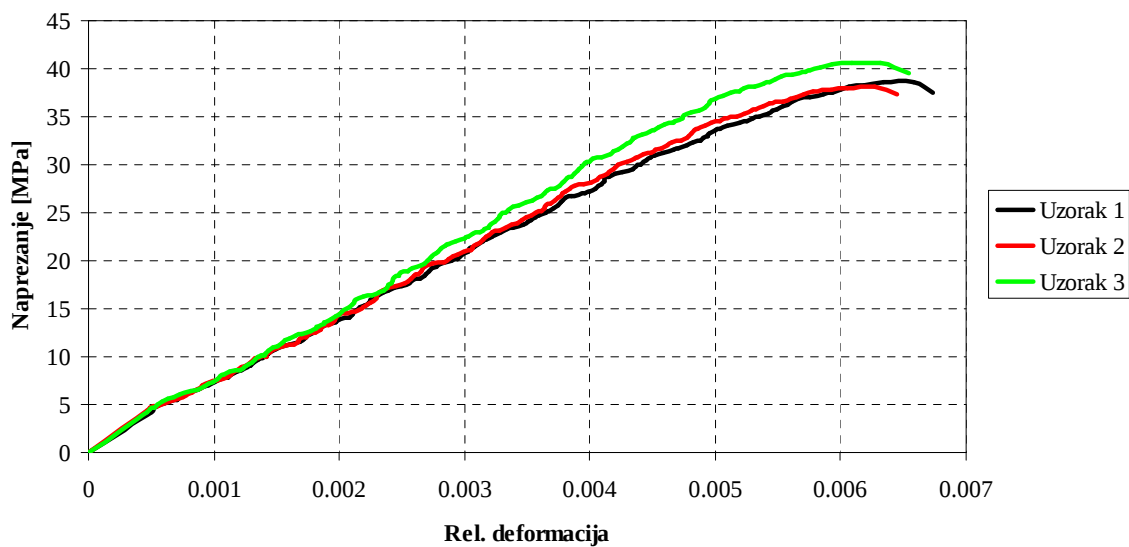
Grafikon 5.12. Krivulje naprezanje-deformacija 20°C (0h)



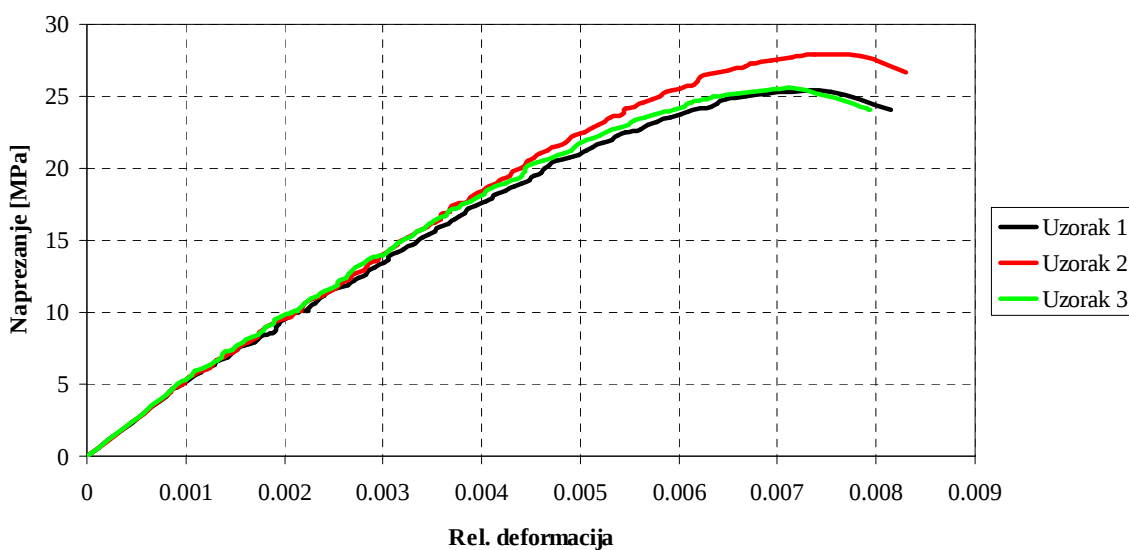
Grafikon 5.13. Krivulje naprezanje-deformacija 230°C (0h)



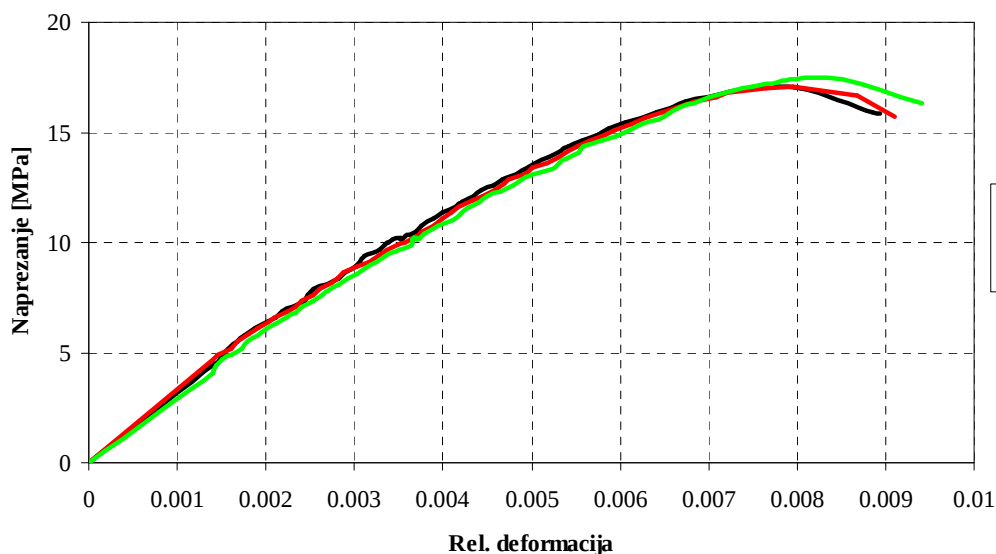
Grafikon 5.14. Krivulje naprezanje-deformacija 400°C (0h)



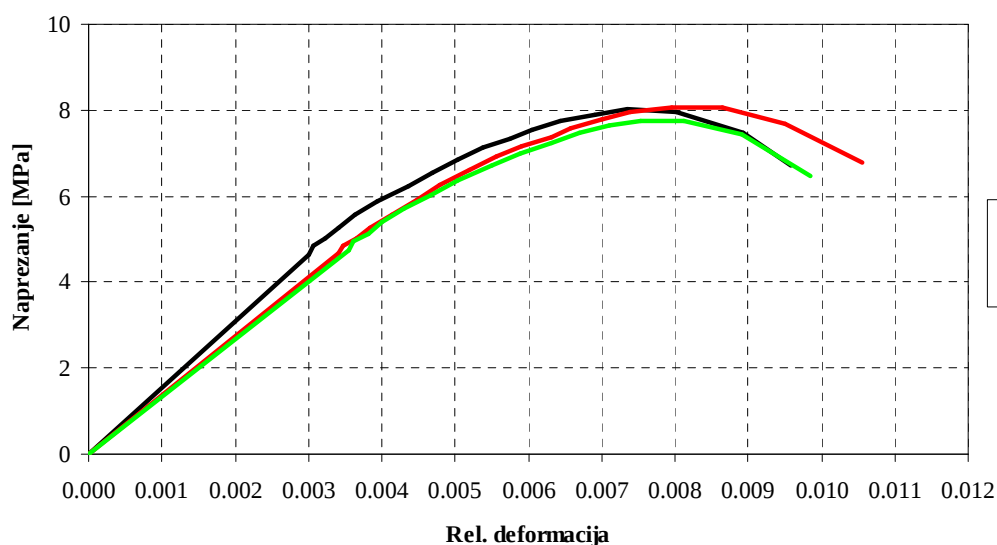
Grafikon 5.15. Krivulje naprezanje-deformacija 500°C (0h)



Grafikon 5.16. Krivulje naprezanje-deformacija 600°C (0h)

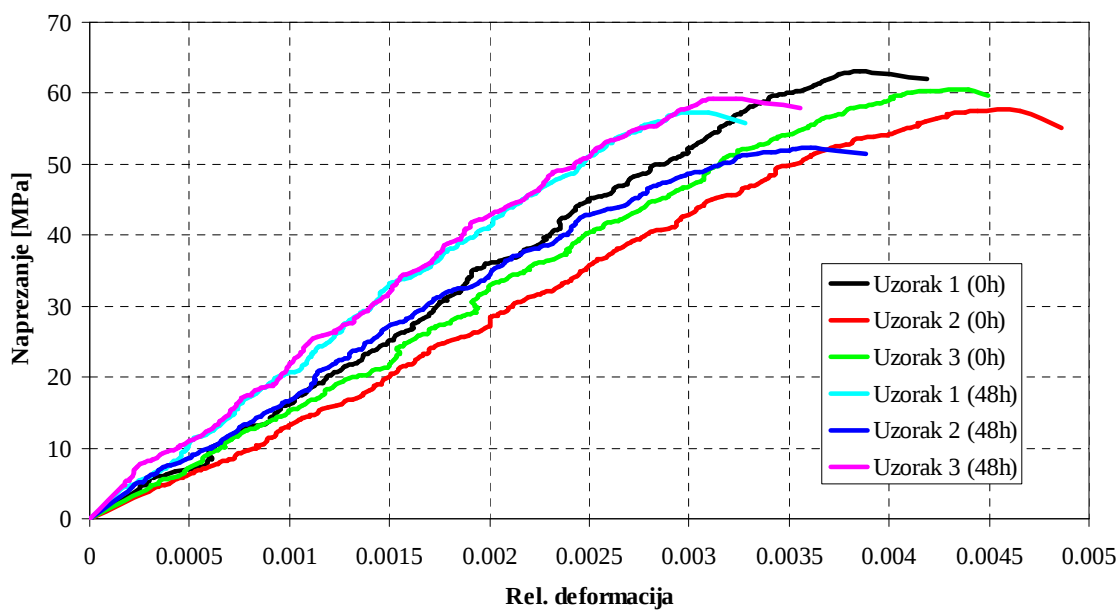


Grafikon 5.17. Krivulje naprezanje-deformacija 700°C (0h)

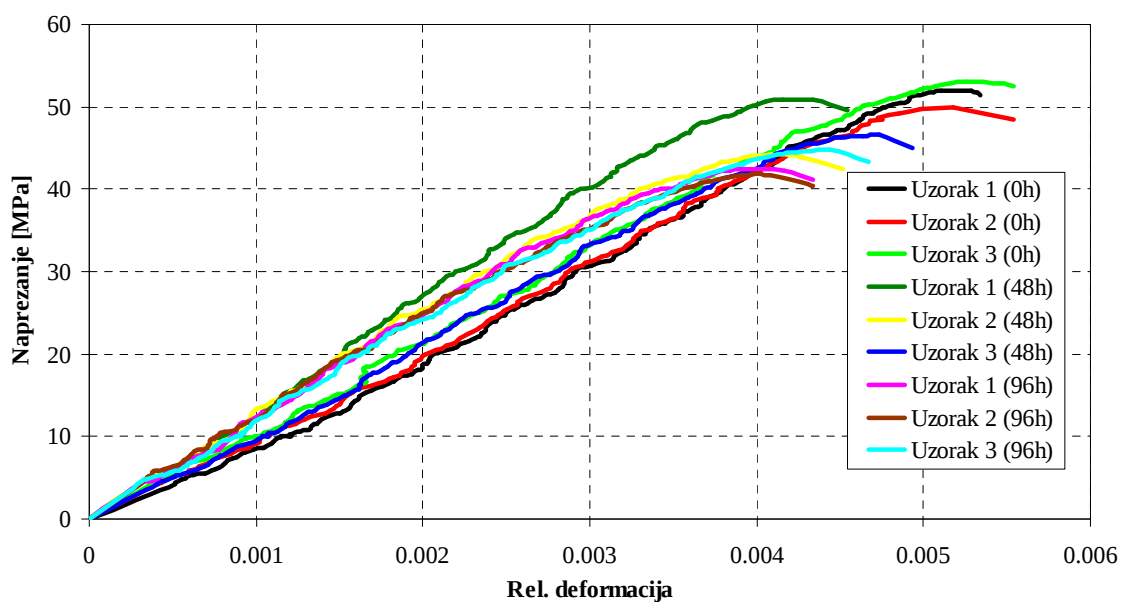


Grafikon 5.18. Krivulje naprezanje-deformacija 800°C (0h)

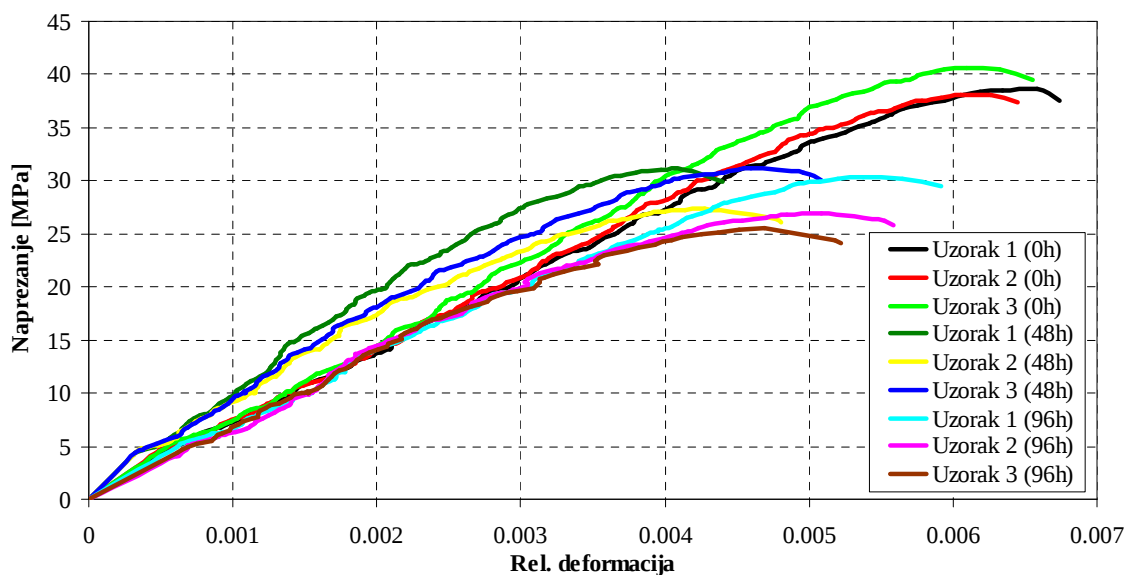
Krivulje naprezanje-deformacija uzoraka ispitivanih 48 i 96 sati nakon inicijalnog hlađenja izložene su na grafikonima 5.19. - 5.22.. Ujedno je prikazana usporedba s krivuljama naprezanje-deformacija koje su određene na uzorcima ispitivanim neposredno nakon inicijalnog hlađenja (0h).



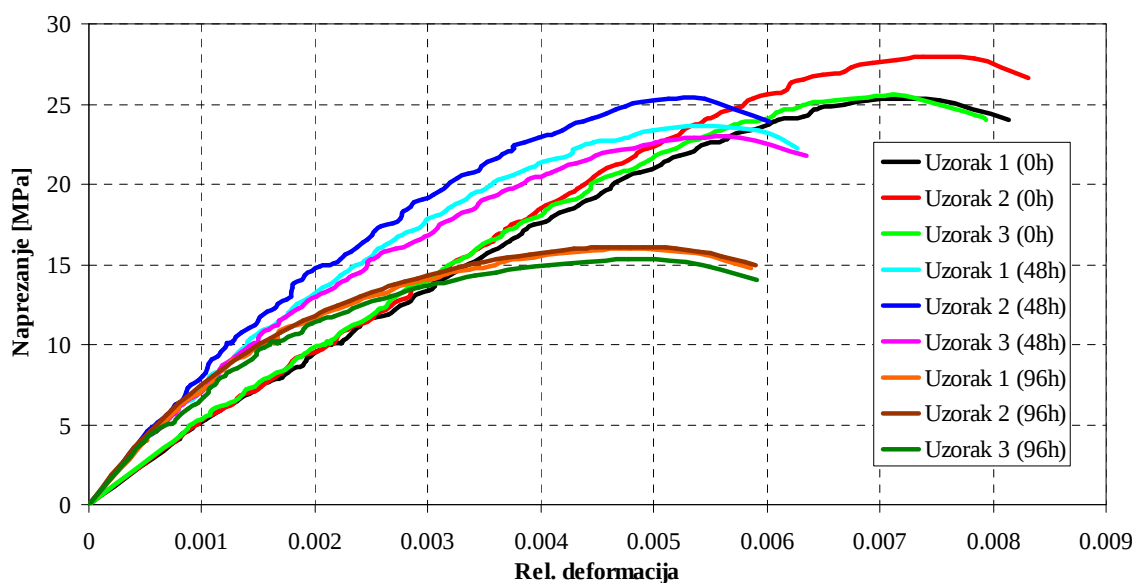
Grafikon 5.19. Usporedbe krivulja naprezanje-deformacija - 230°C (0-48h)



Grafikon 5.20. Usporedbe krivulja naprezanje-deformacija - 400°C (0-96h)



Grafikon 5.21. Usporedbe krivulja naprežanje-deformacija - 500°C (0-96h)



Grafikon 5.22. Usporedbe krivulja naprežanje-deformacija - 600°C (0-96h)

5.9. Eksperimentalno određivanje vlačne čvrstoće

5.9.1. Postupak ispitivanja

Vlačna čvrstoća uzoraka određena je Brazilskom metodom (cijepanjem uzoraka po izvodnici) [H.7]. Uzorci su zagrijavani primjenjujući stroži kriterij maksimalno dopuštenog

temperaturnog gradijenta prema tablici 5.3. Uzorak se, ovisno o trenutku u kojem se vrši ispitivanje preostale vrijednosti vlačne čvrstoće, postavlja u prešu s posebnim uloškom koji ga opterećuje poprečno po izvodnici. Tijekom ispitivanja bilježi se vrijednost maksimalne sile pri kojoj dolazi do cijepanja uzorka te se računa vlačna čvrstoća na temelju sljedećeg izraza:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi L d} \quad (5.1)$$

gdje je:

f_{ct} – vlačna čvrstoća uzorka [N/mm^2],

F – sila pri kojoj dolazi do sloma uzorka [N],

L – duljina uzorka [mm],

d – promjer uzorka [mm].

Prikaz uzorka neposredno prije testiranja u hidrauličnoj preši izložen je na fotografiji 5.8.



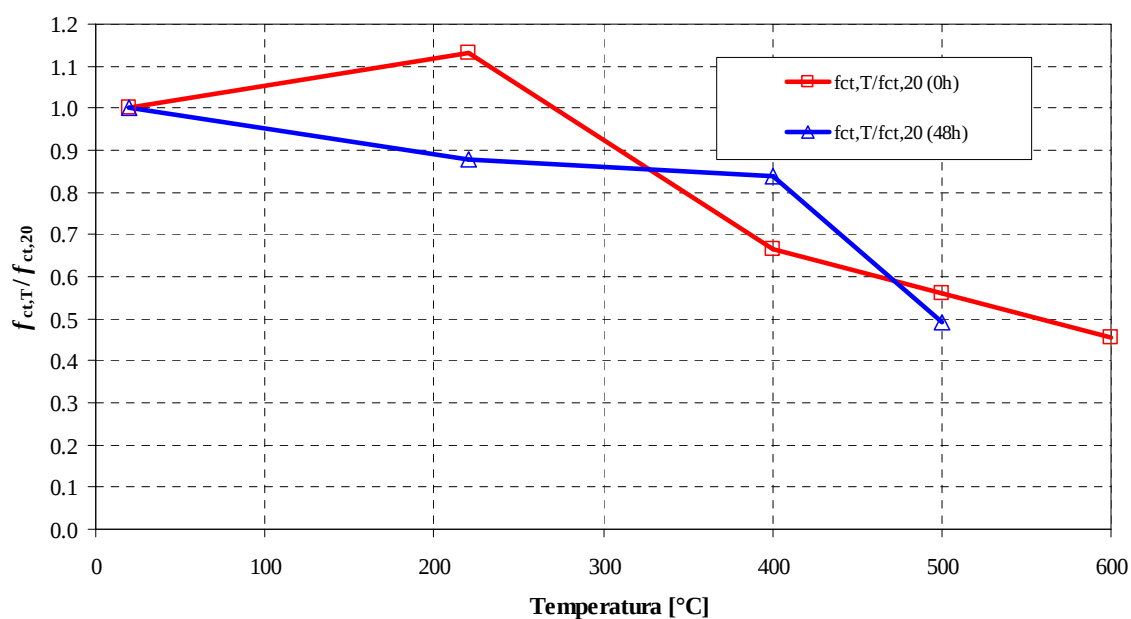
Fotografija 5.8. Prikaz uzorka za ispitivanje vlačne čvrstoće

5.9.2. Rezultati ispitivanja

Rezultati određivanja preostale vlačne čvrstoće uzoraka $f_{ct,T}$ neposredno nakon inicijalnog hlađenja (0h) te 48 sati nakon inicijalnog hlađenja, prikazani su u tablici 5.6.. Grafički prikaz smanjenja srednje vlačne čvrstoće u bezdimenzionalnom obliku $f_{ct,T} / f_{ct,20}$ izložen je na grafikonu 5.23., gdje je $f_{ct,20}$ vlačna čvrstoća uzorka pri sobnoj temperaturi.

Tablica 5.6. Rezultati ispitivanja vlačne čvrstoće uzoraka – interval od 0 - 48h

Vrijeme ispitivanja	Temperatura [°C]	$f_{ct,T}$ [MPa]			Sr. vrijednost [MPa]
		Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	
0 h	20	5.3	4.7	5.2	5.1
	220	6.3	5.5	5.3	5.7
	400	3.5	3.3	3.2	3.3
	500	2.8	3.1	2.5	2.8
	600	2.3	2.2	2.4	2.3
48 h	220	4.6	4.8	3.9	4.4
	400	4.4	4.2	4.0	4.2
	500	2.1	2.5	2.9	2.5

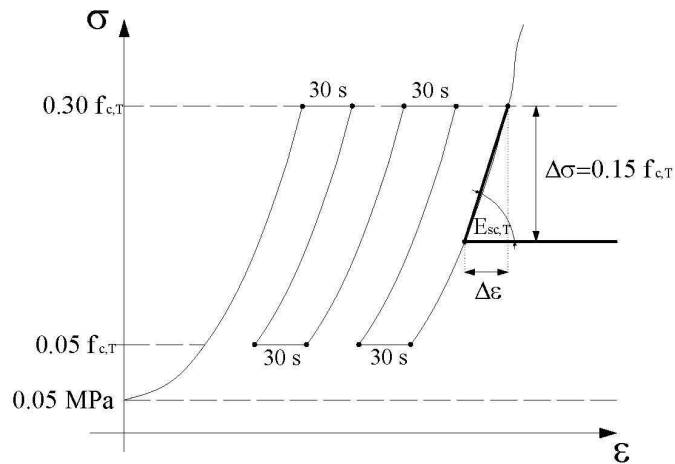


Grafikon 5.23. Prikaz smanjenja srednje vlačne čvrstoće uzoraka u vremenskom intervalu od 0 – 48 sati

5.10. Eksperimentalno određivanje sekantnog modula elastičnosti

5.10.1. Postupak ispitivanja

Postupak ispitivanja se provodi prema preporuci udruge RILEM za određivanje sekantnog modula elastičnosti [R.6]. Uzorci se nakon završenog procesa zagrijavanja i hlađenja, koji je identičan onome za određivanje tlačne čvrstoće, postavljaju u prešu i opterećuju cikličkim opterećenjem, kako je prikazano na crtežu 5.2.



Crtež 5.2. Shema opterećivanja uzorka za određivanje sekantnog modula elastičnosti

Prilikom opterećivanja uzorka prati se relativni pomak Δl između dvije točke uzorka, koje se nalaze na međusobnoj udaljenosti l (smještene u trećinama visine uzorka), i to na dva mjerna mjesta (fotografija 5.9.). Sekantni modul se određuje pomoću izraza:

$$E_{sc} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (5.2)$$

gdje je:

- $\Delta\sigma = 0,15 f_{c,T}$,
- $\Delta\varepsilon = \varepsilon|_{0,3 f_{c,T}} - \varepsilon|_{0,15 f_{c,T}}$,
- $f_{c,T}$ – preostala tlačna čvrstoća uzorka na temperaturi T [MPa].



Fotografija 5.9. Uzorak s postavljenim ekstenzometrima za mjerenje relativnog pomaka

5.10.2. Rezultati ispitivanja

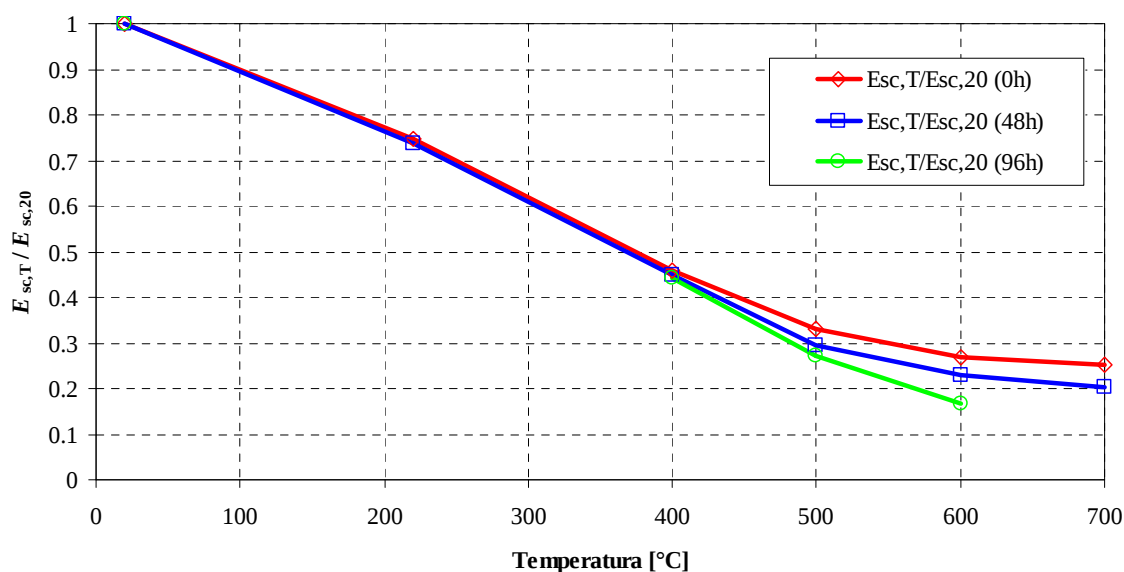
Rezultati određivanja preostalog sekantnog modula elastičnosti uzoraka $E_{sc,T}$ prikazani su u tablici 5.7., a grafički prikaz smanjenja srednjeg sekantnog modula u bezdimenzionalnom obliku $E_{sc,T} / E_{sc,20}$ izložen je na grafikonu 5.24., gdje je $E_{sc,20}$ sekantni modul uzorka pri sobnoj temperaturi.

Tablica 5.7. Rezultati ispitivanja sekantnog modula elastičnosti – interval od 0 - 96 h

Vrijeme ispitivanja	Temperatura [°C]	$E_{sc,T}$ [MPa]			Sr. vrijednost [MPa]
		Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	
0 h	20	37095.2	38325.1	38196.4	37872.2
		38293.1	41042.9	35999.6	38445.2
	220	28675.0	24559.2	28196.2	27143.5
		32054.3	27869.6	29422.2	29782.0
	400	18571.1	16932.2	17461.8	17655.0
		17917.7	16819.1	17716.9	17484.6
	500	13635.7	11019.9	12518.4	12391.3
		13224.1	11996.7	13343.7	12854.8
	600	11149.1	11463.9	10198.9	10937.3
		9005.9	11289.6	8626.8	9640.8
	700	9830.1	8181.9	8634.6	8882.2
		9319.2	10745.5	10836.7	10300.5

Tablica 5.7. Rezultati ispitivanja sekantnog modula elastičnosti – interval od 0 - 96 h

Vrijeme ispitivanja	Temperatura [°C]	$E_{sc,T}$ [MPa]			Sr. vrijednost [MPa]
		Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	
48 h	220	29740.7	25280.9	29654.1	28225.2
		30549.9	25943.9	28078.7	28190.8
	400	18647.6	16284.6	17517.5	17483.2
		17360.8	15695.2	17061.2	16705.7
	500	11264.2	10712.3	12518.9	11498.5
		12010.2	10009.6	10839.2	10953.0
	600	9345.9	9080.1	7245.3	8557.1
		7553.0	10373.0	8947.8	8957.9
	700	7295.8	7297.7	7282.5	7292.0
		7871.3	8070.9	8760.5	8234.2
96 h	220	27610.4	26149.1	29658.8	27806.1
		32799.1	25518.6	28119.7	28812.5
	400	16793.7	17963.8	16674.4	17144.0
		17319.4	15611.3	16954.0	16628.2
	500	12157.7	11147.9	10304.6	11203.4
		9625.6	10143.7	8978.7	9582.7
	600	6374.6	6662.6	6682.8	6573.3
		6903.6	5790.9	6020.4	6238.3



Grafikon 5.24. Prikaz smanjenja sekantnog modula u vremenskom intervalu od 0-96 h

5.11. Eksperimentalno određivanje dinamičkog modula elastičnosti

5.11.1. Postupak ispitivanja

Dinamički modul elastičnosti se određuje ultrazvučnom metodom, i to na način da se kroz uzorak puštaju ultrazvučni valovi. Nakon toga se na uređaju očitava vrijeme koje je potrebno da valovi prođu kroz uzorak. Iz vremenskog trajanja prolaska ultrazvuka kroz uzorak računa se brzina prolaska valova v , nakon čega se dinamički modul određuje pomoću izraza:

$$E_c = \frac{v^2 \rho (1 + \mu_d)(1 - 2\mu_d)}{(1 - \mu_d)} \quad (5.3)$$

gdje je:

v – brzina ultrazvuka [m/s],

ρ – gustoća uzorka [kg/m³],

μ_d – Poissonov omjer (0.2).

Većina istraživača smatra da je dinamički modul betona približno jednak inicijalnom (tangentnom) modulu elastičnosti, iako u stvarnosti ne postoji direktno fizikalno objašnjenje njihove jednakosti [N.4]. Stoga se u ovom radu pretpostavlja kako je dinamički modul dovoljno dobra procjena tangentnog (početnog) modula elastičnosti betona. Uređaj za mjerenje vremena prolaska ultrazvučnih valova kroz uzorak (proizvođač Proceq) prikazan je na fotografiji 5.10.



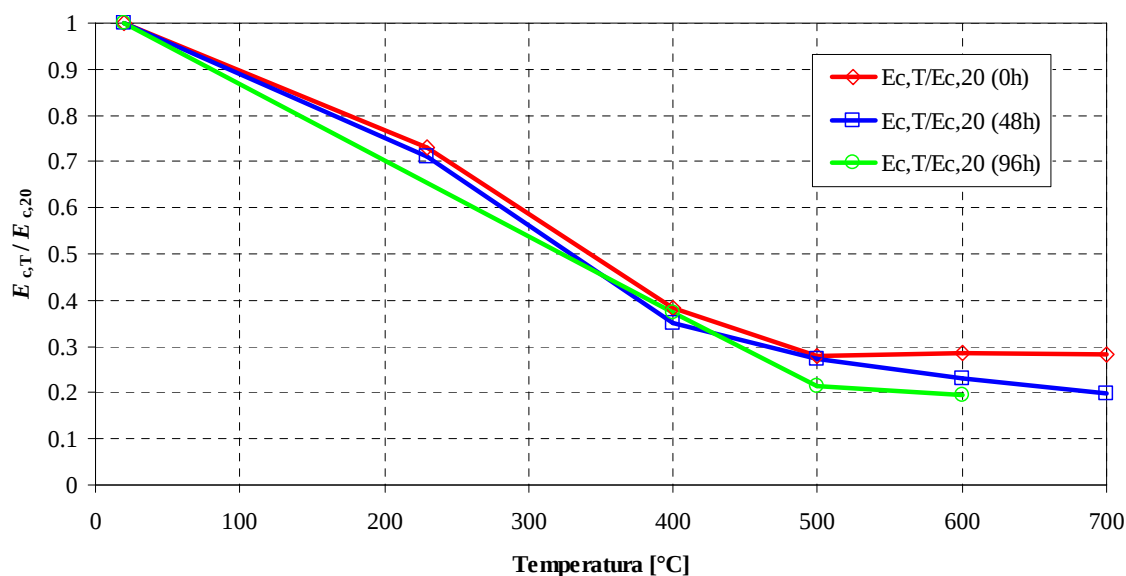
Fotografija 5.10. Uzorak s uređajem za mjerenje dinamičkog modula elastičnosti

5.11.2. Rezultati ispitivanja

Rezultati određivanja dinamičkog modula uzoraka $E_{c,T}$ prikazani su u tablici 5.8., a grafički prikaz smanjenja srednjeg dinamičkog modula u bezdimenzionalnom obliku $E_{c,T} / E_{c,20}$ izložen je na grafikonu 5.25., gdje je $E_{c,20}$ dinamički modul uzorka pri sobnoj temperaturi.

Tablica 5.8. Rezultati ispitivanja dinamičkog modula – interval od 0 - 96 h

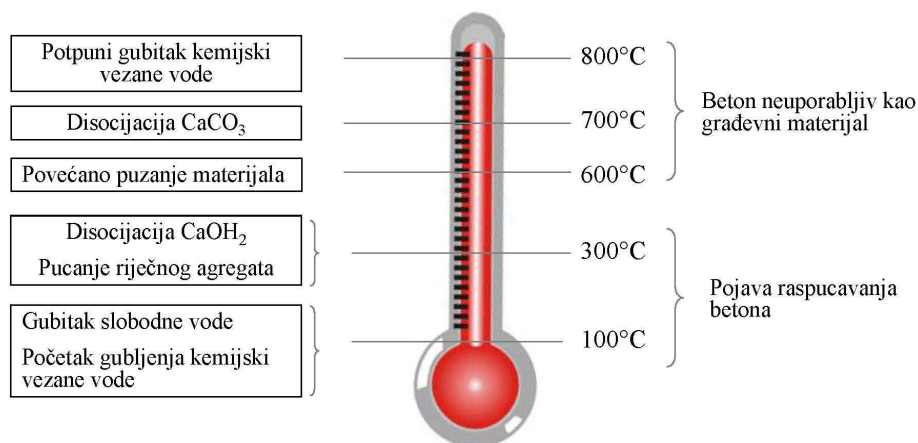
Vrijeme ispitivanja	Temperatura [°C]	$E_{c,T}$ [MPa]			v [m/s]			$E_{c,T}$ sr. vr. [MPa]	v sr. vr. [m/s]
		Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3		
0 h	20	41056.0	45841.8	45483.6	4121.6	4329.0	4317.5	44127.1	4256.0
	230	33924.8	29166.4	33680.9	3749.6	3507.7	3729.2	32257.4	3662.2
	400	18054.6	16255.4	16555.3	2718.7	2594.5	2609.3	16955.1	2640.8
	500	13172.6	11231.6	12591.6	2355.2	2188.6	2306.6	12331.9	2283.5
	600	12258.5	13295.4	12244.3	2295.2	2388.5	2297.9	12599.4	2327.2
	700	11961.5	12559.3	12885.4	2288.5	2334.7	2369.1	12468.7	2330.8
48 h	230	34656.2	28565.0	30915.5	3789.8	3471.4	3572.9	31378.9	3611.4
	400	18142.7	15321.3	16427.2	2725.3	2518.9	2599.2	16630.4	2614.5
	500	12133.8	11180.8	11467.2	2260.4	2183.7	2201.2	11593.9	2215.1
	600	10029.6	10414.1	10141.8	2076.0	2113.9	2091.3	10195.2	2093.7
	700	8034.4	9818.6	9149.3	1875.6	2064.3	1996.3	9000.8	1978.7
96 h	400	16361.8	16409.8	16616.1	2611.7	2610.8	2625.4	16462.6	2616.0
	500	11090.7	8400.6	8975.1	2177.5	1907.2	1971.4	9488.8	2018.7
	600	6752.1	10362.5	7896.4	1719.9	2138.6	1860.0	8337.0	1906.2



Grafikon 5.25. Prikaz smanjenja srednjeg dinamičkog modula u vremenskom intervalu od 0-96 h

5.12. Utjecaj temperature na promjenu strukture betona

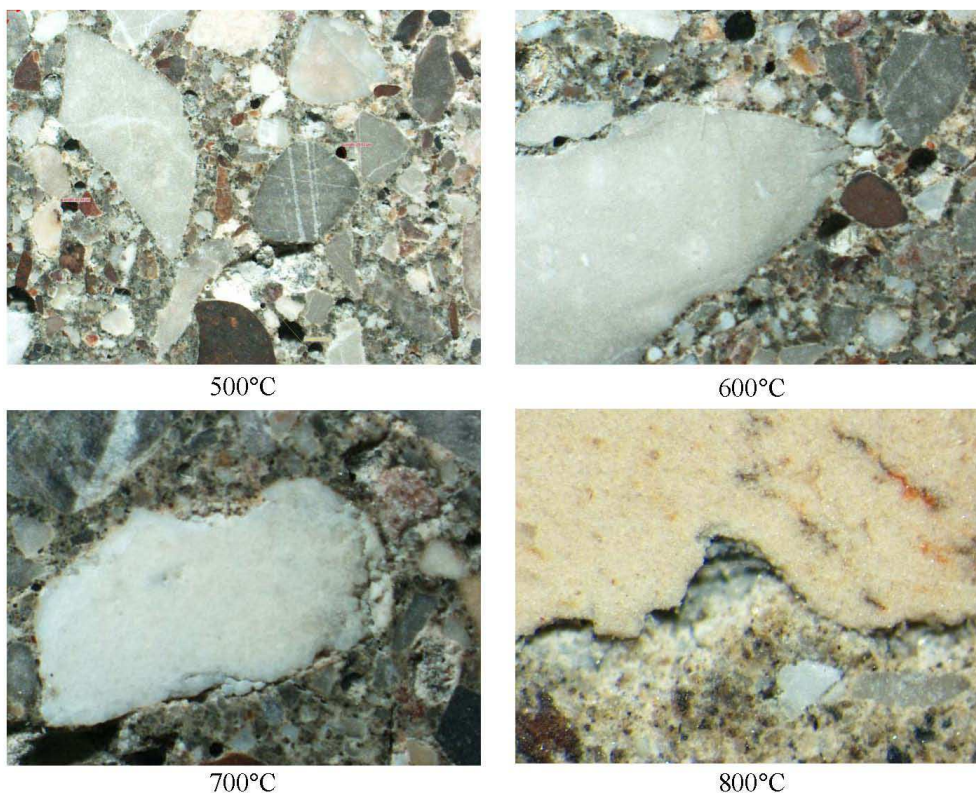
Na crtežu 5.3. izložen je općeniti prikaz stadija razaranja strukture betona u ovisnosti o razini temperature [K.11] za betone sa standardnim Portland cementom.



Crtež 5.3. Stadiji temperaturno ovisnih kemijskih promjena u betonu

Zagrijavanje betona ima dominantan utjecaj na razaranje matrice agregat-cementna pasta, pri čemu se događa ekspanzija agregata i skupljanje cementne paste. Dolazi do slabljenja veze agregat-cementna pasta, tj. do razaranja strukture betona koja se na makro -

razini manifestira kao smanjenje mehaničkih svojstava betona. Na fotografiji 5.11. prikazan je proces postupnog slabljenja navedene veze, koja se u konačnici očituje odvajanjem agregata od cementne paste. Fotografija 5.11. nastala je snimanjem fino obrađenih uzoraka nakon hlađenja optičkim mikroskopom, s maksimalnim uvećanjem od 50 puta. Snimak uzoraka zagrijanih na 700 i 800°C vjerno prikazuje dislokaciju veze agregat-cementna pasta.

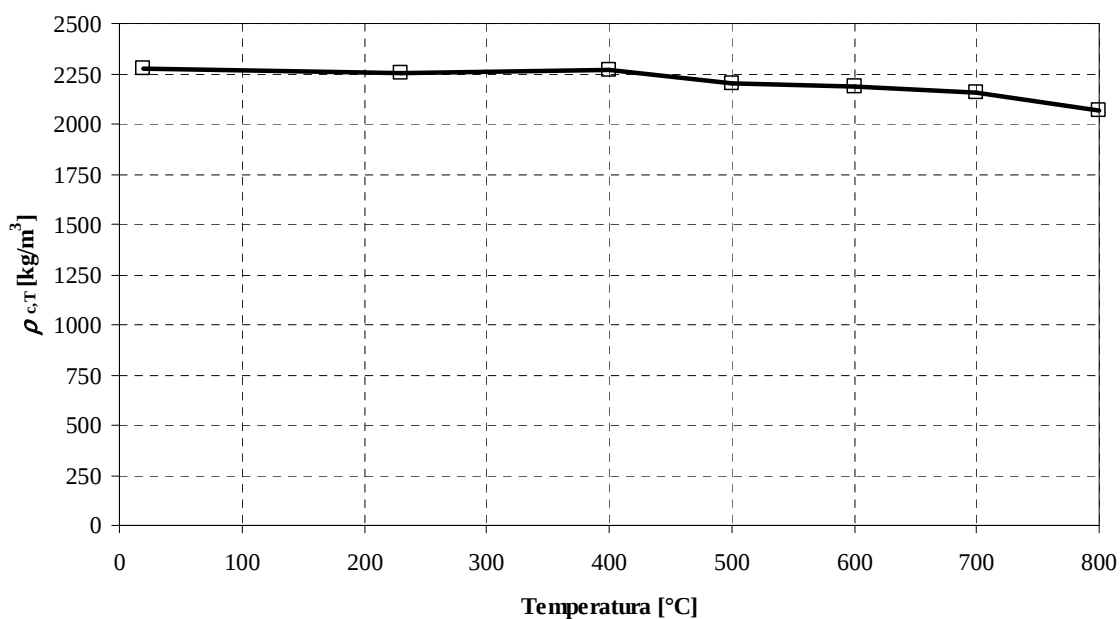


Fotografija 5.11. Snimak strukture betona u temperaturnom rasponu od 500-800°C – uvećanje 50 puta

Utjecaj isparavanja slobodne i kemijski vezane vode, kao i ostalih kemijskih promjena na smanjenje zapremninske težine betona pri visokim temperaturama, prikazan je na grafikonu 5.27. i u tablici 5.9. Jasno je vidljivo kako iznad 400°C počinje smanjenje zapremninske težine betona, što je posljedica intenzivnih kemijskih promjena koje se javljaju u njemu. Ukupno smanjenje zapremninske težine betona do 800°C iznosi oko 10% u odnosu na beton koji nije zagrijavan.

Tablica 5.9. Rezultati smanjenja zapremninske težine betona $\rho_{c,T}$ u ovisnosti o temperaturi

Temperatura [°C]	$\rho_{c,T}$ [kg/m ³]			Srednja vrijednost
	Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	
20	2259.55	2285.64	2293.92	2272.6
230	2267.73	2250.36	2249.78	2259.0
400	2275.23	2272.65	2258.99	2273.9
500	2197.93	2203.13	2205.92	2200.5
600	2100.29	2127.44	2105.66	2113.9
700	1812.04	1791.35	1793.36	1801.7
800	2079.98	2065.38	2065.92	2072.7

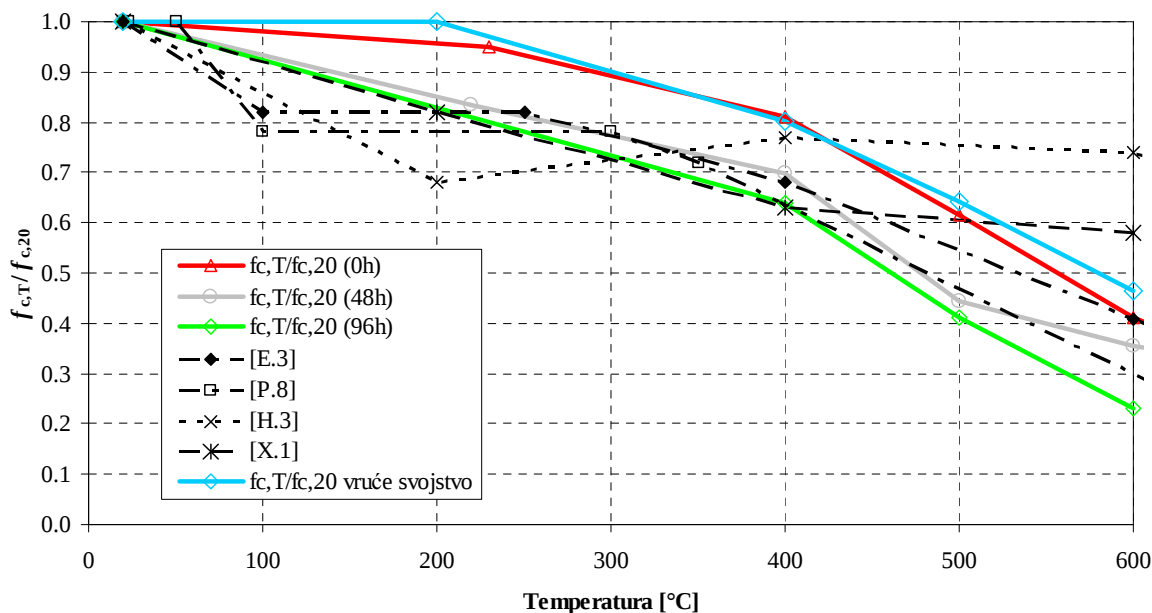


Grafikon 5.26. Prikaz smanjenja zapremninske težine betonskih uzoraka u ovisnosti o temperaturi

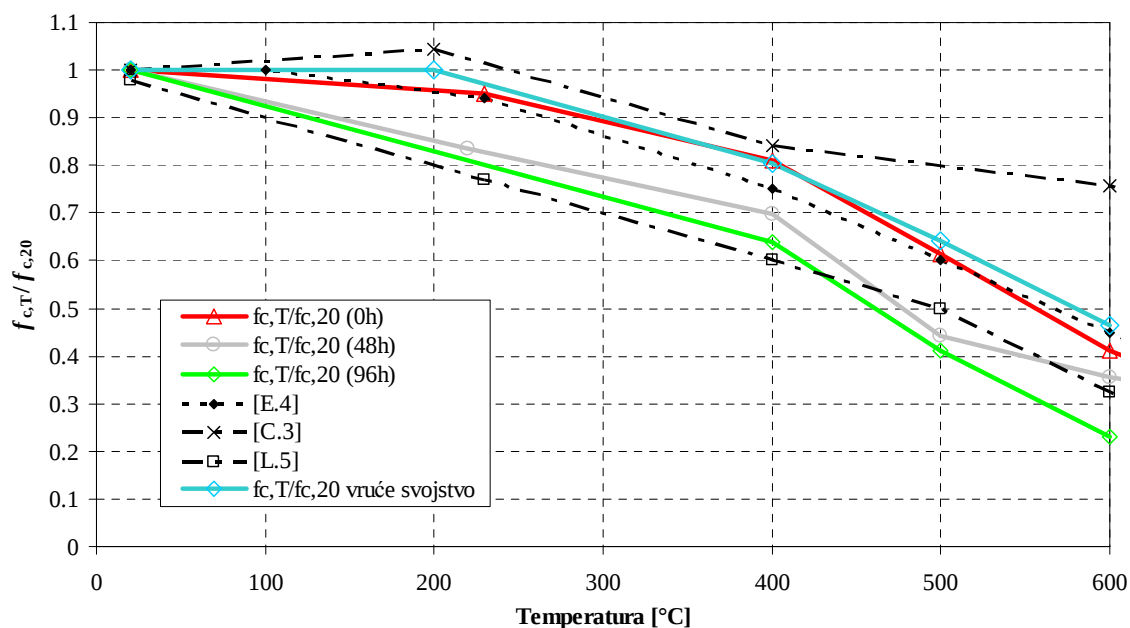
5.13. Usporedba dobivenih rezultata s drugim studijama

5.13.1. Tlačna čvrstoća

Na grafikonima 5.27. i 5.28. izloženi su rezultati ispitivanja smanjenja tlačne čvrstoće za pojedinu temperaturnu razinu zagrijavanja uzorka, kao i usporedba rezultata s vrijednostima iznesenim u [E.3] i [E.4] za obični beton (OB) i beton velike čvrstoće (BVČ). Ujedno su prezentirane usporedbe s odabranim studijama koje su slične provedenoj studiji u smislu odabranih parametara analize (vodocementni omjer, tip agregata i maksimalna vrijednost tlačne čvrstoće).



Grafikon 5.27. Usporedba rezultata smanjenja tlačne čvrstoće dobivenih eksperimentom s ostalim studijama - BVČ



Grafikon 5.28. Usporedba rezultata smanjenja tlačne čvrstoće dobivenih eksperimentom s ostalim studijama – OB

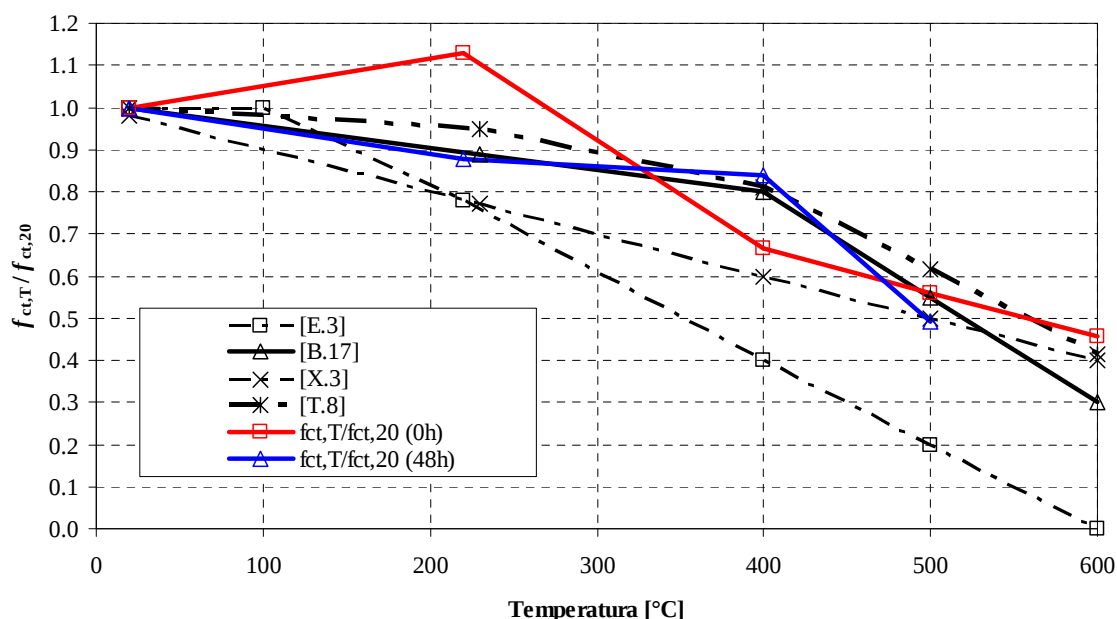
Usporedbom rezultata ispitivanja smanjenja tlačne čvrstoće s vrijednostima koje su uzete iz odabranih studija (grafikon 5.27. i 5.28.) vidljivo je da se trend smanjenja tlačne čvrstoće analiziranog betona poklapa s trendom smanjenja karakterističnim za obični beton. Pri tome je bitno naglasiti kako dijagram smanjenja tlačne čvrstoće nema izraženi plato (100-300°C) na kojem nema smanjenja tlačne čvrstoće, koji je karakterističan za betone velikih čvrstoća. Nadalje, rezultati ispitivanja tlačne čvrstoće neposredno nakon inicijalnog hlađenja (0h) poklapaju se s dijagramima smanjenja koje predlaže [E.3] za obični beton. Rezultati ispitivanja smanjenja tlačne čvrstoće 48 i 96 sati nakon inicijalnog hlađenja ne poklapaju se s predloškom iz [E.3] i približno su jednaki dijagramima smanjenja koji su predloženi kao novi model za smanjenje tlačne čvrstoće betona velikih čvrstoća [P.8].

Sljedeće, vrijednosti tlačne čvrstoće određene na vrućem uzorku i na uzorku neposredno nakon inicijalnog hlađenja ne pokazuju značajne razlike. Može se zaključiti da je za analizirani beton smanjenje tlačne čvrstoće u vremenskom periodu od početka hlađenja uzorka do trenutka kad se uzorak ohladi na sobnu temperaturu zanemarivo. Utjecaj predopterećenja uzoraka prije određivanja tlačne čvrstoće na njeno smanjenje u periodu nakon hlađenja može se isključiti jer je poznato da predopterećenje uzoraka za vrijeme zagrijavanja u većini slučajeva utječe na lagani porast tlačne čvrstoće uzorka

[A.4], [P.7], što znači da u općem slučaju predopterećenje ima povoljan učinak na tlačnu čvrstoću uzorka.

5.13.2. Vlačna čvrstoća

Na grafikonu 5.29. izloženi su rezultati ispitivanja smanjenja vlačne čvrstoće betona neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzorka (0h) i 48 sati nakon inicijalnog hlađenja, te usporedba s rezultatima odabranih studija.

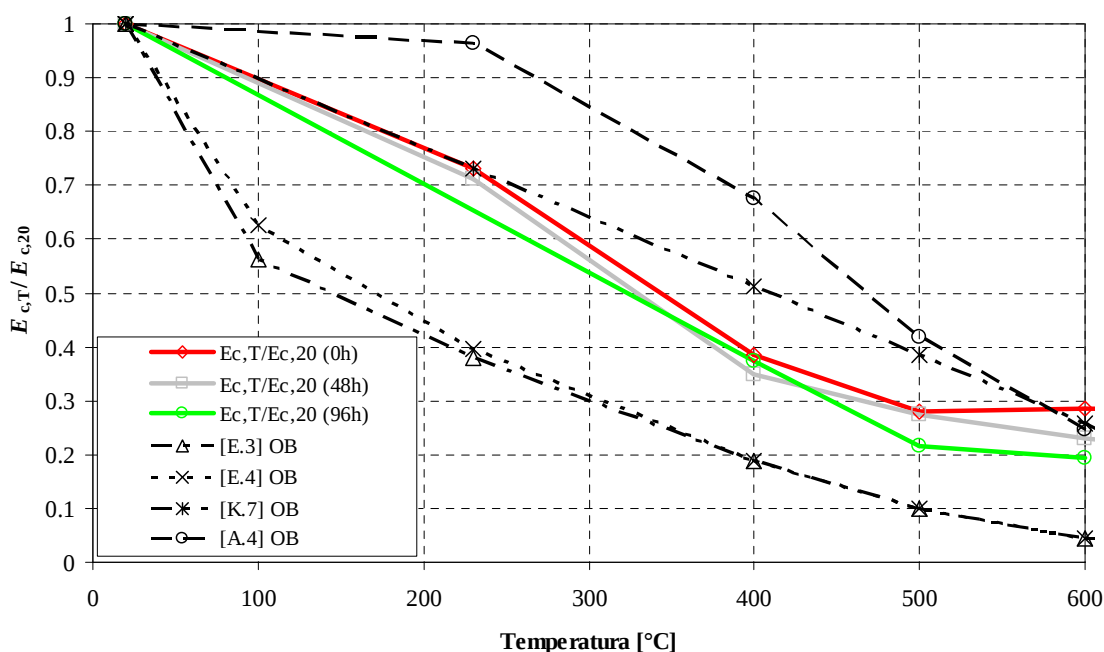


Grafikon 5.29. Usporedba rezultata smanjenja vlačne čvrstoće dobivenih eksperimentom s odabranim studijama – OB

Rezultati ispitivanja smanjenja vlačne čvrstoće pokazuju povećanje vlačne čvrstoće u temperaturnom području oko 200°C, što upućuje na mogući porast energije sloma betona pri zagrijavanju, a samim time i veće vlačne čvrstoće uzorka. Vidljivo je da se smanjenje vlačne čvrstoće betona izloženo u [E.3] ne poklapa s dobivenim rezultatima i daje rezultate koji su na strani sigurnosti. Velika odstupanja između dobivenih rezultata i rezultata odabranih studija postoje zbog toga što su u prikazanim studijama primijenjene različite procedure određivanja vlačne čvrstoće (određivanje čvrstoće cijepanjem, savijanjem ili čisti vlačni test).

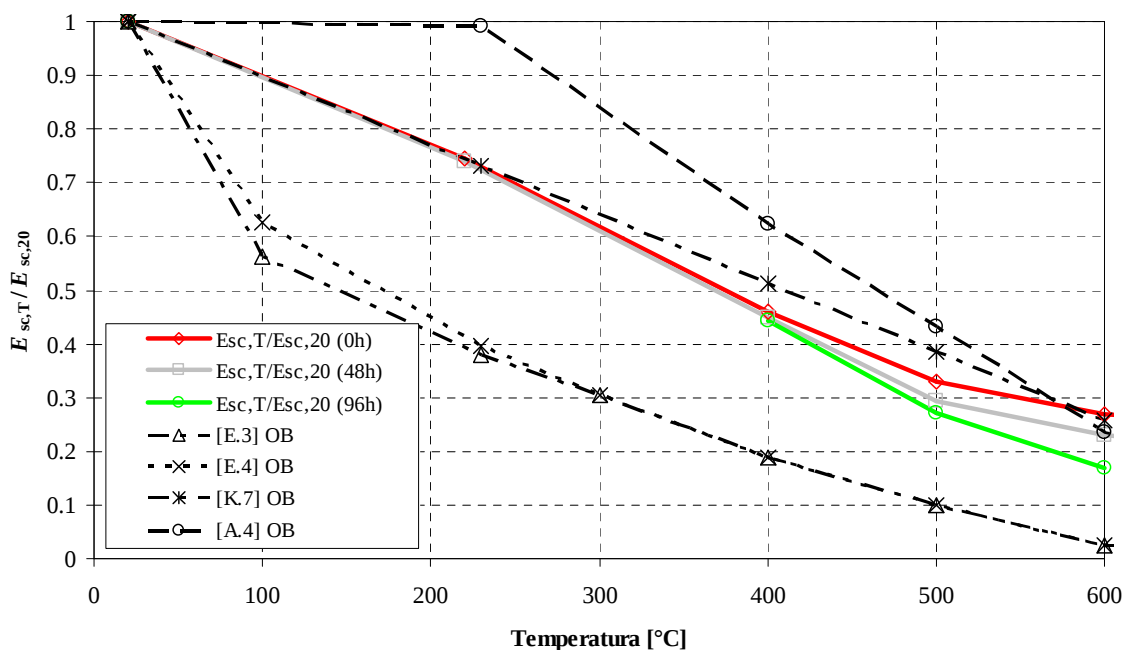
5.13.3. Dinamički i sekantni modul elastičnosti

Na grafikonu 5.30. izložena je usporedba rezultata smanjenja dinamičkog modula u provedenoj studiji s rezultatima odabranih studija.



Grafikon 5.30. Usporedba rezultata smanjenja dinamičkog modula elastičnosti dobivenog eksperimentom s rezultatima odabranih studija – OB

Rezultati ispitivanja smanjenja dinamičkog modula elastičnosti ukazuju na naglo smanjenje navedenog modula, što je u skladu sa činjenicom da temperatura ima veći utjecaj na smanjenje elastičnog ponašanja materijala negoli na njegovo granično stanje sloma (definirano tlačnom čvrstoćom). Na grafikonu 5.30. je uočljivo i veliko odstupanje rezultata ispitivanja dinamičkog (tangentnog) modula u odnosu na vrijednosti koje su izložene u [E.3] i [E.4]. Veliko odstupanje proizlazi iz činjenice da su krivulje naprezanje - deformacija prema Eurokodu modificirane, odnosno predstavljaju krivulje koje implicitno uzimaju u obzir puzanje i prolaznu deformaciju u betonu, što posljedično rezultira smanjenim dinamičkim (tangentnim) i sekantnim modulom elastičnosti u pripadajućim krivuljama. Rezultati ispitivanja smanjenja sekantnog modula elastičnosti u smislu "trenda" ponašanja jako su slični rezultatima ispitivanja dinamičkog modula elastičnosti, što je vidljivo iz grafikona 5.31.



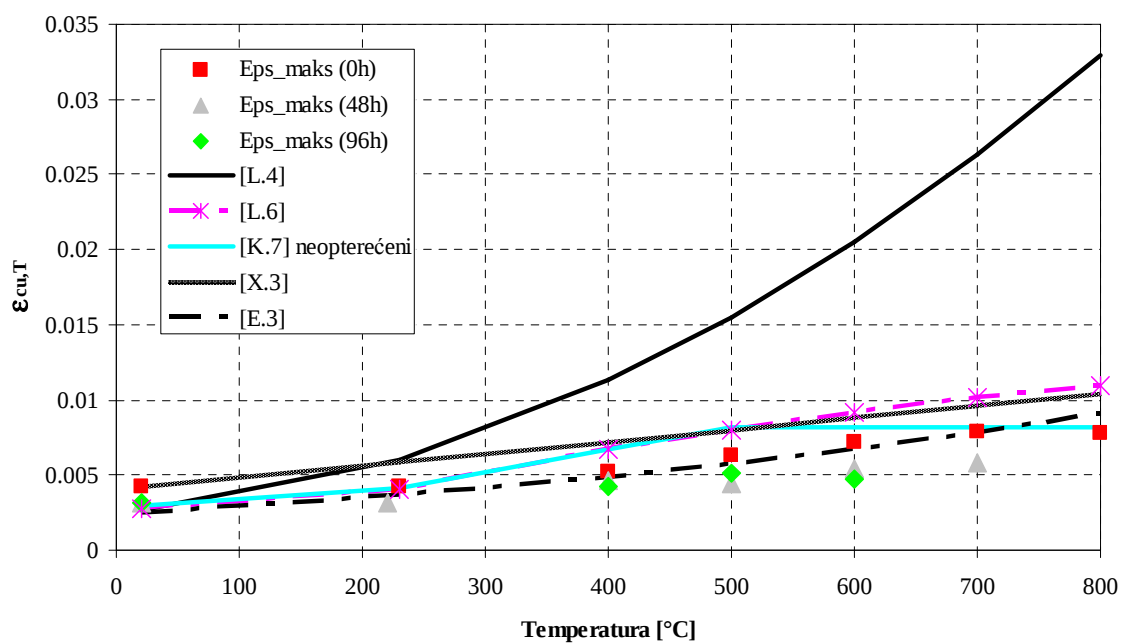
Grafikon 5.31. Usporedba rezultata smanjenja sekantnog modula elastičnosti dobivenog eksperimentom s rezultatima odabranih studija – OB

5.13.4. Krivulje naprezanje-deformacija

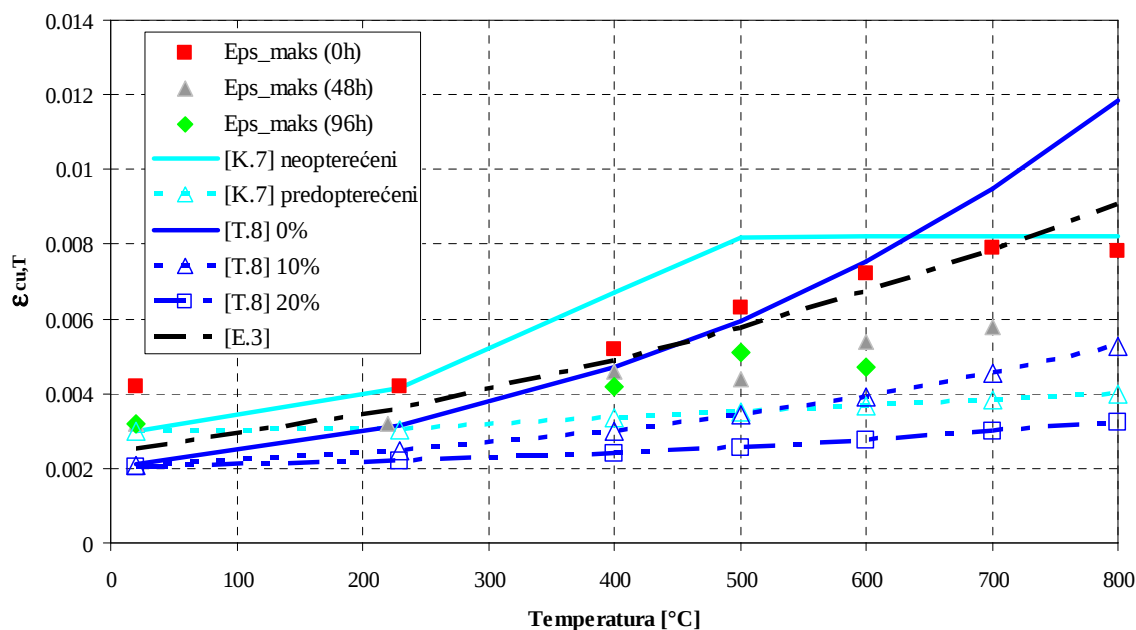
Na grafikonima 5.32. i 5.33. prikazane su srednje vrijednosti deformacije pri slomu betona, i to za uzorke koji su ispitivani neposredno nakon inicijalnog hlađenja. Ujedno je izložena usporedba s rezultatima odabranih studija u kojima su ispitivani opterećeni i predopterećeni uzorci. Vrijednost slomne deformacije za pojedinu temperaturnu razinu određena je kao srednja vrijednost slomne deformacije od tri ispitivana uzorka. Uočljivo je smanjenje vrijednosti deformacije pri slomu uzorka u vremenu od 48 i 96 sati nakon inicijalnog hlađenja zbog činjenice da su uzorci prije ispitivanja bili predopterećeni. Učinak predopterećenja uzoraka očituje se u razini smanjenja deformacije pri slomu uzorka. Naime, smanjenje deformacije uzorka pri slomu zbog predopterećenja nije značajno kod analiziranog betona u odnosu na druge studije, što je vidljivo iz grafikona 5.33. Vrijednosti deformacija pri slomu uzorka, neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzorka, izložene su u tablici 5.10.

Tablica 5.10. Rezultati smanjenja deformacije betona pri slomu uzorka $\varepsilon_{cu,T}$ u ovisnosti o temperaturi (0h)

Temperatura [°C]	$\varepsilon_{cu,T}$			Srednja vrijednost
	Uzorak 1	Uzorak 2	Uzorak 3	
20	0.0040	0.0047	0.0043	0.0043
230	0.0040	0.0045	0.0045	0.0043
400	0.0051	0.0051	0.0053	0.0052
500	0.0065	0.0063	0.0062	0.0063
600	0.0072	0.0074	0.0070	0.0072
700	0.0077	0.0079	0.0083	0.0080
800	0.0075	0.0082	0.0078	0.0078

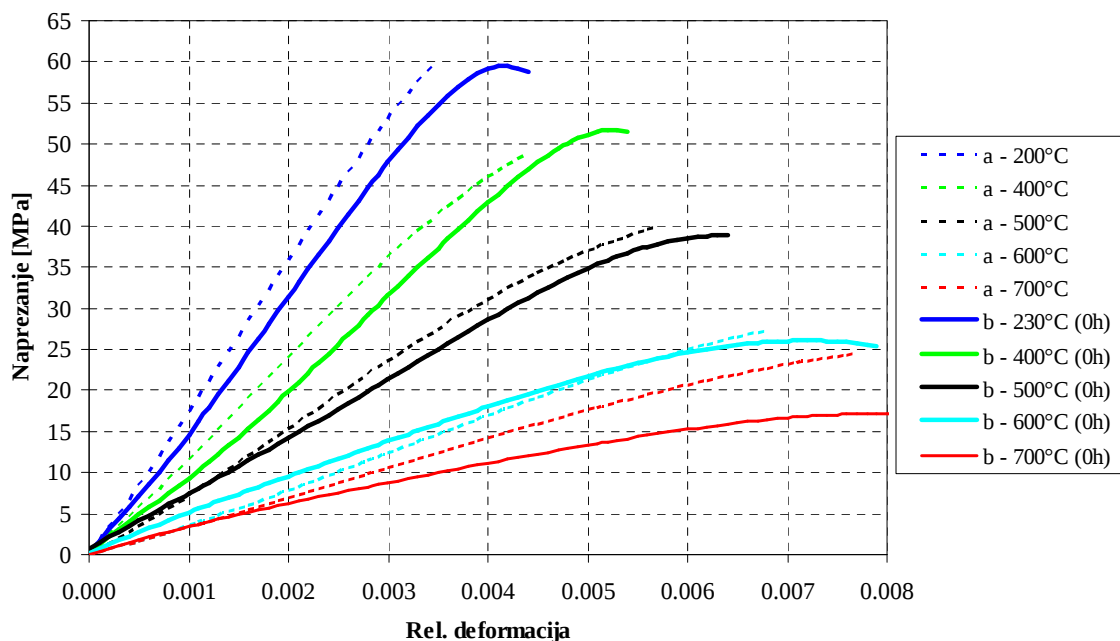


Grafikon 5.32. Usporedba rezultata deformacije pri slomu uzorka s rezultatima odabranih studija – neopterećeni uzorci



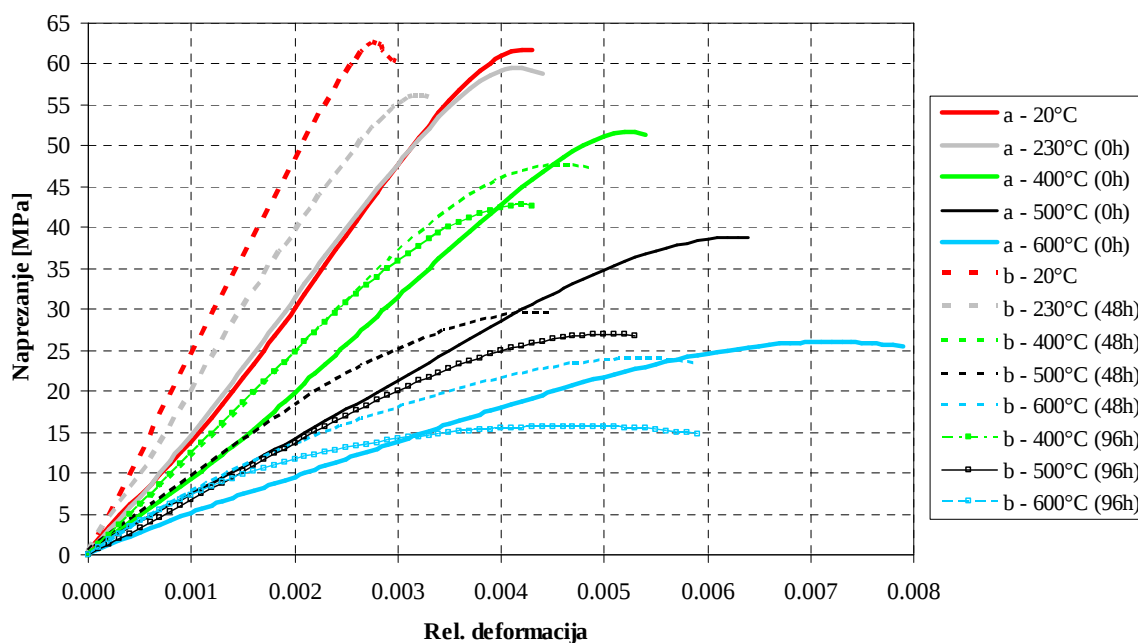
Grafikon 5.33. Usporedba rezultata deformacije pri slomu uzorka s rezultatima odabranih studija – predopterećeni uzorci

Na grafikonu 5.34. je prikazana usporedba između krivulja naprezanje-deformacija koje su dobivene ispitivanjem vrućih uzoraka te krivulja dobivenih ispitivanjem uzoraka neposredno nakon njihova hlađenja. Krivulje su određene kao srednja vrijednost krivulja naprezanje-deformacija od tri uzorka za svaku temperaturnu razinu. Iz grafikona 5.34. vidljivo je da je ponašanje betonskih uzoraka u vrućem stanju povoljnije u smislu mehaničkog odgovora (modula elastičnosti i tlačne čvrstoće) u odnosu na ponašanje hladnih uzoraka. U temperaturnom području između 100-400°C uočljivo je kako je tlačna čvrstoća vrućih uzoraka nešto niža od tlačne čvrstoće hladnih uzoraka, što je opaženo i u drugim studijama [H.4], [B.15]. Povoljnija mehanička svojstva vrućih uzoraka u odnosu na uzorke koji su ohlađeni na sobnu temperaturu javljaju se zbog sljedećih razloga [F.4]: postojanje reverznih toplinskih gradijenata koji razaraju strukturu betona prilikom procesa hlađenja, nekompatibilnost toplinskih deformacija između cementne paste i agregata prilikom hlađenja te pojava prelaska vapna (CaO) u kalcij-hidroksid (CaOH_2), koja je popraćena povećanjem volumena.



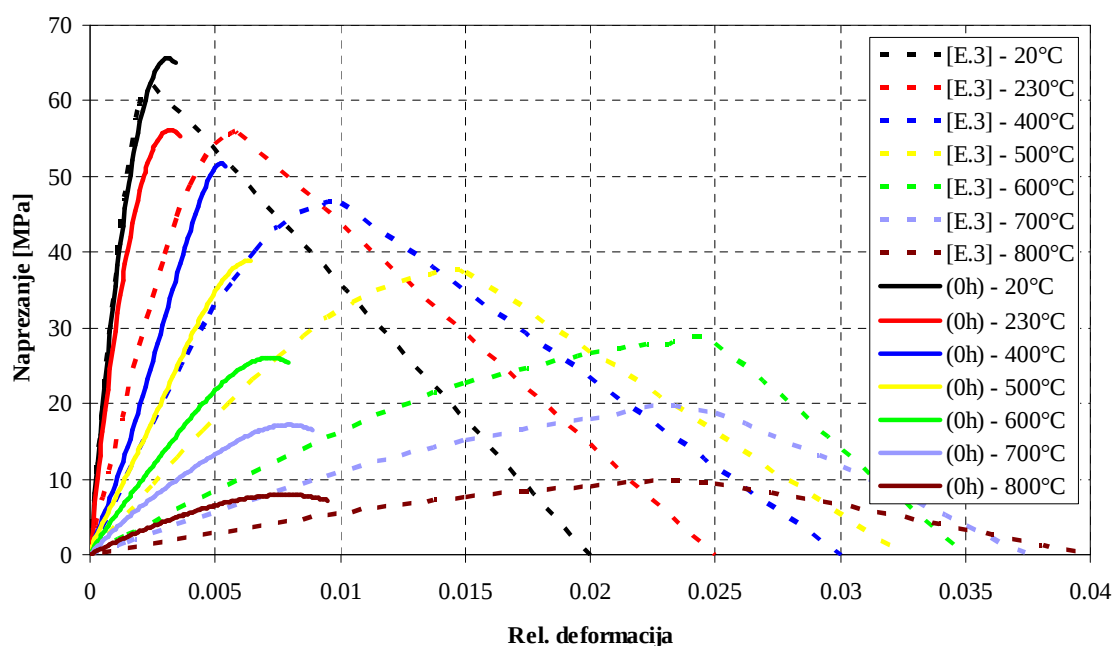
Grafikon 5.34. Usporedba krivulja naprezanje-deformacija za neopterećene uzorke ispitane u vrućem stanju (a) i hladnom stanju (b)

Na grafikonu 5.35. je prikazana usporedba između krivulja naprezanje-deformacija koje su dobivene ispitivanjem neopterećenih i predopterećenih uzoraka neposredno nakon njihova hlađenja. Krivulje su određene kao srednja vrijednost krivulja naprezanje-deformacija od tri uzorka za svaku temperaturnu razinu. Na grafikonu 5.35. vidljivo je kako predopterećenje uzoraka utječe na veličinu deformacije pri slomu uzorka, pritom stvarajući strmiju krivulju naprezanje-deformacija s većom vrijednošću tangentsnog i sekantnog modula elastičnosti. Smanjenje tlačne čvrstoće uzorka nakon inicijalnog hlađenja događa se zbog daljnjeg procesa formiranja spoja kalcij-hidroksida, koji se stvara od trenutka početka hlađenja uzorka te zbog ponovne apsorpcije vlage u uzorku koja rezultira ekspanzijom njegovih površinskih slojeva [F.4].



Grafikon 5.35. Usporedba krivulja naprezanje-deformacija za uzorke ispitane u hladnom stanju, tj. za neopterećene uzorke (a) i predopterećene uzorke (b)

Na grafikonu 5.36. je prikazana usporedba krivulja naprezanje-deformacija iz [E.3] i osrednjenih krivulja dobivenih ispitivanjem uzoraka neposredno nakon hlađenja. Temeljem usporedbe je uočljivo značajno odstupanje između krivulja za pojedine temperature, poglavito u vrijednosti deformacija pri slomu, što je pokazatelj da su krivulje naprezanje-deformacija iz [E.3] modificirane te da implicitno uzimaju u obzir dodatne deformacije u betonu prilikom zagrijavanja.



Grafikon 5.36. Usporedba krivulja naprezanje-deformacija iz [E.3] i krivulja dobivenih neposredno nakon hlađenja uzoraka (0h)

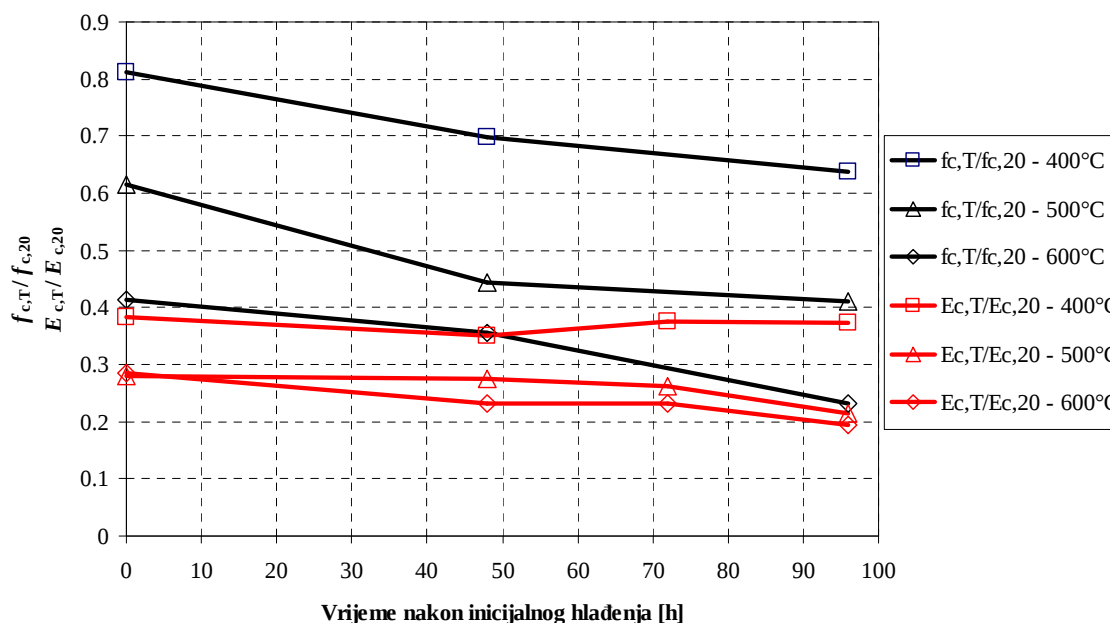
5.14. Interpretacija rezultata

Rezultati studije su pokazali da postoji zanemariva razlika u tlačnim čvrstoćama između uzoraka koji su ispitivani u vrućem stanju i onih ispitivanih neposredno nakon inicijalnog hlađenja. Krivulje naprezanje-deformacija dobivene ispitivanjem vrućih uzoraka su pokazale povoljnija mehanička svojstva u odnosu na mehanička svojstva uzoraka određena neposredno nakon inicijalnog hlađenja.

S aspekta vremenske promjene preostalih svojstava nakon inicijalnog hlađenja uzoraka, najveće se promjene događaju kod tlačne čvrstoće koja se u kratkom vremenskom intervalu od 96 sati smanjuje i do 20%. Navedeno nije u skladu s rezultatima drugih studija [F.5], [H.8], koje pokazuju da se toliko smanjenje javlja u puno dužem vremenskom intervalu (minimalno 15 dana nakon inicijalnog hlađenja uzoraka).

Ta činjenica doprinosi općenitom zaključku da se analizirani beton, koji prema vrijednostima tlačne čvrstoće pri sobnoj temperaturi spada u kategoriju betona velike čvrstoće (betoni klase C55/67 i veći), uslijed izlaganja visokim temperaturama ponaša kao obični beton (OB doživljava minimum smanjenja tlačne čvrstoće nakon hlađenja mnogo ranije nego BVČ). Također, iz grafikona 5.11. je vidljivo kako se unutar intervala od 96 sati javlja znatno smanjenje trenda opadanja tlačne čvrstoće, što može značiti da smanjenje

tlačne čvrstoće za analizirani beton doživljava svoj minimum mnogo ranije nego što je to opaženo od strane drugih istraživača. Na grafikonu 5.37. je prikazano smanjenje mehaničkih svojstava analiziranog betona u ovisnosti o vremenu nakon inicijalnog hlađenja uzorka.



Grafikon 5.37. Prikaz smanjenja mehaničkih svojstava analiziranog betona u vremenu nakon inicijalnog hlađenja

Rezultati smanjenja vlačne čvrstoće u vremenu nakon inicijalnog hlađenja ukazuju da bi vlačna čvrstoća trebala pokazati trend smanjenja, prethodno opažen kod tlačne čvrstoće, iako nije dostupan dovoljan broj rezultata smanjenja vlačne čvrstoće u vremenu kako bi se mogao donijeti siguran zaključak o konačnom smanjenju ili o općenitom ponašanju trenda smanjenja vlačne čvrstoće. Veličina smanjenja tangentnog i sekantnog modula elastičnosti u vremenu pokazuje da se obje veličine zanemarivo mijenjaju tijekom vremena. Razlog tomu je što kemijski procesi nakon hlađenja betona imaju veći utjecaj na smanjenje tlačne čvrstoće nego što je to slučaj kod modula elastičnosti – čija je veličina smanjenja direktno određena veličinom temperaturnog oštećenja (širenja) betona.

Za modeliranje ponašanja prednapete šuplje betonske ploče pri djelovanju požara prikladne su krivulje naprezanje-deformacija prikazane na grafikonima 5.4. – 5.10., jer upravo one opisuju realno mehaničko ponašanje betona u trenutku izloženosti požaru. Za modeliranje ponašanja konstrukcije nakon požara mjerodavne su krivulje prikazane na grafikonima 5.12. – 5.22., što nije tema istraživanja ovog doktorskog rada.

6. EKSPERIMENTALNA ANALIZA PREDNAPETIH ŠUPLJIH BETONSKIH PLOČA PRI DJELOVANJU POŽARA

6.1. Uvod

U ovom poglavlju je opisan eksperiment koji je vezan za analizu mehaničkog odgovora prednapete šuplje betonske ploče pri djelovanju ISO krivulje požara. Tijekom eksperimenta je praćen prirast temperature u jedanaest mjernih točaka na ispitivanoj ploči, prirast vertikalnog progiba na sredini ploče u dvije mjerne točke, prirast zaokreta na rubu ploče te prirast relativne uzdužne deformacije na sredini ploče u dvije mjerne točke. Ploča je opterećena uporabnim opterećenjem s dvije koncentrirane sile u trećinama raspona. Dimenzije prednapete ploče su 800/120/20 cm. Predmetna ploča je testirana na realnom rasponu s realnom debljinom kako bi se izbjeglo povećavanje vanjskog opterećenja. Naime, navedenim opterećenjem bi se nerealno povećala veličina poprečne sile u ploči, a samim tim i mogućnost nastanka preuranjenog posmičnog loma na njenim krajevima. Požarni test je u cijelosti proveden u Laboratoriju za toplinska mjerenja - Lučko. U nastavku ovog rada je prikazana metodologija i rezultati ispitivanja, te analiza dobivenih rezultata.

6.2. Cilj i sadržaj studije

Cilj provedene eksperimentalne studije je obuhvaćao kvalitetno praćenje razvoja temperature i mehaničkog odgovora prednapete šuplje betonske ploče pri djelovanju visokih temperatura. S obzirom na studije drugih istraživača, kao i na dosadašnja saznanja o ponašanju prednapetih ploča, uvećanje temperature je mjereno u više točaka na prednapetim nategama. Općenito, nosivost ploče dominantno ovisi o veličini sile u prednapetim nategama, odnosno o razini prednaprezanja ploče. Upravo iz tog razloga, vrlo je značajno praćenje prirasta temperature u nategama u svrhu praćenja mehaničkog odgovora prednapete ploče. Praćenje prirasta temperature je provedeno i u šupljini ploče, kao i na gornjoj površini ploče, u cilju praćenja procesa zagrijavanja gornje površine betona koja nije direktno izložena djelovanju visokih temperatura. Mehanički odgovor ploče pri djelovanju visokih temperatura je praćen bilježenjem promjena sljedećih parametara:

- Progiba u sredini ploče,
- Zaokreta na kraju ploče,
- Relativne uzdužne deformacije u sredini ploče.

Praćenje vertikalnog progiba u sredini ploče je osnovni parametar kojim se može dobiti uvid u promjenu krutosti ploče pri djelovanju visokih temperatura. Praćenjem zaokreta na kraju ploče može se preciznije predvidjeti utjecaj posmičnog loma na smanjenje krutosti ploče. Promjena relativne uzdužne deformacije ploče je važan parametar koji može dati odgovor vezan uz veličinu dodatnih deformacija koje se javljaju u betonu pri djelovanju visokih temperatura. Za praćenje promjene relativne uzdužne deformacije odabrana je sredina raspona jer se tu događa najveća promjena uzdužne deformacije (postupno slabljenje sile prednapinjanja tijekom zagrijavanja natega). Prednapete natega su izrađene od visokovrijednog čelika Č1670/1860, površine 93 mm^2 , s početnom silom prednapinjanja od 120 kN. U petom poglavlju ovog rada je opisana mješavina betona korištena za izradu ploče.

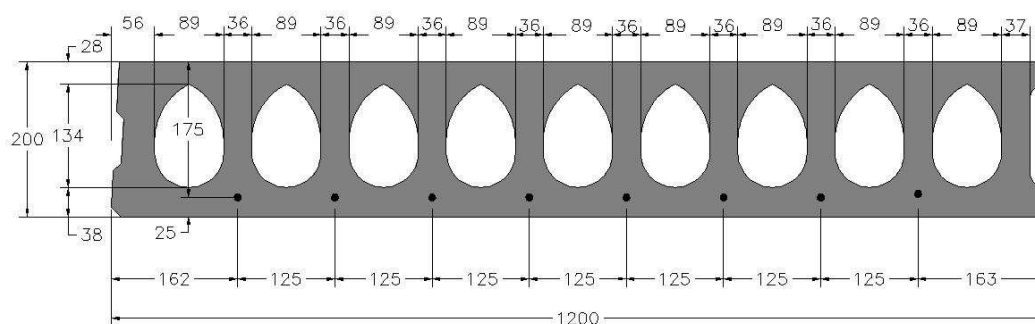
6.3. Proces proizvodnje i priprema ploče prije betoniranja

Prednapete šuplje ploče su predgotovljeni elementi. U cijelosti se proizvode u industrijskom pogonu. Prije početka ugradnje betona i procesa "kalupiranja" šuplje ploče, u pogonu se na proizvodnu pistu polažu adhezijske natega. Nakon prednapinjanja natega, stroj za betoniranje (ekstruder) lijeva beton po duljini piste i pritom oblikuje šupljine. Nakon 5-

10 dana natege se otpuštaju te se vrši rezanje ploča na projektiranu duljinu. Proizvodni proces prikazan je na fotografiji 6.1. S obzirom na metodologiju proizvodnog procesa, postavljanje termoparova za mjerenje temperature unutar ploče predstavlja svojevrstan problem. Jedini način na koji se termoparovi prilikom betoniranja mogu fiksirati jest taj da se pričvrste za prednapete natege. Navedeni problem predstavlja dodatni razlog zašto je mjerenje temperature upravo predviđeno na pozicijama prednapetih natega. Na fotografiji 6.2. su prikazani termoparovi za mjerenje temperature na prednapetim nategama prije početka betoniranja ploče. Poprečni presjek ploče izložen je na crtežu 6.1.



Fotografija 6.1. Prikaz procesa proizvodnje prednapetih šupljih ploča

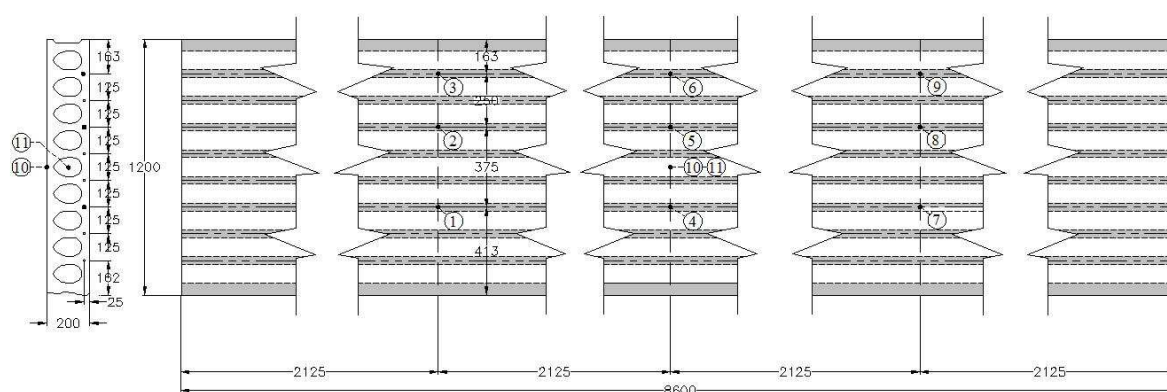


Crtež 6.1. Poprečni presjek ploče



Fotografija 6.2. Termoparovi pričvršćeni za prednapete natege

Raspored mjernih točaka na nategama (oznaka 1-9), kao i pozicije ostalih mjernih točaka na ploči (oznaka 10-11) za temperaturu, izloženi su na crtežu 6.2.



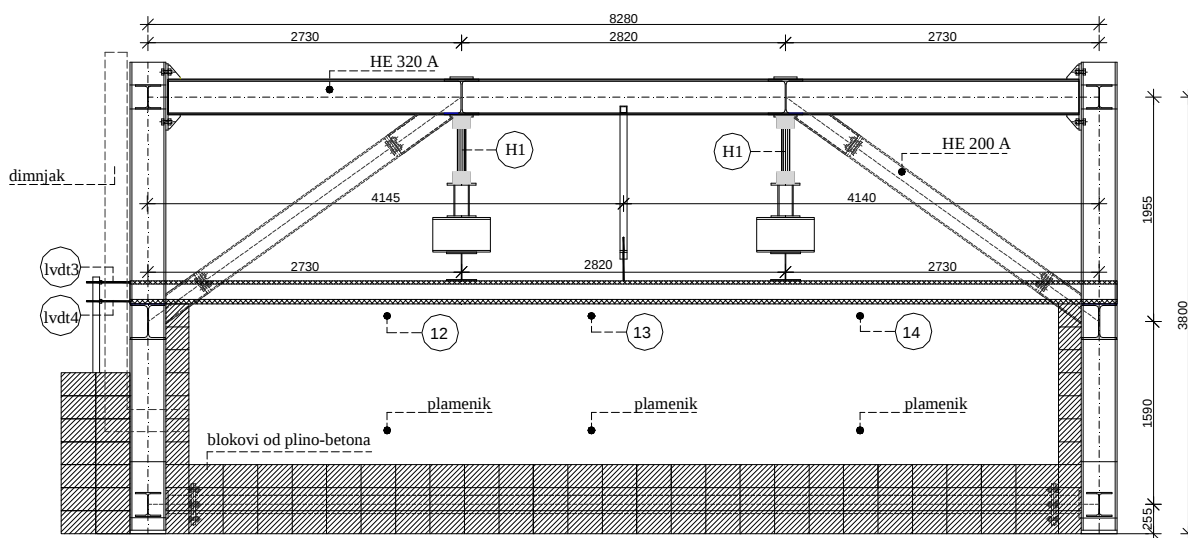
Crtež 6.2. Raspored mjernih točaka za temperaturu u ploči

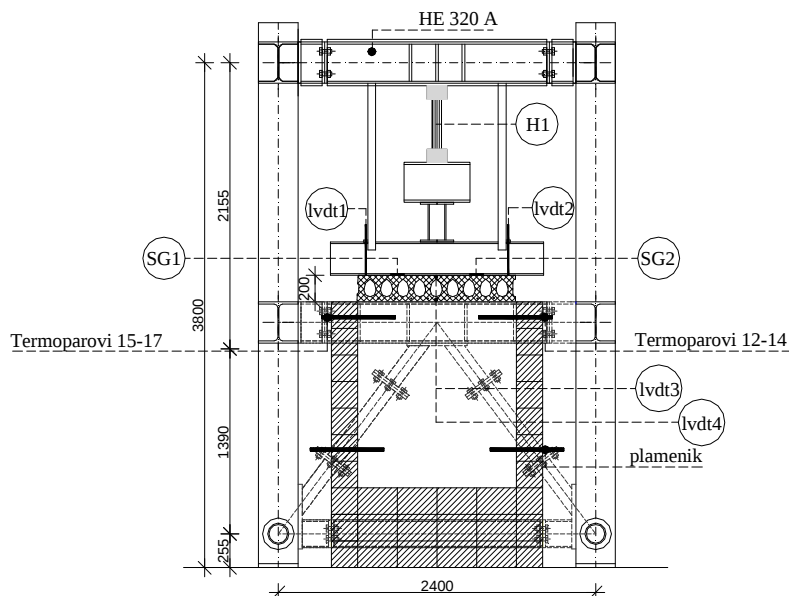
Nakon početka vezivanja betona ploča je ostavljena u neopterećenom stanju, i to u vremenskom periodu od dvije godine. Smatra se kako su u tom vremenskom periodu nastupili dominantni vremenski efekti koji se javljaju u realnoj betonskoj konstrukciji

(puzanje betona uslijed prednaprezanja, starenje betona te gubitak sile prednapinjanja) te koji imaju utjecaj na smanjenje nosivosti ploče.

6.4. Čelična okvirna konstrukcija za unos opterećenja

Kako bi se osigurao kvalitetan i stabilan unos sile u prednapetu ploču, projektirana je čelična okvirna konstrukcija koja je prikazana na crtežu 6.3. Okvirna konstrukcija je zamišljena kao 3D čelični okvir s dimenzijama 8280/3800/2400 mm. Projektirana je na način da unutrašnje sile ostaju unutar elemenata konstrukcije, tj. nije potrebno vezivanje okvira na temelj za potrebu prijenosa sila. Stupovi su izrađeni od profila HE320A, s dijagonalama HE200A. Krutost nosivih elemenata okvira je određena uvjetom da savojna krutost horizontalnih i dijagonalnih elemenata mora biti barem deset puta veća od savojne krutosti ploče. Velika krutost nosivih elemenata je neophodna kako bi se spriječila mogućnost savijanja elemenata okvirne konstrukcije prilikom požarnog testa. Dodatni razlog za povećanu krutost elemenata okvirne konstrukcije je taj što su instrumenti za mjerenje pomaka vezani za okvirnu konstrukciju, pa je iz tog razloga potrebno reducirati vertikalne i horizontalne pomake elemenata navedene konstrukcije. Okvirna konstrukcija je izrađena u montažnoj izvedbi, a za povezivanje elemenata konstrukcije okvira korišteni su prednapeti vijci M24 i M27, klasa vijka 8.8.





Crtež 6.3. Prikaz čelične konstrukcije s ispitnom pločom – uzdužni i poprečni presjek

6.5. Unos opterećenja u ploču

Opterećenje na ploču u obliku dvije koncentrirane sile u iznosu od 20.0 kN unose se preko hidrauličkih cilindara H1 (proizvođač Hydromat). Veličina dviju sila je odabrana s namjerom da simulira realno korisno opterećenje u objektu s iznosom od 5.0 kN/m². Ukupna vrijednost koncentrirane sile u cilindru kojim je opterećena ploča iznosi 17.5 kN, jer je ploča dodatno opterećena čeličnim profilima koji služe kao veza između hidrauličnog cilindra i podloge (crtež 6.2.). Ukupna težina dodatnih čeličnih profila iznosi 2.5 kN. S obzirom na veličinu klipa cilindra, ukupni tlak u cilindru za postizanje sile od 17.5 kN iznosi otprilike 60 bara. Kontrola tlaka u cilindru je vršena elektronički pomoću digitalnog mjerača za tlak (SENSE STK131), koji je tijekom eksperimenta bio spojen na globalni uređaj za akviziciju podataka (fotografija 6.9.). Na fotografiji 6.3. prikazani su hidraulični cilindri i digitalni mjerač tlaka.



Fotografija 6.3. Prikaz hidrauličnih cilindara (H1) i digitalnog mjerača tlaka

6.6. Požarno djelovanje

Požarno djelovanje u provedenom eksperimentu je određeno preko ISO krivulje požara. Jednadžba koja opisuje ISO krivulju sadržana je u izrazu:

$$T - T_0 = 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (6.1)$$

gdje je:

- T - temperatura u određenom vremenu [$^{\circ}\text{C}$],
- T_0 – početna temperatura [$^{\circ}\text{C}$],
- t – vrijeme [min].

Peć je izgrađena od plino-betonskih blokova debljine 20 cm. U požarnom testu je predviđeno zagrijavanje samo donje površine ploče. Unutrašnje dimenzije peći iznose 7600/1400/1200 mm. Temperatura unutar peći je kontrolirana pomoću 6 uljnih plamenika (proizvođač Bentone B30A), koji su prikazani na fotografiji 6.4. Kontrola prirasta temperature u uljnim plamenicima se vršila uz pomoć 6 termoparova tipa K (NiCr-Ni) debljine 3 mm, koji su postavljeni 100 cm iznad plamenika i koji su bili zaštićeni od direktne izloženosti plamenu. Termoparovi (oznake 12 – 17 na crtežu 6.2.) su spojeni na

uređaj za akviziciju podataka (fotografija 6.9.) te se putem računala pratio vremenski prirast temperature u peći.



Fotografija 6.4. Prikaz uljnog plamenika

6.7. Mjerenje temperature i parametara mehaničkog odgovora ploče

Termoparovi korišteni za mjerenje temperature na ploči odgovaraju tipu K (NiCr Ni) s debljinom žice od 0.5 mm. Na fotografiji 6.5. izložen je prikaz termoparova koji su povezani s uređajem za akviziciju mjerenja temperature.



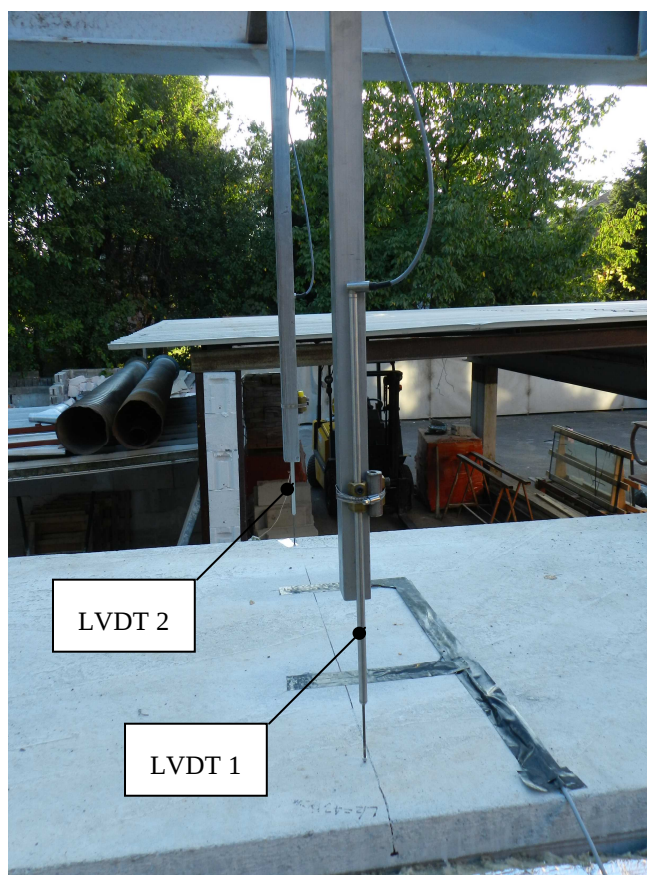
Fotografija 6.5. Prikaz termoparova za mjerenje temperature

Vertikalni progibi ploče su mjereni u sredini raspona pomoću dva LVDT uređaja [R.7] (HB 500 mm WA Electronics) koji imaju mjernu skalu do 500 mm. LVDT uređaji su poprečno smješteni na udaljenosti od 10 cm u odnosu na uzdužni rub ploče. Vezani su za čeličnu okvirnu konstrukciju pomoću sekundarne konstrukcije sastavljene od šupljih kvadratnih profila, što je prikazano na fotografiji 6.6.

*LTM Lučko, Zagreb

* Laboratorij za toplinska mjerenja – LTM Lučko, Zagreb, ovlaštenu je laboratorij za toplinska mjerenja na temelju sljedećih ovlasnica:

- Republika Hrvatska, Državni zavod za normizaciju i mjeriteljstvo DZNM – klasa UP/I-383-02/97-0279,
- Republika Hrvatska, Ministarstvo unutarnjih poslova – 511-01-90-UP/I-12616/10-1994ZK/ZH,
- Hrvatski registar brodova – broj: 01000980/010741,
- BUREAU VERITAS, Recognition of a test laboratory, Certificate number: SMS.L.I.CE/30062/A.O.



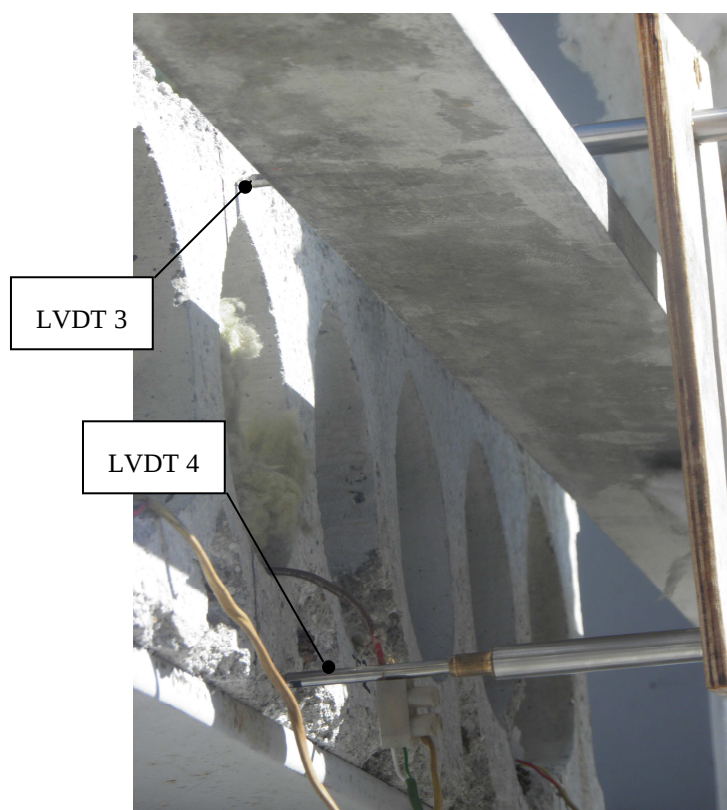
Fotografija 6.6. Prikaz LVDT uređaja za mjerenje vertikalnog progiba ploče (LVDT 1 i LVDT 2)

Rotacija ploče na ležaju je praćena pomoću dva horizontalna LVDT uređaja (HB 100 mm WA Electronics) s mjernom skalom do 100 mm. LVDT uređaji su međusobno paralelni i na vertikalnoj udaljenosti od 18 cm. LVDT uređaji su postavljeni u sredini poprečne duljine ploče, što je prikazano na fotografiji 6.7. Kut zaokreta ploče se određuje iz horizontalnog pomaka dvaju LVDT uređaja pomoću izraza:

$$\alpha = \tan^{-1}((L_3 - L_4)/d) \quad (6.2)$$

gdje je:

- L_3, L_4 – izmjereni horizontalni pomak svakog pojedinog LVDT uređaja,
- d – vertikalna udaljenost između dva LVDT uređaja.



Fotografija 6.7. Prikaz LVDT uređaja za mjerenje zaokreta ploče (LVDT 3 i LVDT 4)

Promjena uzdužne deformacije ploče je praćena uz pomoć dviju mjernih trakica [H.9] (HBM 1-LY41-100/120) koje se nalaze u sredini ploče. Mjerne trakice se nalaze u poprečnom smjeru, i to u trećinama poprečne duljine ploče. Zalijepljene su specijalnim dvokomponentnim ljepilom na prethodno obrađenu površinu betona. Sa svakom zalijepljenom mjernom trakicom ujedno je postavljena i dodatna mjerna trakica koja služi za temperaturnu kompenzaciju. Prikaz i položaj mjernih trakica izložen je na fotografiji 6.8. U blizini postavljenih mjernih trakica nalazi se termopar za mjerenje temperature na površini ploče, koji se koristi za eventualnu modifikaciju rezultata mjerenja mjernih trakica u slučaju da temperatura na površini betonske ploče prijeđe vrijednost od 50°C. Relativna uzdužna deformacija se računa pomoću izraza:

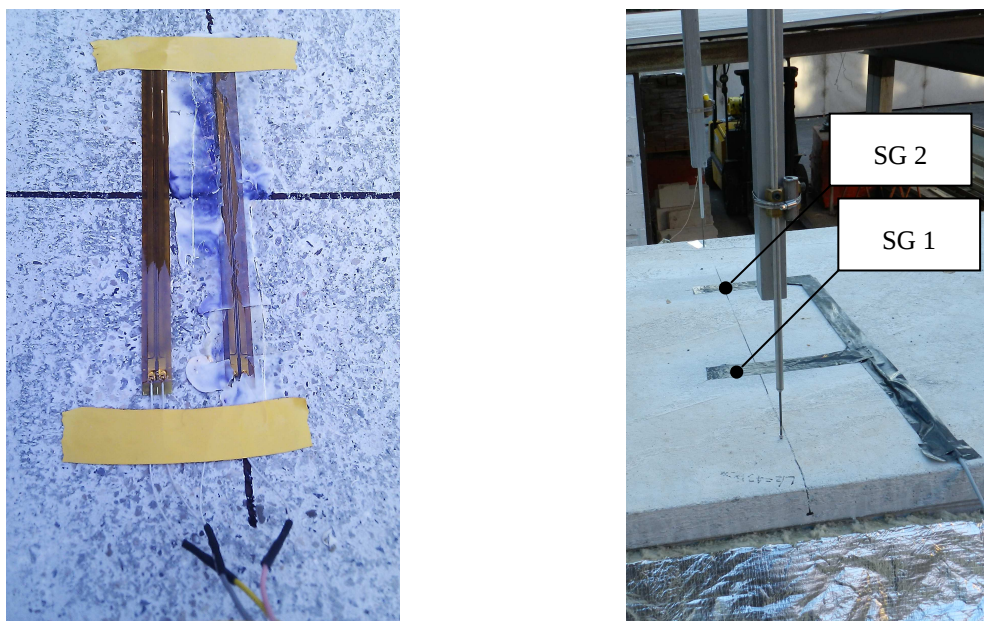
$$\varepsilon = \frac{(1+t) \left[2V_{OUT} (R_g^a + R_g^p) - V_{EX} (R_g^a - R_g^p) \right]}{kR_g^a (V_{EX} - 2V_{OUT})g} \quad (6.3)$$

gdje je:

- R_g^a – otpor aktivne mjerne trakice [Ω],
- R_g^p – otpor pasivne mjerne trakice za temperaturnu kompenzaciju [Ω],

- V_{EX} – napon pobude mosta [V],
- k – koeficijent mjerne trakice,
- t – koeficijent temperaturne kompenzacije,
- g – snaga pojačala.

Mjerni uređaji za vertikalne progibe, horizontalne pomake i relativne uzdužne deformacije su spojeni na dvije kartice za akviziciju podataka (NI USB 6255), što je prikazano na fotografiji 6.9.



Fotografija 6.8. Prikaz mjernih trakica na ploči (SG1 i SG2)

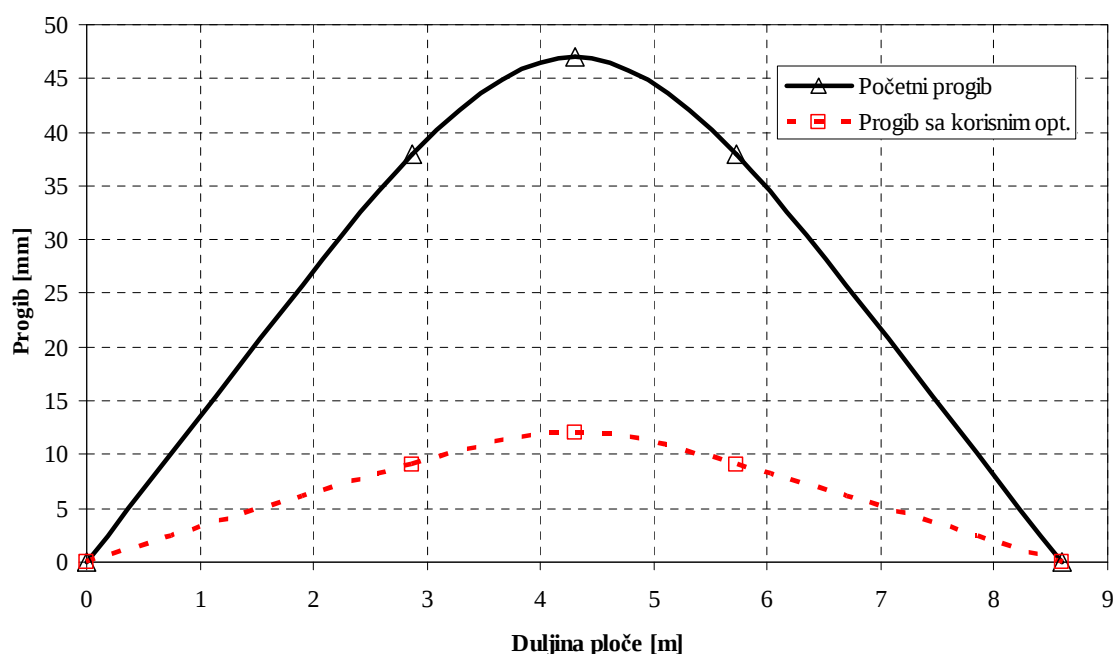


Fotografija 6.9. Prikaz uređaja za akviziciju podataka mehaničkog odgovora ploče

6.8. Pripremna ispitivanja prije požarnog testa

Prije početka požarnog testiranja temperatura peći je održavana na temperaturi od 80°C u periodu od 24 sata. Navedeno je učinjeno kako bi se isušio višak vlage u ploči jer bi ona mogla uzrokovati pogrešna temperaturna mjerenja, kao i mogućnost pojave raspucavanja betona.

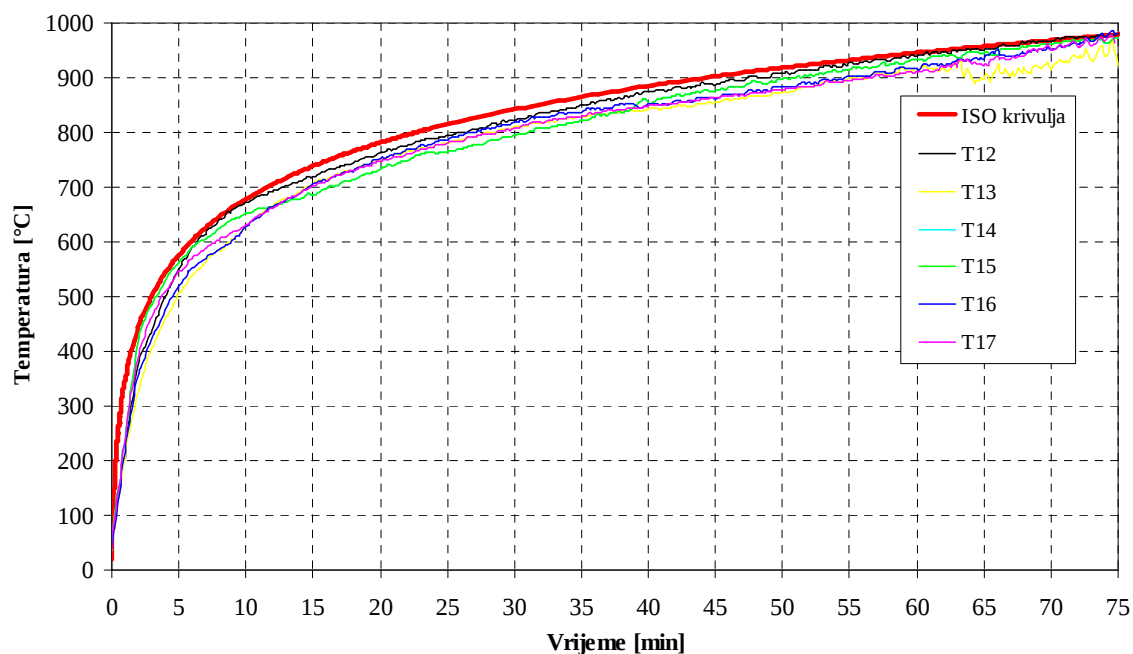
Ujedno je prije početka testiranja izmjeren početni progib (izdizanje) ploče u neopterećenom stanju, kao i rezultatni progib nakon unošenja uporabnog opterećenja na ploču. Početni progib i rezultatni progib nakon unošenja opterećenja na ploču izmjeren je u tri točke te prikazan na grafikonu 6.1.



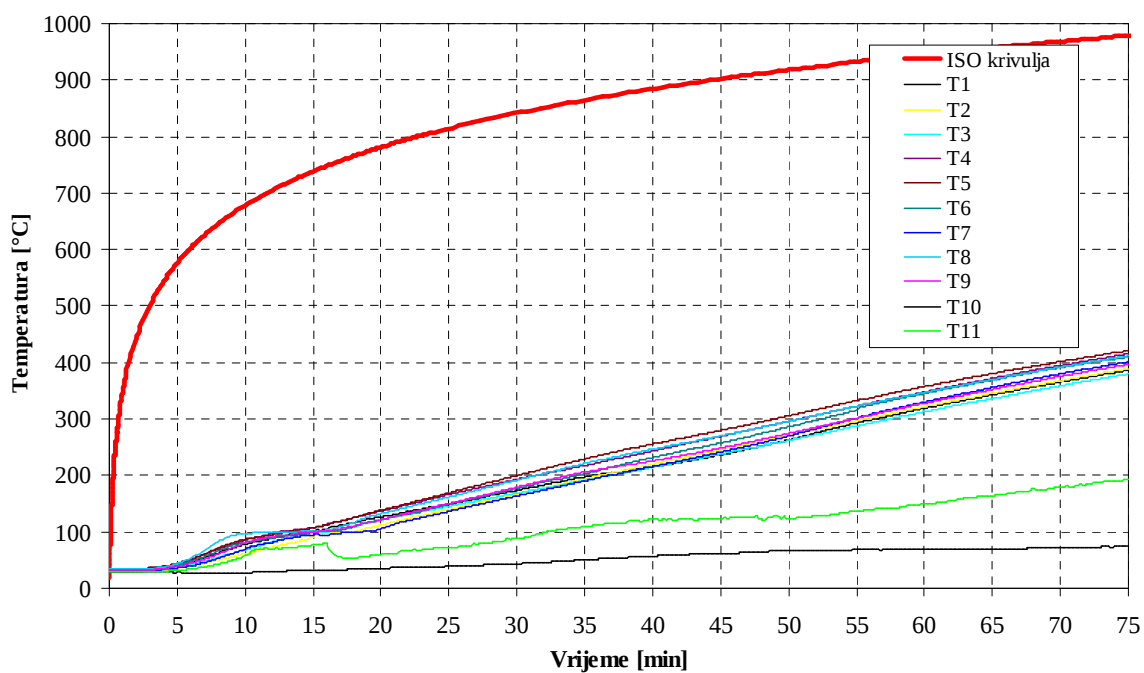
Grafikon 6.1. Početni progib neopterećene i opterećene ploče

6.9. Rezultati istraživanja

Na grafikonima 6.2. i 6.3. prikazano je uvećanje temperature u diskretnim točkama u peći te u mjernim točkama na ploči.

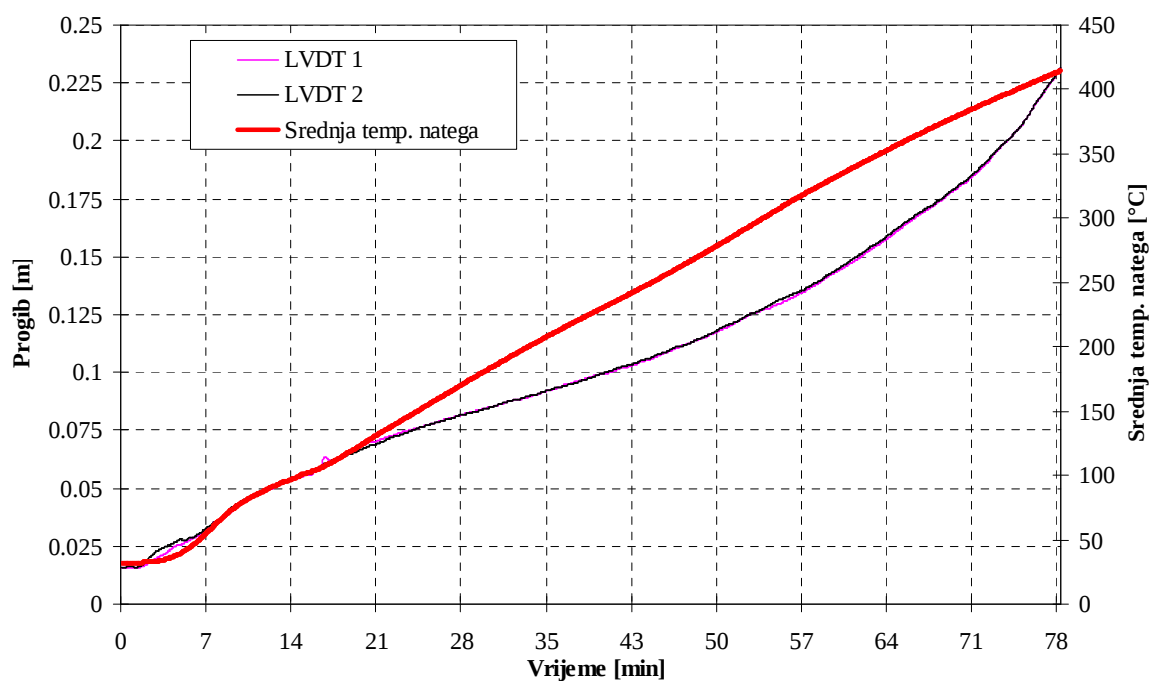


Grafikon 6.2. Uvećanje temperature u mjernim točkama unutar peći

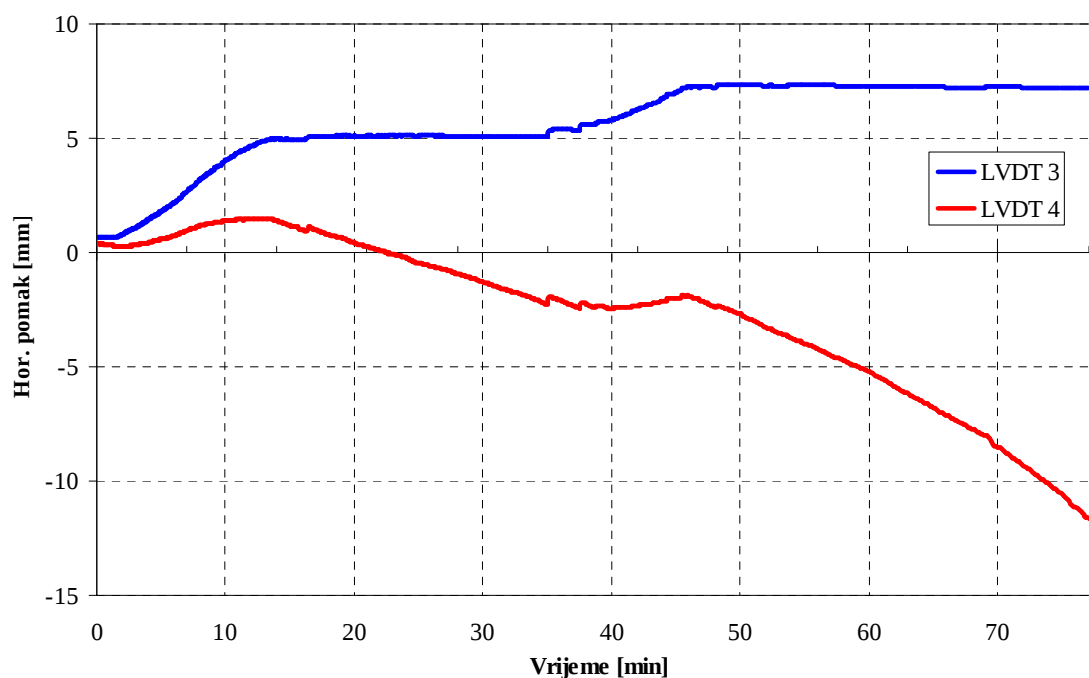


Grafikon 6.3. Uvećanje temperature u mjernim točkama na ploči

Na grafikonima 6.4. i 6.5. prikazano je uvećanje progiba u sredini raspona te uvećanje horizontalnih pomaka na kraju ploče.

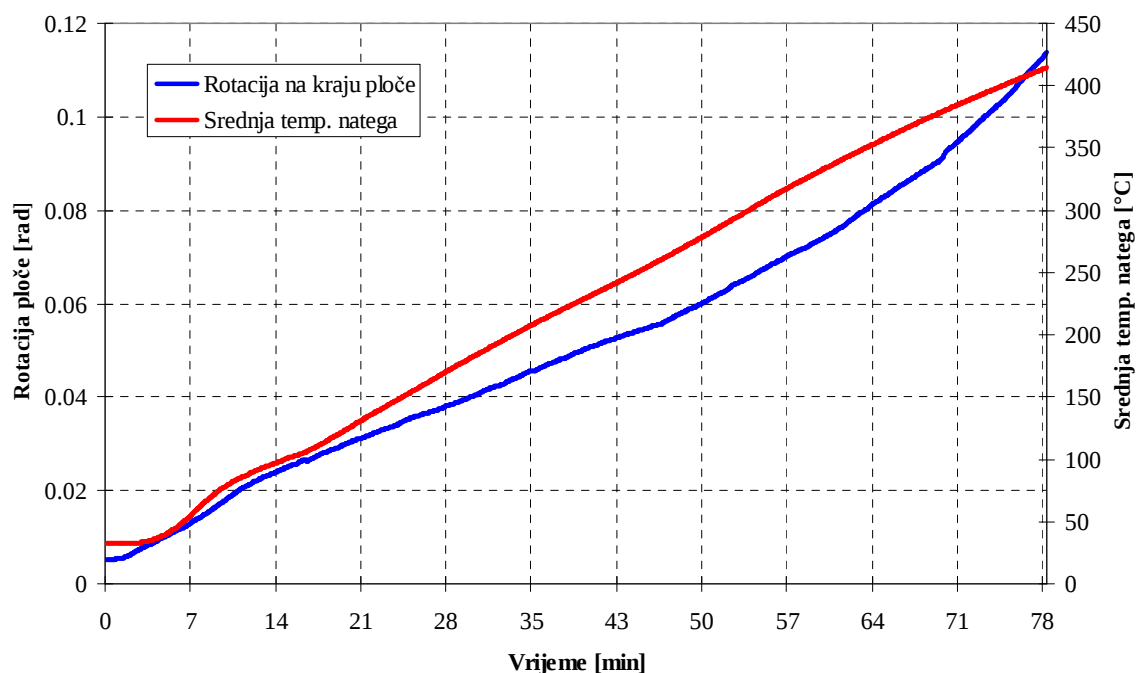


Grafikon 6.4. Uvećanje progiba u sredini raspona (LVDT 1 i LVDT 2)



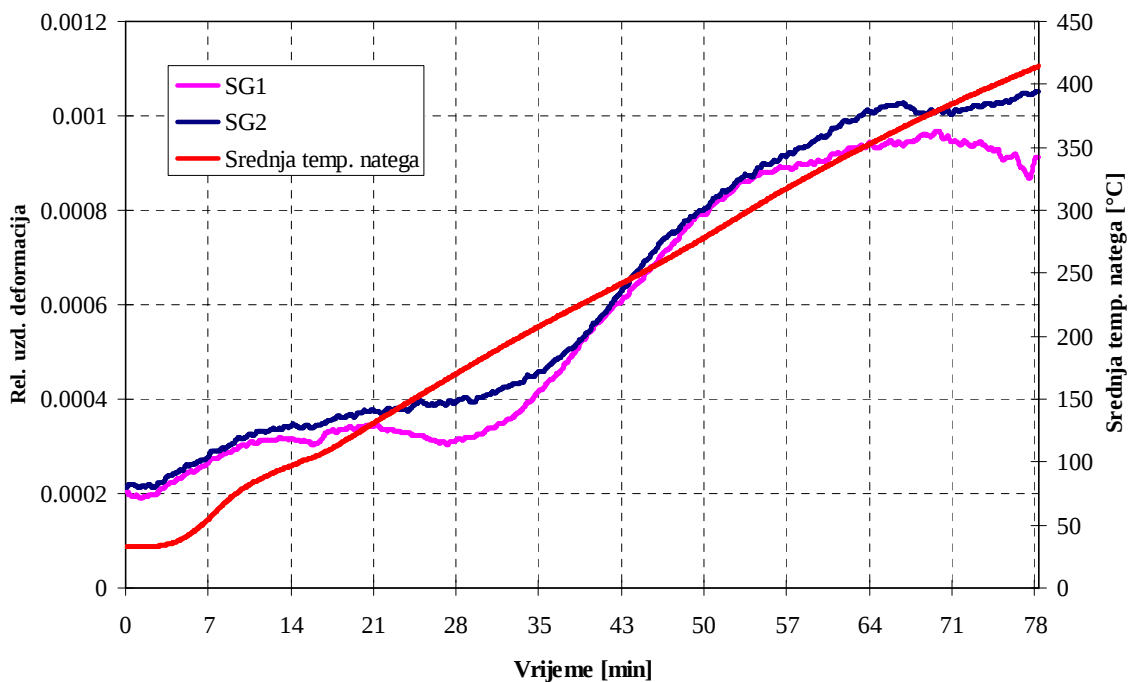
Grafikon 6.5. Prikaz horizontalnog pomaka na kraju ploče (LVDT 3 i LVDT 4)

Na grafikonu 6.6. je prikazana proračunata rotacija ploče korištenjem jednadžbe (6.2) i rezultata iz grafikona 6.5.



Grafikon 6.6. Prikaz uvećanja rotacije kraja ploče

Na grafikonu 6.7. je prikazana izmjerena relativna uzdužna deformacija u sredini ploče.



Grafikon 6.7. Prikaz promjene relativne uzdužne deformacije u sredini ploče (SG 1 i SG 2)

Na grafikonu 6.8. je prikazana izmjerena veličina tlaka u cilindrima za unos koncentrirane sile tijekom požarnog testa.



Grafikon 6.8. Prikaz izmjerene veličine tlaka u cilindrima

6.10. Analiza rezultata

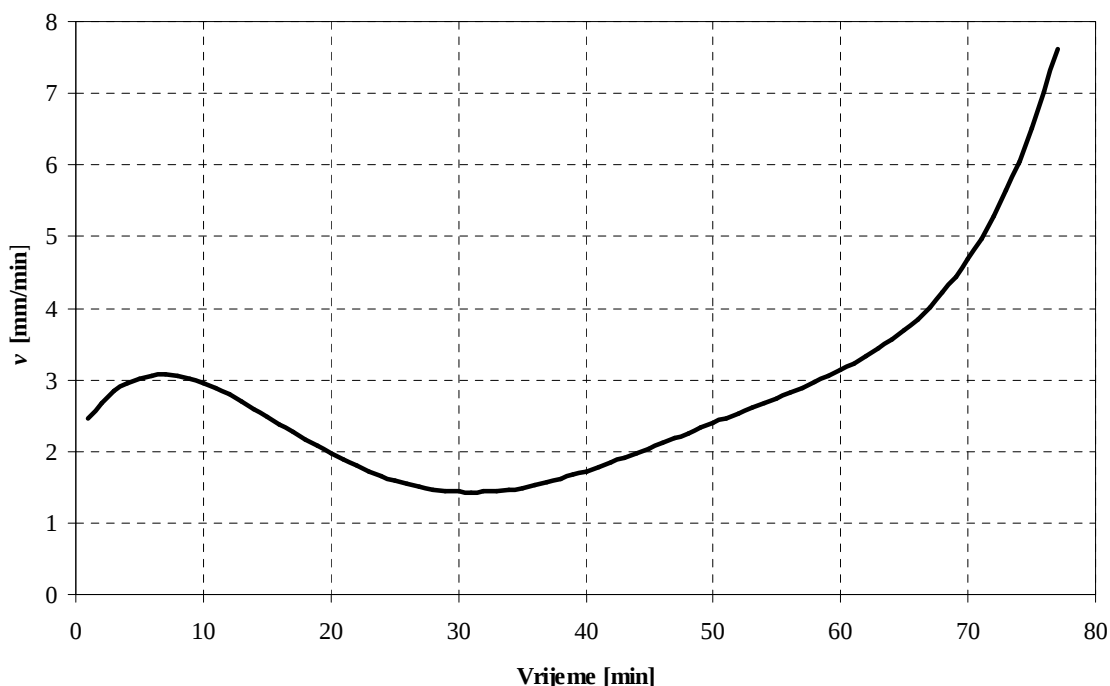
Požarni test je prekinut u trenutku kad je vertikalni progib ploče dosegao približno vrijednost $L/30$, gdje je L raspon ploče. Smatra se da ploča, nakon što dosegne navedenu veličinu progiba, doživljava kolaps, pa se iz tog razloga požarni testovi koji uključuju ispitivanje elemenata uz korištenje ISO krivulje požara obično prekidaju nakon dosezanja navedene vrijednosti kritičnog progiba [P.7].

Iz grafikona 6.2. vidljivo je da je tijekom testa postignuta približno uniformna temperatura unutar peći, koja odgovara prirastu temperature prema ISO krivulji požara. Na grafikonu 6.3. je uočljiva neznatna razlika u temperaturama između pojedinih mjernih točaka na prednapetim nategama, što je dokaz da je u testu postignuto dovoljno uniformno zagrijavanje ploče. Također je vidljivo da se prilikom požarnog testa uvećava temperatura u šupljini ploče do 200°C . Temperatura ploče na gornjoj površini doživljava porast do približno 75°C , što je neznatan prirast u odnosu na prirast temperature u nategama koji iznosi otprilike 400°C .

Tijekom požarnog testa, u periodu između 15-te i 25-te minute nakon početka testa, nastala je velika horizontalna pukotina iznad jedne od šupljina, i to one koja je najbliža središtu ploče. Horizontalna pukotina se prostirala do ležajeva ploče, s tim da nije u potpunosti razdvajala ploču na dva dijela. Sličan scenarij razvoja pukotina je opažen u studiji [W.4], gdje su se ispitivane ploče "raspadale" u nekoliko pojedinačnih dijelova prilikom nastajanja uzdužnih pukotina. Najvjerojatniji uzroci nastanka uzdužne pukotine prilikom testiranja su slobodno toplinsko širenje ploče te nepostojanje poprečne armature u ploči koja bi umanjila toplinsko širenje i preuzela vlačna naprezanja.

Na grafikonu 6.4. je vidljivo inicijalno povećanje progiba ploče do 10-te minute testa kad dolazi do postupnog aktiviranja veze između prednapetih natega i okolnog betona. Nakon toga se prirast progiba smanjuje, preciznije do isteka 60-te minute testa, te zatim ponovno povećava.

Smanjeni prirast progiba u periodu između 10-te i 60-te minute je povezan sa činjenicom da se u prednapetim nategama, do temperature od 300°C, ne javlja značajno smanjenje granice popuštanja i modula elastičnosti. Međutim, nakon dosezanja temperature od 300°C, povećava se brzina prirasta progiba što predstavlja uvod u savojno otkazivanje nosivosti ploče. Navedeni stadiji gubitka mehaničke nosivosti ploče prikazani su na grafikonima 6.4. i 6.9.



Grafikon 6.9. Prikaz promjene brzine prirasta progiba ploče u vremenu

Iz grafikona 6.4. i 6.9. uočljivo je kako velika uzdužna pukotina nije imala utjecaj na smanjenje savojne krutosti ploče jer nema naglog porasta progiba i zaokreta ploče koji bi ukazivali na njeno naglo smanjenje. Prikaz razvijene uzdužne pukotine izložen je na fotografiji 6.10.



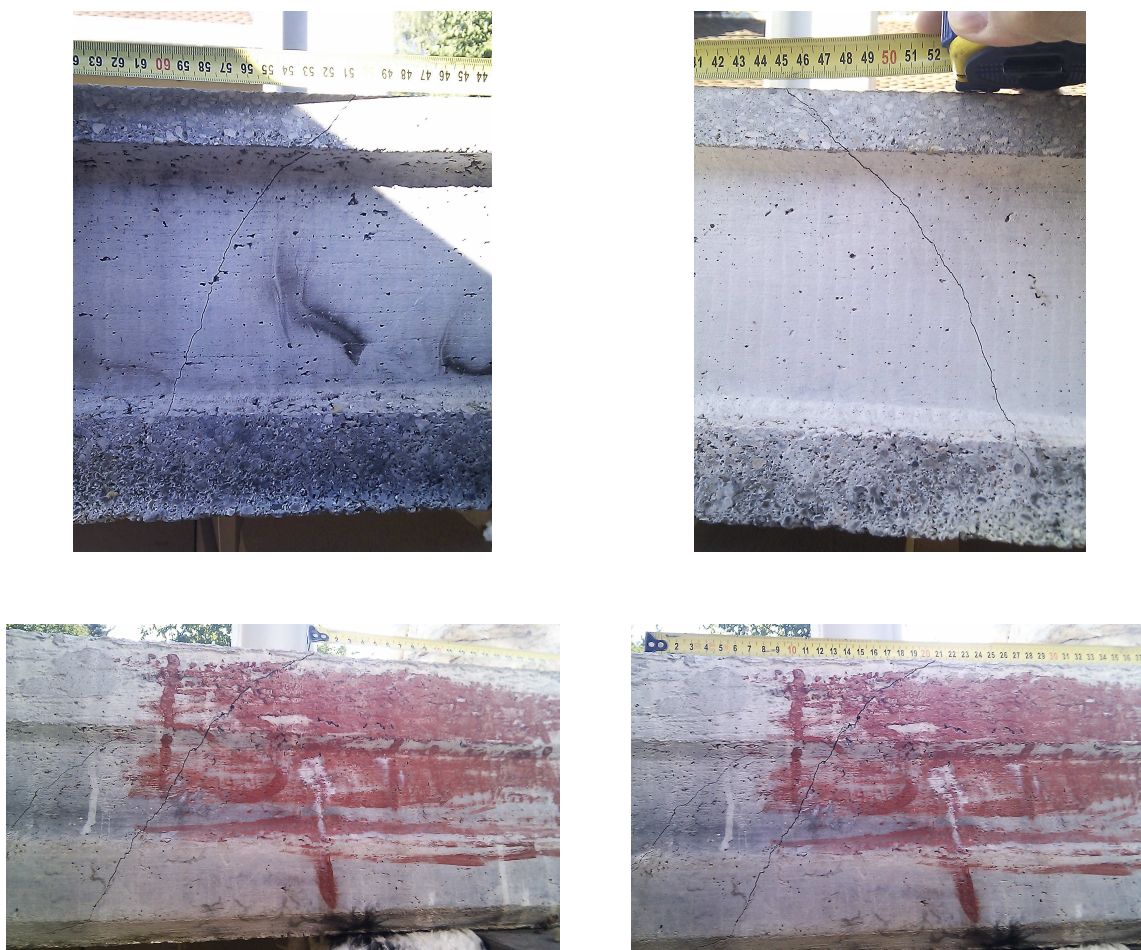
Fotografija 6.10. Prikaz uzdužne pukotine na ploči

Na grafikonu 6.7. je uočljiva određena redistribucija deformacija, koja je zabilježena u trenutku potpunog razvijanja uzdužne pukotine (oko 25-te minute). Redistribucija deformacija završava nakon razvoja pukotine te se izmjerene deformacije na obje mjerne trakice nakon tog događaja poklapaju. Nakon 60-te minute mjerne trakice ne pokazuju iste vrijednosti deformacija, što upućuje na novu redistribuciju deformacija u presjeku ploče te ulazak u predslomno stanje ploče.

Nakon završetka požarnog testa na ležajevima ploče su otkrivene kose posmične pukotine, dok su po duljini ploče u razmaku od 40 cm otkrivene slabe vertikalne pukotine. Kose posmične pukotine na ležajevima prikazane su na fotografiji 6.11., a vertikalne pukotine na fotografiji 6.12.

Razvoj kosih posmičnih pukotina upućuje na početak posmičnog loma na krajevima ploče jer se na tom mjestu javlja maksimalna vrijednost poprečne sile, dok su vertikalne pukotine po duljini ploče veoma male, iz razloga što je poprečna sila u okolini sredine ploče

približno jednaka nuli. Neznatna veličina razvijenih posmičnih pukotina upućuje na činjenicu da posmični lom nije imao utjecaja na deformabilnost ploče tijekom požarnog testa. Navedeni zaključak potvrđuje grafikon 6.6. na kojem ne uočavamo nagle promjene u zabilježenoj rotaciji na kraju ploče, koje bi se inače dogodile da su posmični lomovi na krajevima ploče bili značajniji.



Fotografija 6.11. Prikaz kosih posmičnih pukotina na ležajevima ploče



Fotografija 6.12. Prikaz vertikalne pukotine po dužini ploče

Analizom rezultata može se zaključiti da je ispitna ploča u trenutku prekidanja testa dosegla graničnu savojnu nosivost, koja je uvjetovana prvenstveno brojem prednapetih natega, kao i veličinom sile prednapinjanja u njima. U provedenom požarnom testu nije opaženo posmično otkazivanje nosivosti, koje je zabilježeno u nizu studija [B.14], [W.4], [A.6]. Glavni razlog tomu je, prema mišljenju autora, testiranje ploče na realnom rasponu i u skladu s tim - realistična vrijednost poprečne sile u ploči.

Donošenje generalnog zaključka o otkazivanju nosivosti ploča isključivo na savijanje u slučaju testiranja ploče na realnom rasponu nije moguće iz razloga što je testirana samo jedna ploča.

Međutim, provedeni eksperiment može poslužiti kao dobar primjer testiranja mogućnosti razvijenog numeričkog modela jer je požarnim testom utvrđeno otkazivanje nosivosti ploče na savijanje, što je usporedivo s mogućnostima razvijenog hibridnog numeričkog modela nosivosti štapnih konstrukcija pri djelovanju požara.

7. PRIMJERI NUMERIČKOG MODELIRANJA PONAŠANJA NOSIVIH KONSTRUKCIJA PRI DJELOVANJU POŽARA

7.1. Uvod

Nakon provedenih eksperimentalnih istraživanja i interpretacije rezultata opisanih u prethodnom poglavlju, u sedmom poglavlju bit će izložen prikaz mogućnosti primjene razvijenog hibridnog numeričkog modela u analizi nosivosti štapnih konstrukcija pri djelovanju požara. Obradeno je šest primjera numeričkog modeliranja čeličnih i betonskih konstrukcija izloženih djelovanju visokih temperatura. Obuhvaćeni su primjeri čeličnih elemenata izloženih savijanju i ekscentričnom tlaku, i to za različite slučajeve krivulja temperatura-vrijeme koje su korištene za zagrijavanje elementa, te primjer prednapete šuplje ploče koja je testirana u okviru ovog rada, što je detaljno opisano u šestom poglavlju. Za potrebe numeričkog modeliranja korišteni su eksperimentalni rezultati iz studija [B.2], [K.1], kao i rezultati iz studije koja je opisana u petom i šestom poglavlju rada.

Kako bi se dobio uvid u važnost utjecaja pojedinih parametara, numerička studija je provedena uz variranje sljedećih parametara:

- Gustoće mreže konačnih elemenata,
- Krivulje naprezanje-deformacija,
- Modela puzanja za čelik,
- Modela puzanja i modela prolaznih deformacija za beton.

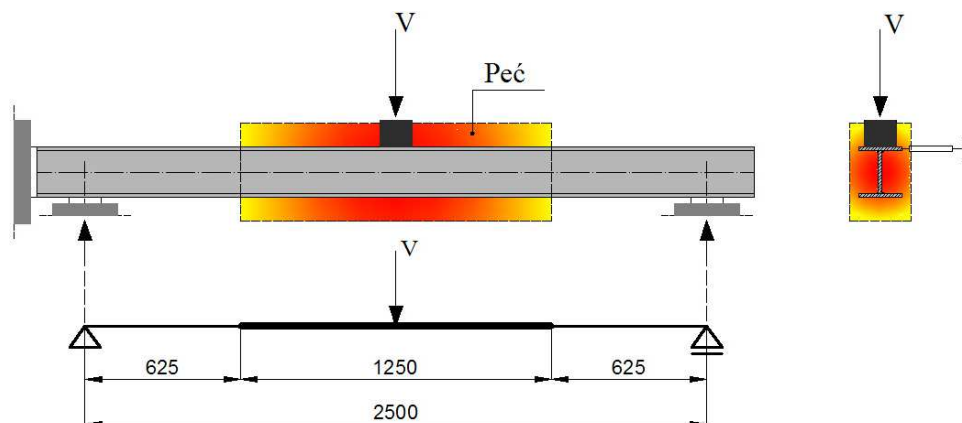
7.2. Čelični elementi opterećeni na savijanje

7.2.1. Uvod

Prikaz mogućnosti razvijenog numeričkog modela iskazan je putem tri numerička primjera koji opisuju ponašanje čeličnih elemenata izloženih čistom savijanju. Primjeri su uzeti zajedno s eksperimentalnim rezultatima iz studija [B.2] i [K.1].

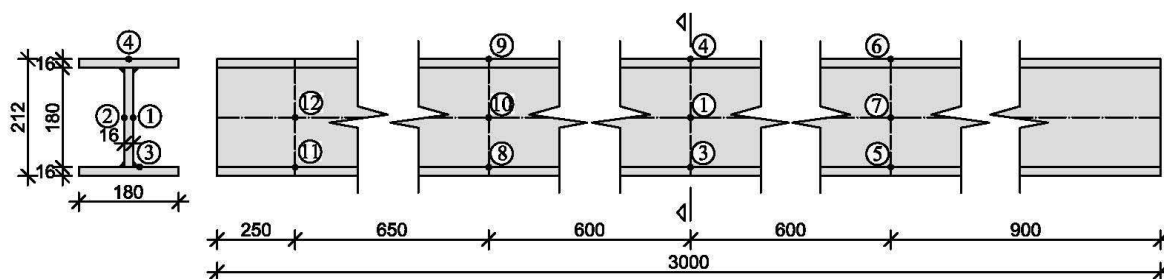
7.2.2. Kratak opis eksperimenta

U studiji [B.2], dva zavarena čelična elementa I 212/180, kvalitete čelika S355, su izložena djelovanju vanjske poprečne koncentrirane sile u polovici raspona s iznosom od 200 i 275 kN. Element opterećen poprečnom silom V od 200 kN je izložen visokim temperaturama s prosječnom brzinom zagrijavanja od $5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ (primjer 1.), dok je element opterećen poprečnom silom V od 275 kN izložen temperaturama s prosječnom brzinom zagrijavanja od $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$ (primjer 2.). Elementi nisu zagrijavani po cijeloj duljini, već samo na jednom dijelu. Statička shema elementa te prikaz pozicije peći iz studije [B.2] izloženi su na crtežu 7.1. U provedenom eksperimentu dopušten je horizontalni pomak elementa te je spriječeno njegovo bočno izvijanje.



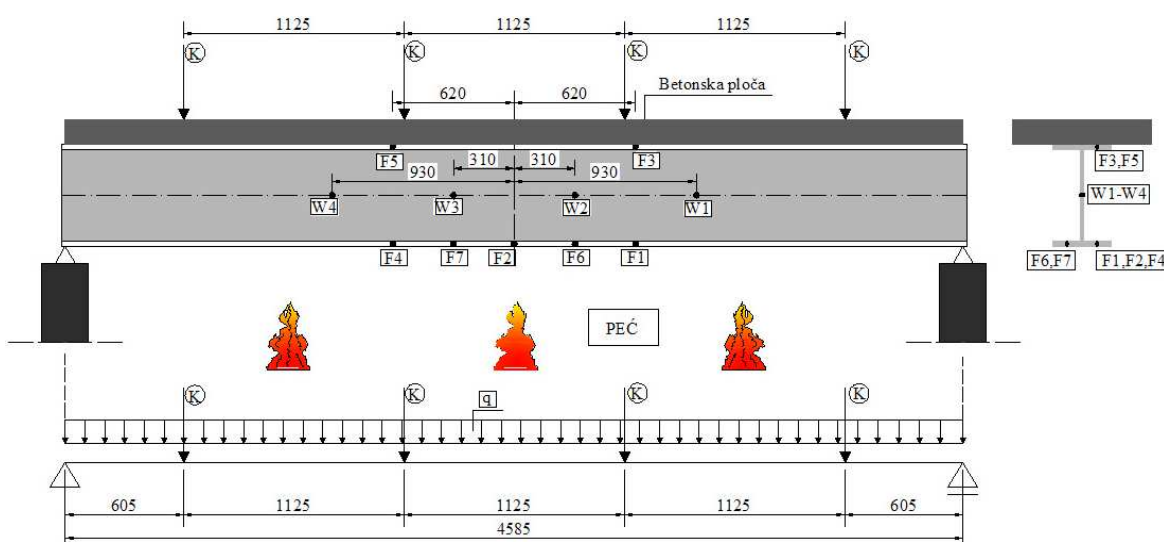
Crtež 7.1. Prikaz eksperimentalnog programa [B.2] – primjeri 1. i 2.

Mjerne točke za temperaturu iz studije [B.2] prikazane su na crtežu 7.2.



Crtež 7.2. Mjerne točke za temperaturu iz eksperimentalne studije [B.2]

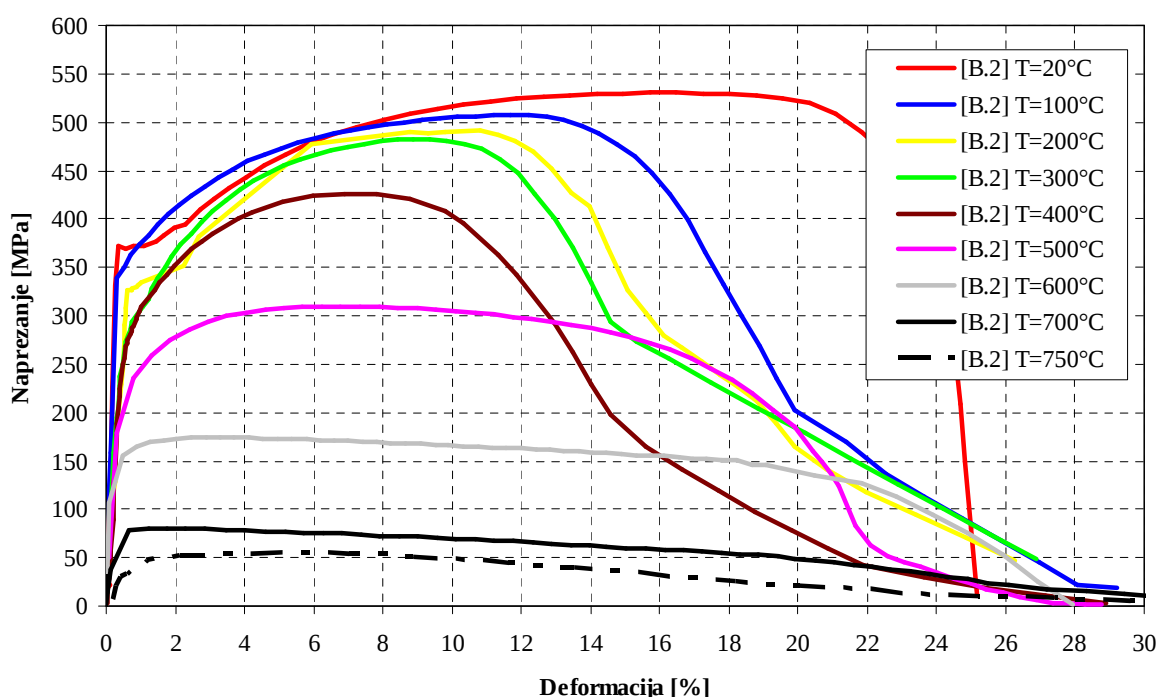
Iz studije [K.1] je odabran eksperiment (broj testa W.R.C.S.I. 24673) koji uključuje slobodno oslonjeni čelični element I 254/146, kvalitete čelika 43A (S275), duljine 4.585 m (primjer 3.), koji je izložen djelovanju ISO krivulje požara. Na elementu se, preciznije s gornje strane, nalazi nespregnuta betonska ploča debljine 12.5 cm i širine 65 cm, koja ga opterećuje po dužini s opterećenjem q u iznosu od 2.21 kN/m. Kao dodatno opterećenje u eksperimentu primijenjene su 4 koncentrirane sile K iznosa 32.5 kN, koje su postavljene na pozicije sukladno crtežu 7.3. Također, na crtežu 7.3. je izložen prikaz mjernih točaka u provedenom eksperimentu, u kojima je praćen prirast temperature u vremenu. U eksperimentu je dopušten horizontalni pomak elementa.



Crtež 7.3. Prikaz eksperimentalne studije [K.1] – primjer 3.

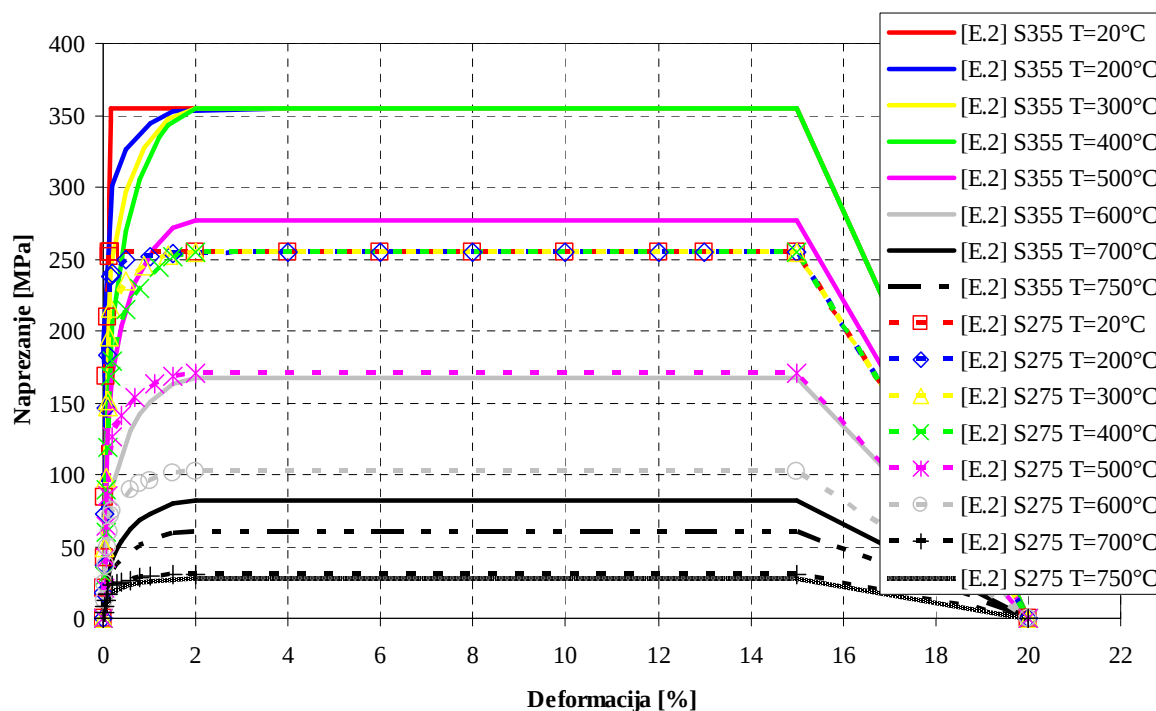
7.2.3. Krivulje naprezanje-deformacija

Za potrebe numeričkog modeliranja, u 1., 2., 4. i 5. primjeru su korištene krivulje naprezanje-deformacija iz studije [B.2]. Prikaz krivulja naprezanje-deformacija, preuzetih iz studije [B.2], nalazi se na grafikonu 7.1. Krivulje naprezanje-deformacija prema [E.2] su prikazane na grafikonu 7.2. te ujedno korištene u postupku numeričkog modeliranja za usporedbu. Za potrebe numeričkog modeliranja, u trećem su primjeru korištene krivulje naprezanje-deformacija iz studije [K.1]. Navedene krivulje su prikazane na grafikonu 7.3. U studiji [K.1] je korišten čelik s granicom popuštanja od 255 MPa, koji je ekvivalentan čeliku S275 prema klasifikaciji iz [E.2].

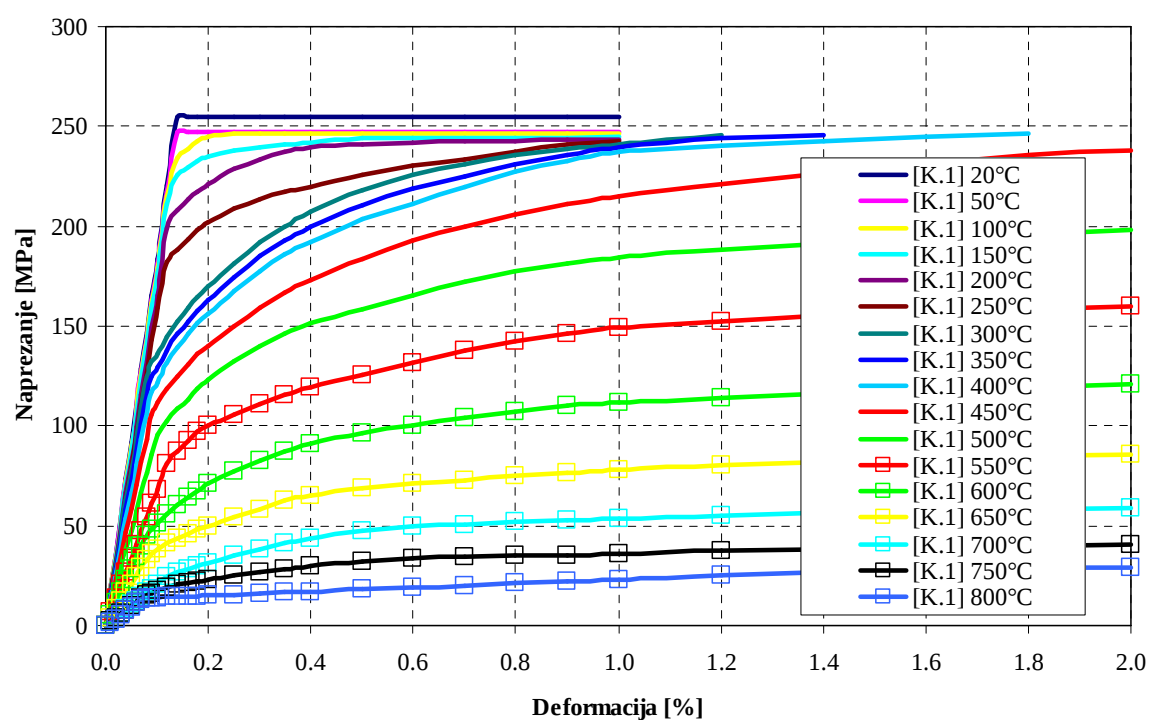


Grafikon 7.1. Krivulje naprezanje-deformacija [B.2] za čelik S355

Kao osnovni ulazni podatak, za 1., 2., 4. i 5. primjer su odabrana sljedeća početna mehanička svojstva čelika: $f_{y,20} = 355$ MPa, $E_{y,20} = 210$ GPa, a za treći primjer: $f_{y,20} = 255$ MPa, $E_{y,20} = 210$ GPa.



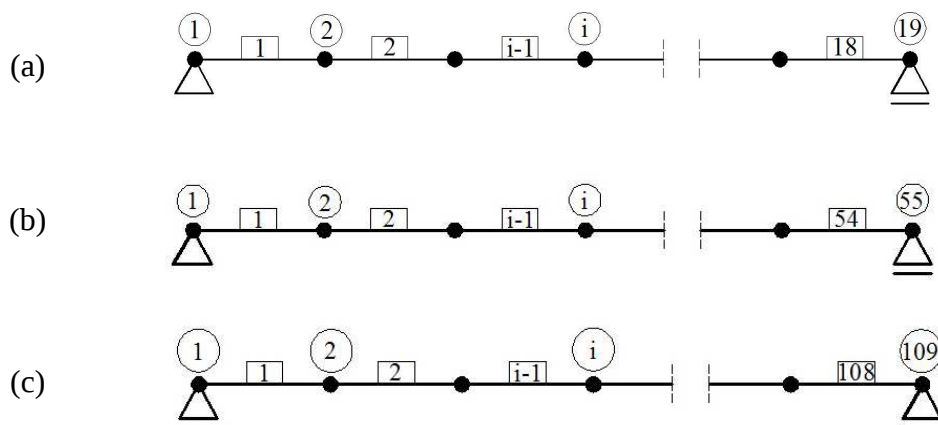
Grafikon 7.2. Krivulje naprežanje-deformacija [E.2] za čelik S275 i S355



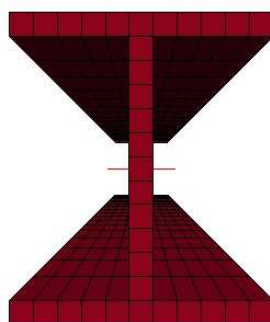
Grafikon 7.3. Krivulje naprežanje-deformacija [K.1] za čelik S275

7.2.4. Diskretizacija, osnovni parametri i rubni uvjeti

Za potrebe numeričkog modeliranja, u 1., 2., 4. i 5. primjeru su korištene tri različite gustoće diskretizacije za štapni model, koje su prikazane na crtežima 7.4. - 7.6.



Crtež 7.4. Diskretizacija štapnog modela za 1., 2., 4. i 5. primjer – mreža (a), (b) i (c)

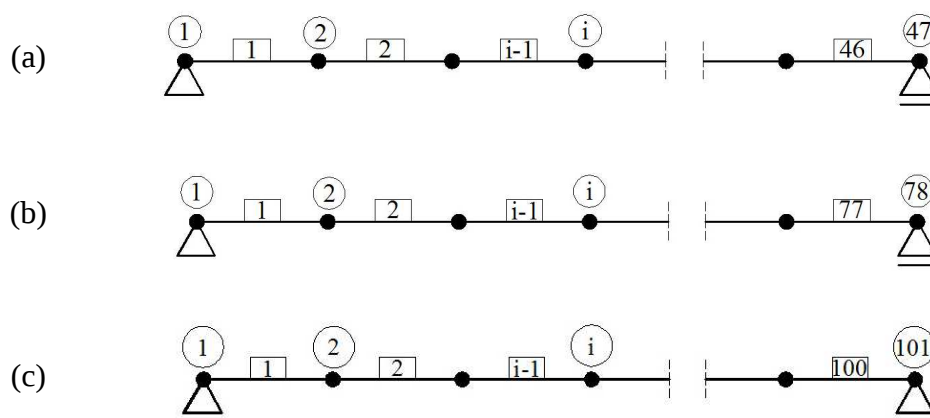


Crtež 7.5. Diskretizacija za proračun mehaničkih karakteristika presjeka za 1., 2., 4. i 5. primjer

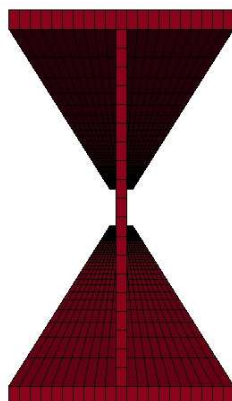


Crtež 7.6. Diskretizacija modela za proračun provođenja topline za 1., 2., 4. i 5. primjer – mreža (a), (b) i (c)

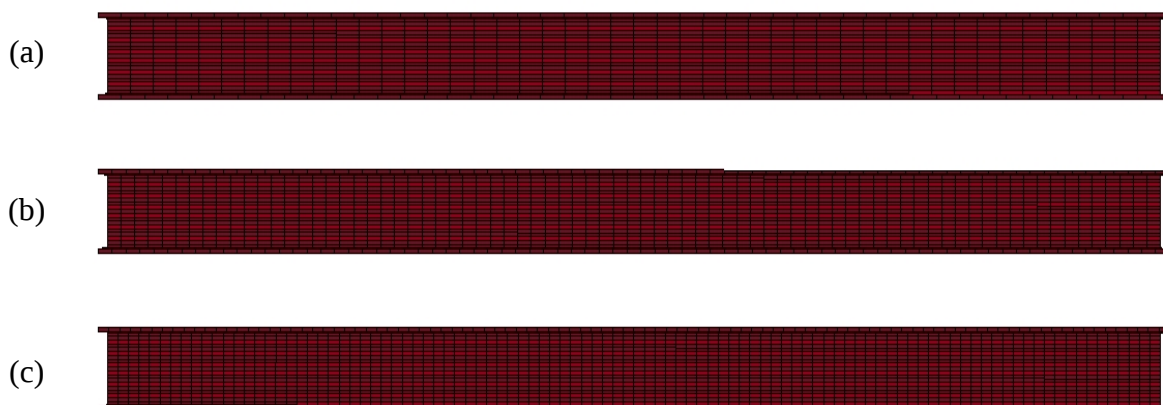
Za potrebe numeričkog modeliranja, u trećem primjeru su korištene tri različite gustoće diskretizacije za štapni model, koje su prikazane na crtežima 7.7. - 7.9.



Crtež 7.7. Diskretizacija štapnog modela za 3. primjer – mreža (a), (b) i (c)



Crtež 7.8. Diskretizacija za proračun mehaničkih karakteristika presjeka za 3. primjer



Crtež 7.9. Diskretizacija modela za proračun provođenja topline za 3. primjer – mreža (a), (b) i (c)

U tablicama 7.1. i 7.2. prikazani su osnovni ulazni parametri za štapni model i model provođenja topline od prvog do petog primjera.

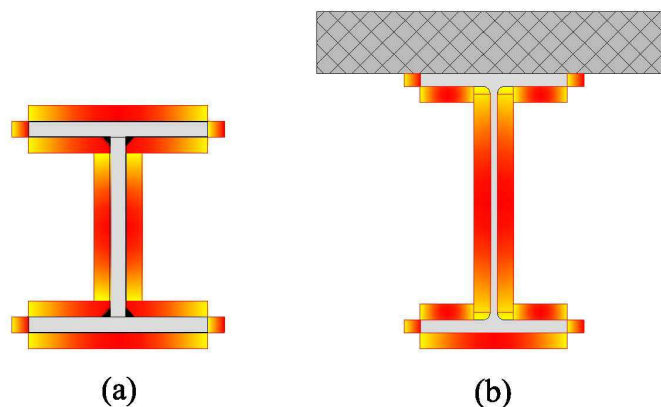
Tablica 7.1. Osnovni ulazni parametri za štapni model

Primjer	Visina [mm]	Širina [mm]	Debljina hrpta [mm]	Debljina pojasnice [mm]	Moment inercije [cm ⁴]		Površina [cm ²]
					Os y-y	Os z-z	
1, 2, 4 i 5	212.0	180.0	16.0	16.0	5929.0	1460.0	84.5
3	259.6	147.3	7.3	12.7	6558.0	677.0	54.5

Tablica 7.2. Osnovni ulazni parametri za model provođenja topline

Primjer	Model topl. prov. λ	Model spec. toplinskog kapaciteta C	ρ_a [kg/m ³]	α_c [W/m ² K]	Φ	ε_{res}	Δt [s]
1, 2, 4 i 5	EN1993-1-2	EN1993-1-2	7850.0	50.0	1.0	0.8	0.5
3	EN1993-1-2	EN1993-1-2	7850.0	25.0	1.0	0.8	0.5

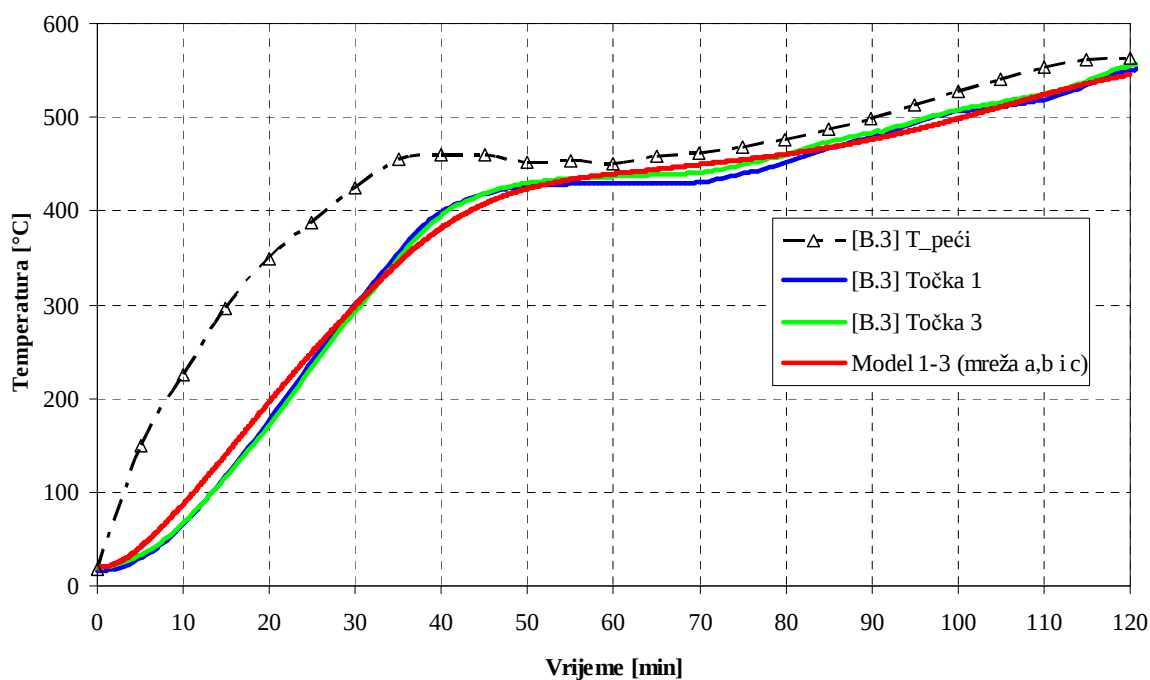
Površine po kojima se zadaje rubni toplinski tok, razmatrajući prvih pet primjera, prikazane su na crtežu 7.10. U trećem primjeru betonska ploča nije uzeta u obzir u modelu provođenja topline jer služi isključivo kao opterećenje.



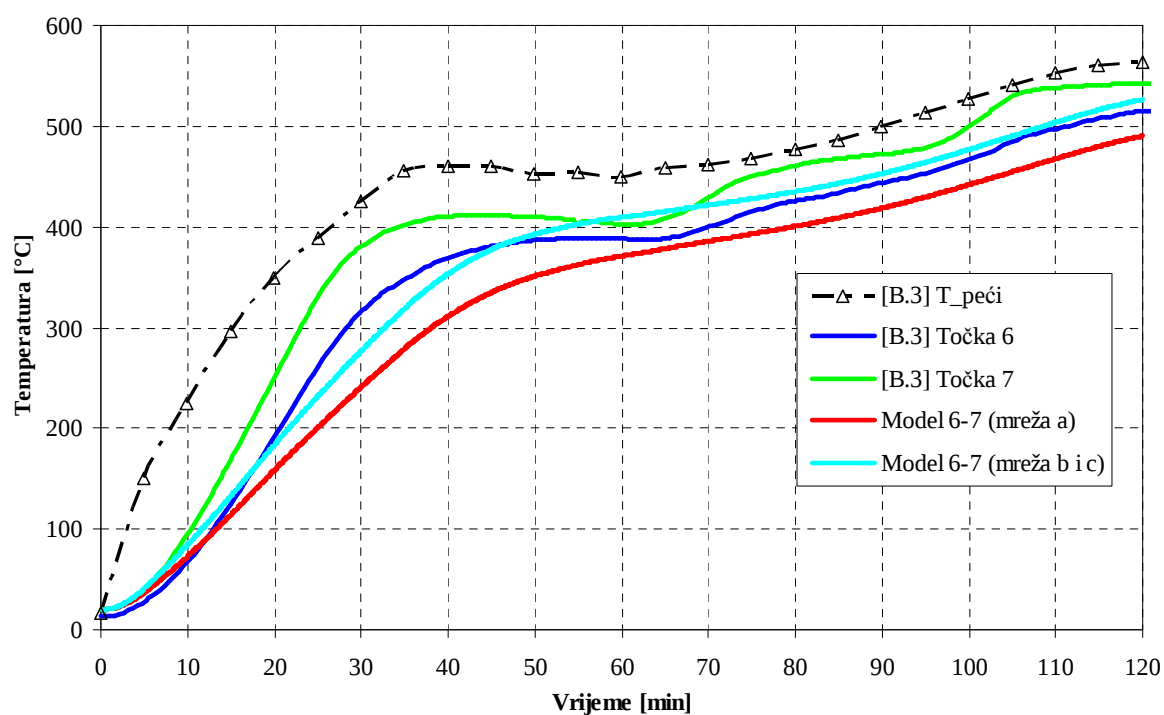
Crtež 7.10. Prikaz površina na kojima se zadaje rubni toplinski tok: (a) 1., 2., 4. i 5. primjer; (b) 3. primjer

7.2.5. Rezultati numeričkog modeliranja – 1. primjer

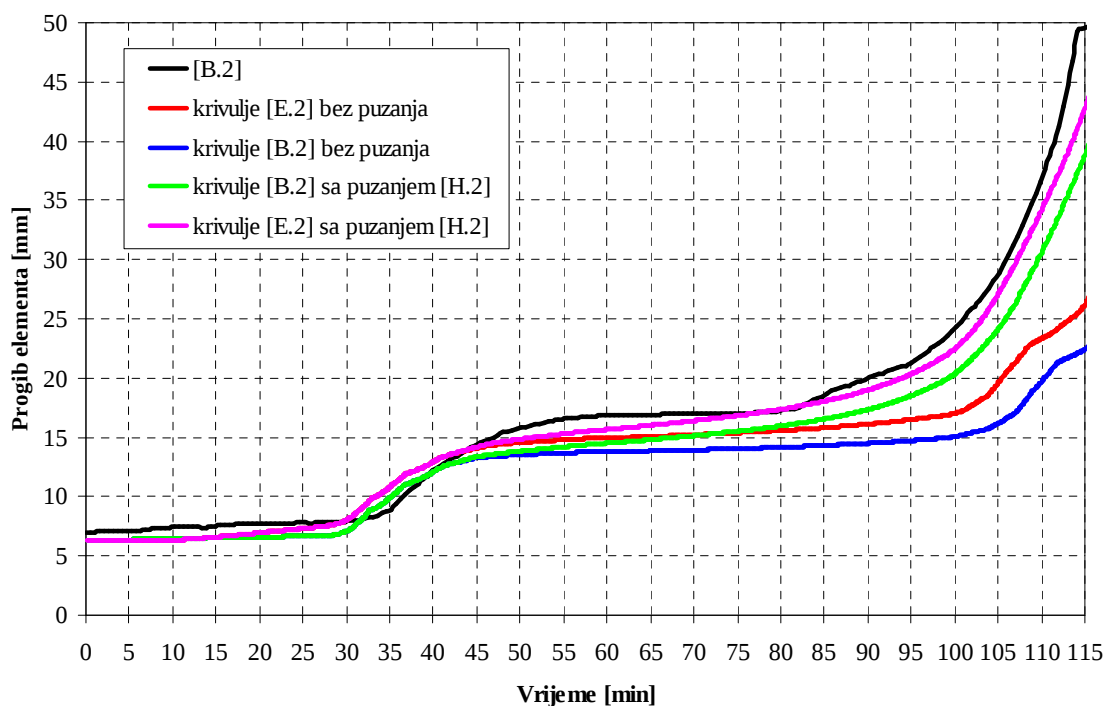
Na grafikonima 7.4. i 7.5 prikazana je usporedba rezultata vezanih za temperaturu između modela i eksperimenta. Na grafikonu 7.6. se nalazi usporedba rezultata za slučajeve kad se puzanje čelika zanemaruje i kad se uzima u obzir prilikom proračuna krutosti elementa.



Grafikon 7.4. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – sredina elementa

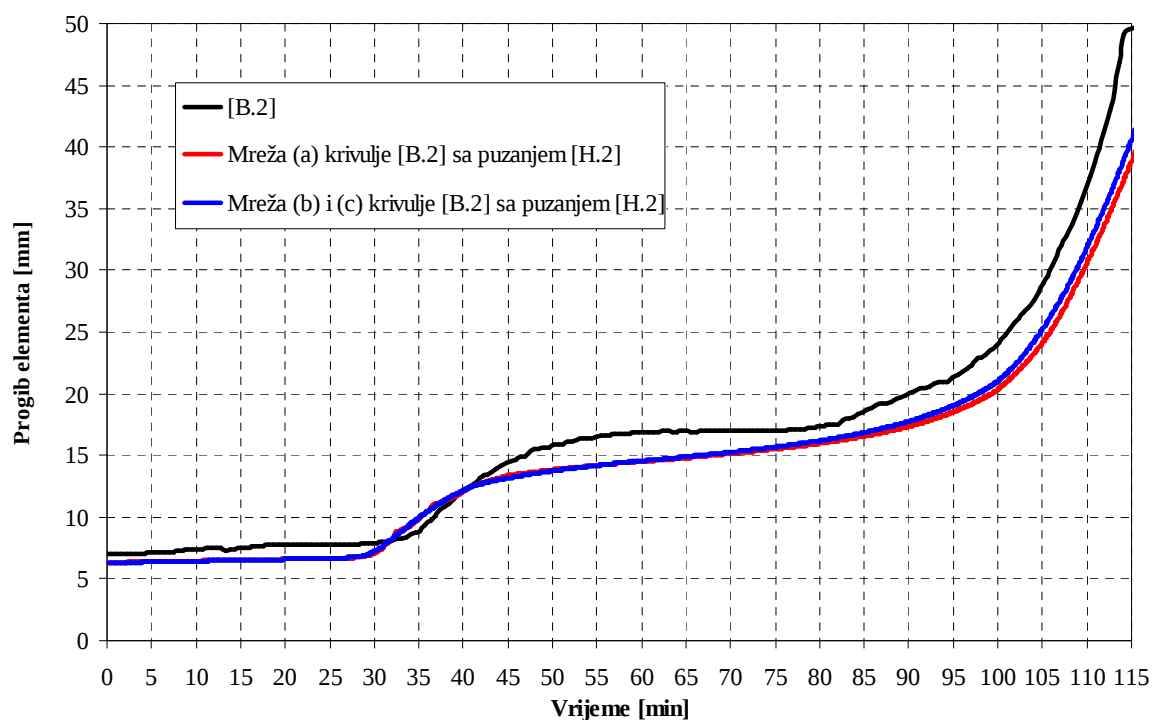


Grafikon 7.5. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – rub peći



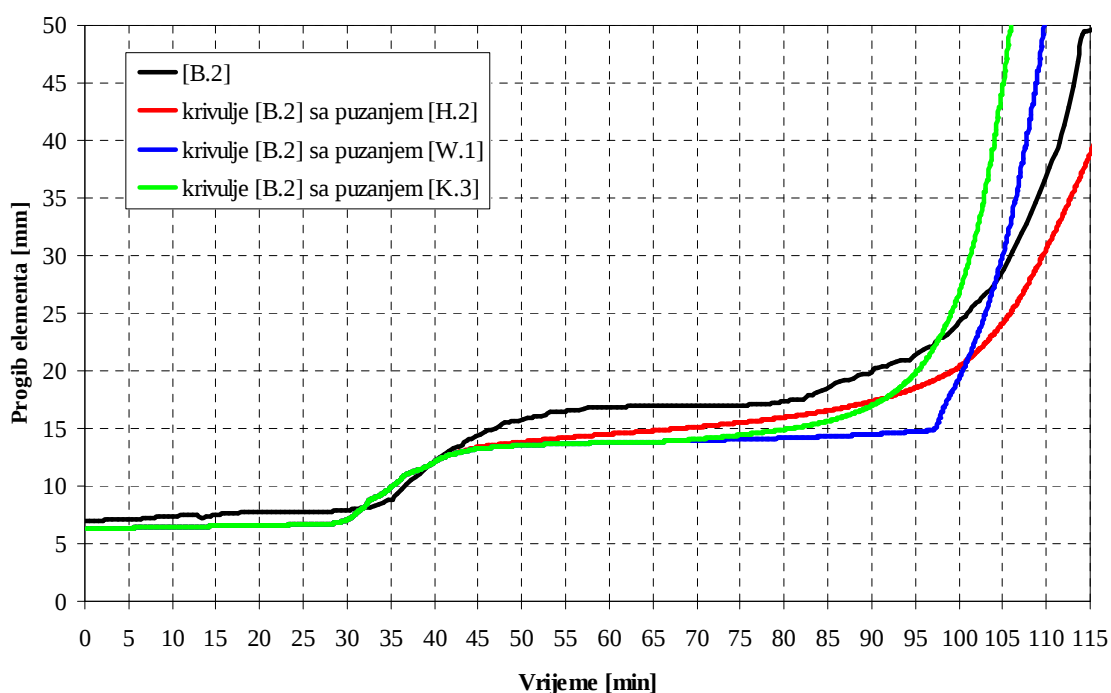
Grafikon 7.6. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj uzimanja u obzir implementiranog modela puzanja [H.2]

Na grafikonu 7.7. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različite gustoće mreže konačnih elemenata.



Grafikon 7.7. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različite gustoće mreže konačnih elemenata

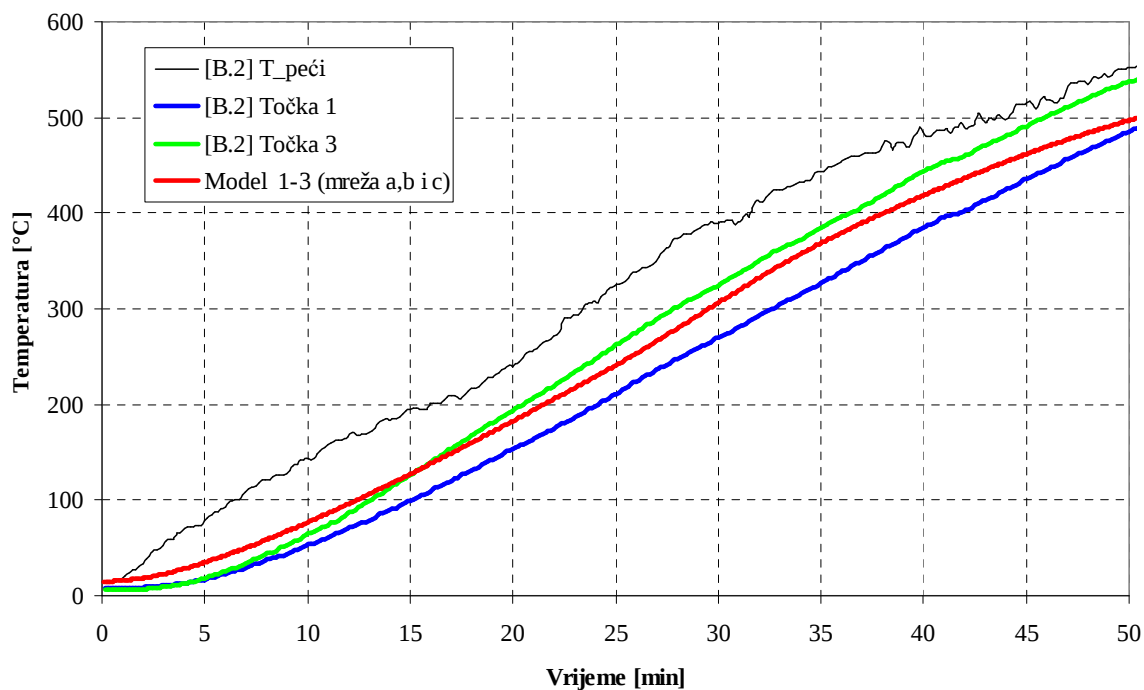
Na grafikonu 7.8. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različitih modela puzanja materijala.



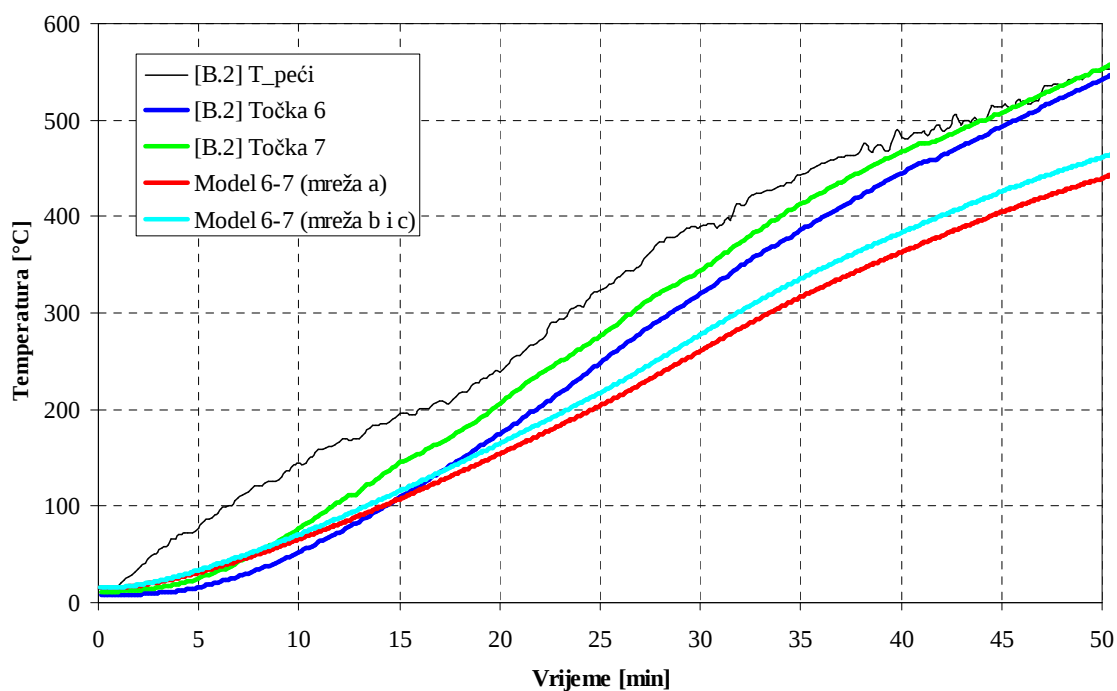
Grafikon 7.8. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih modela puzanja

7.2.6. Rezultati numeričkog modeliranja – 2. primjer

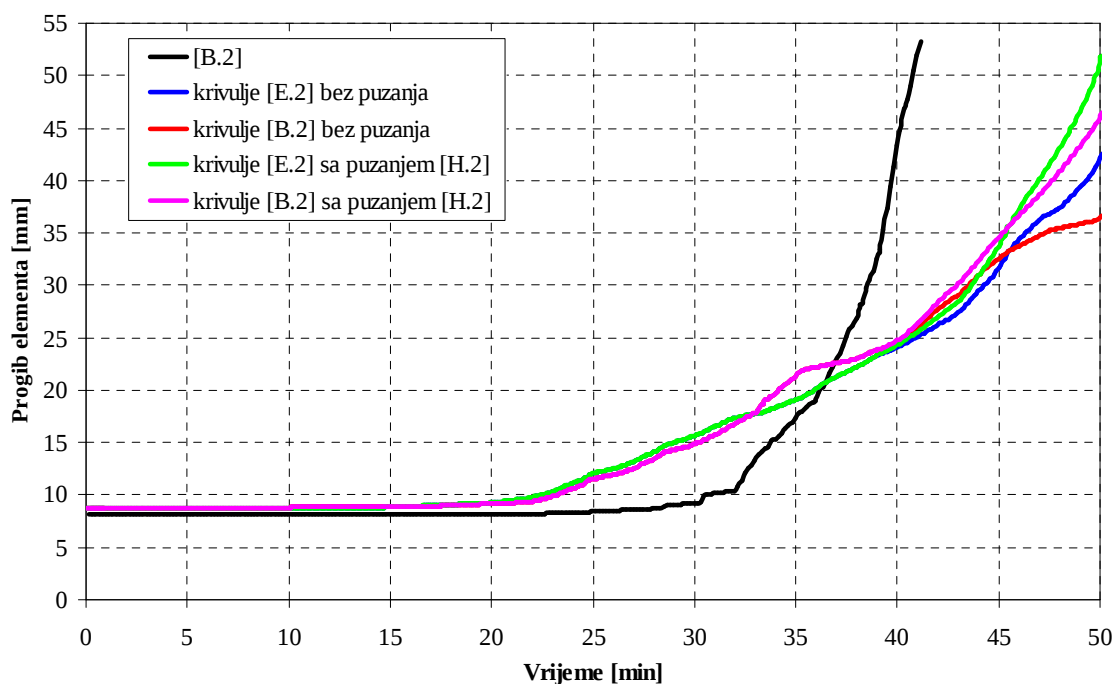
Na grafikonima 7.9. i 7.10. prikazana je usporedba rezultata za temperaturu između modela i eksperimenta. Na grafikonu 7.11. je prikazana usporedba rezultata za slučajeve kad se puzanje čelika zanemaruje i kad se uzima u obzir prilikom proračuna krutosti elementa.



Grafikon 7.9. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – sredina elementa

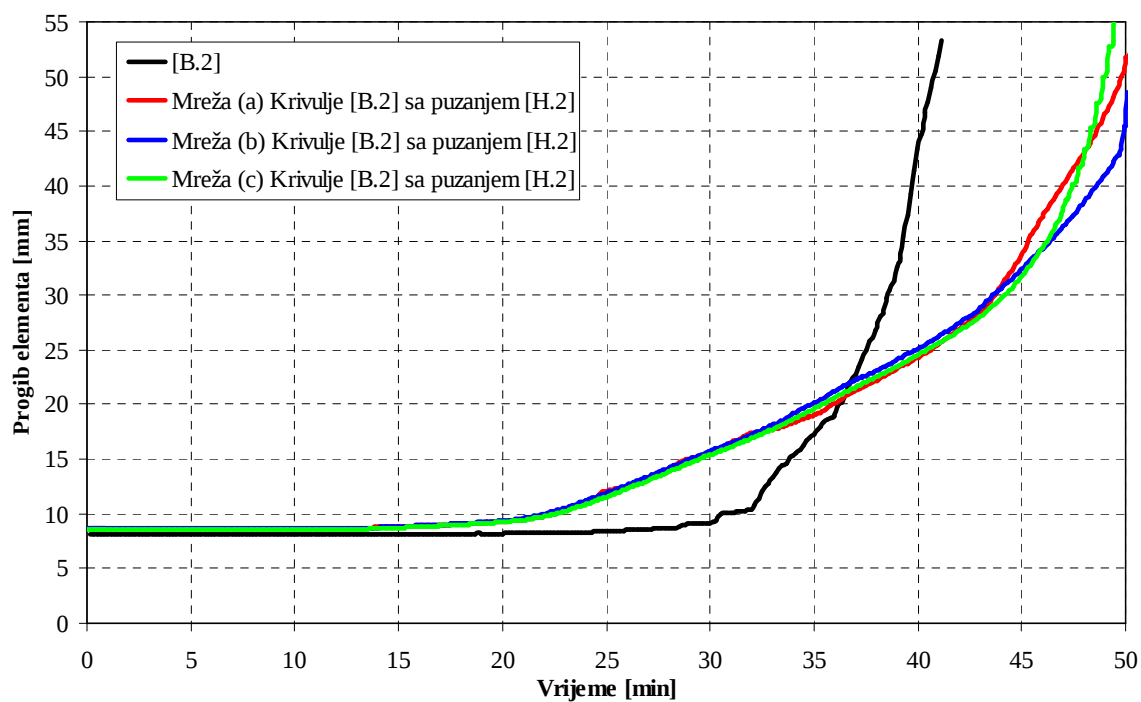


Grafikon 7.10. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – rub peći



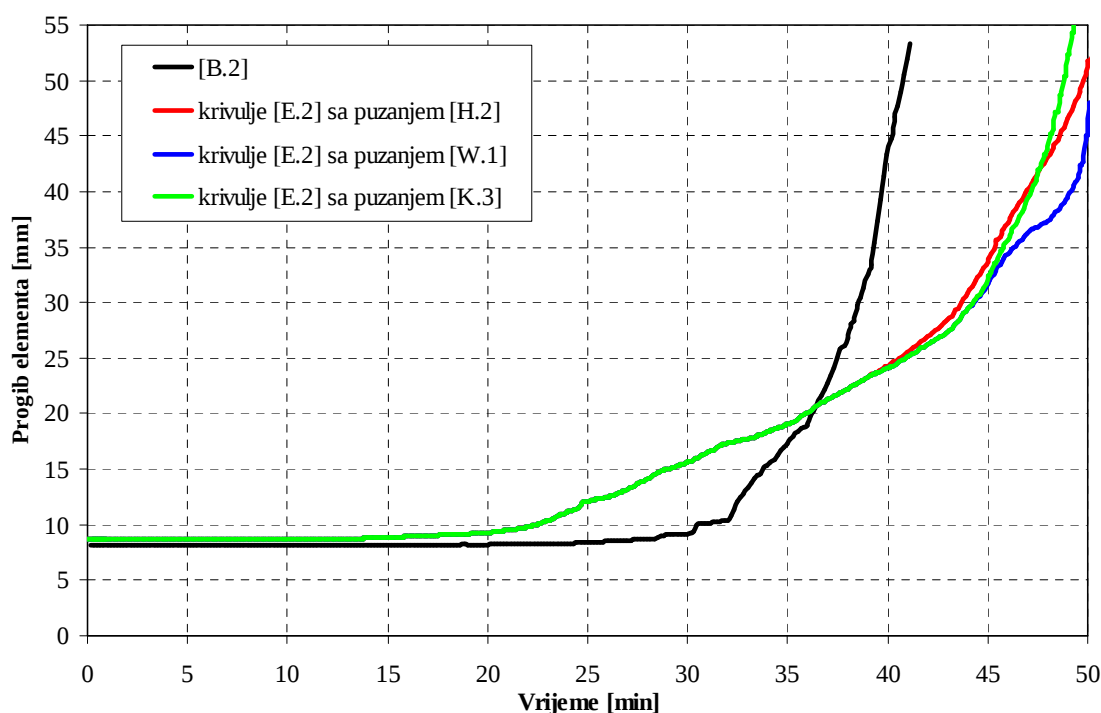
Grafikon 7.11. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj uzimanja u obzir implementiranog modela puzanja [H.2]

Na grafikonu 7.12. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različite gustoće mreže konačnih elemenata.



Grafikon 7.12. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različite gustoće mreže konačnih elemenata

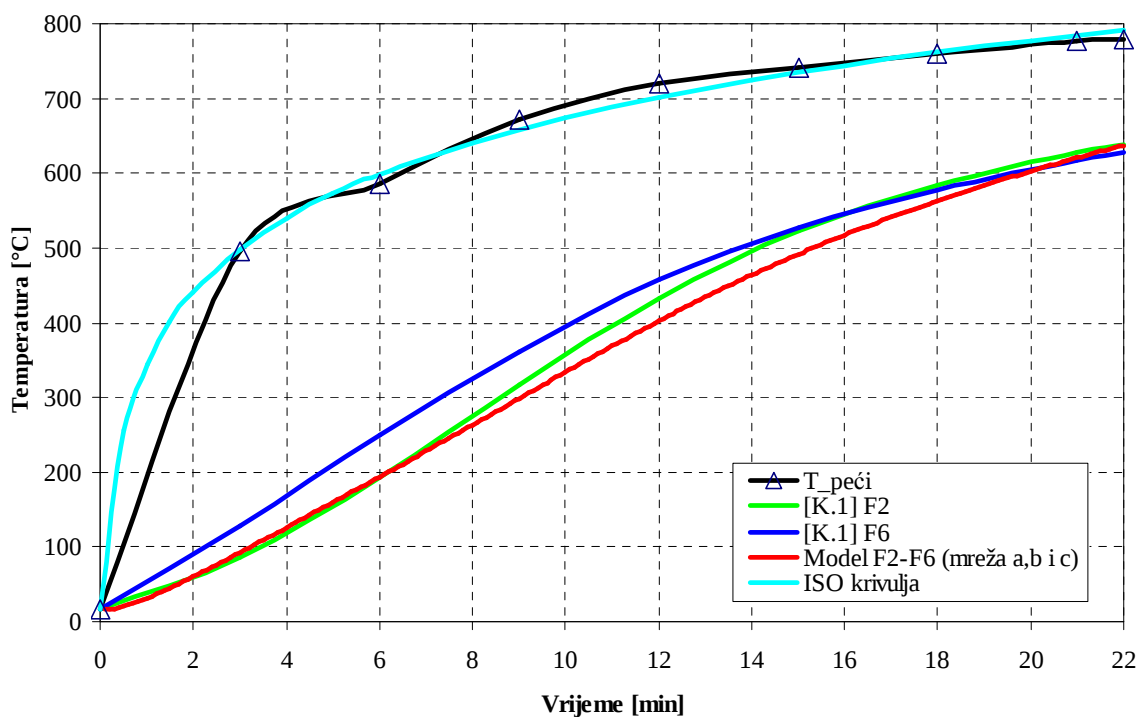
Na grafikonu 7.13. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različitih modela puzanja materijala.



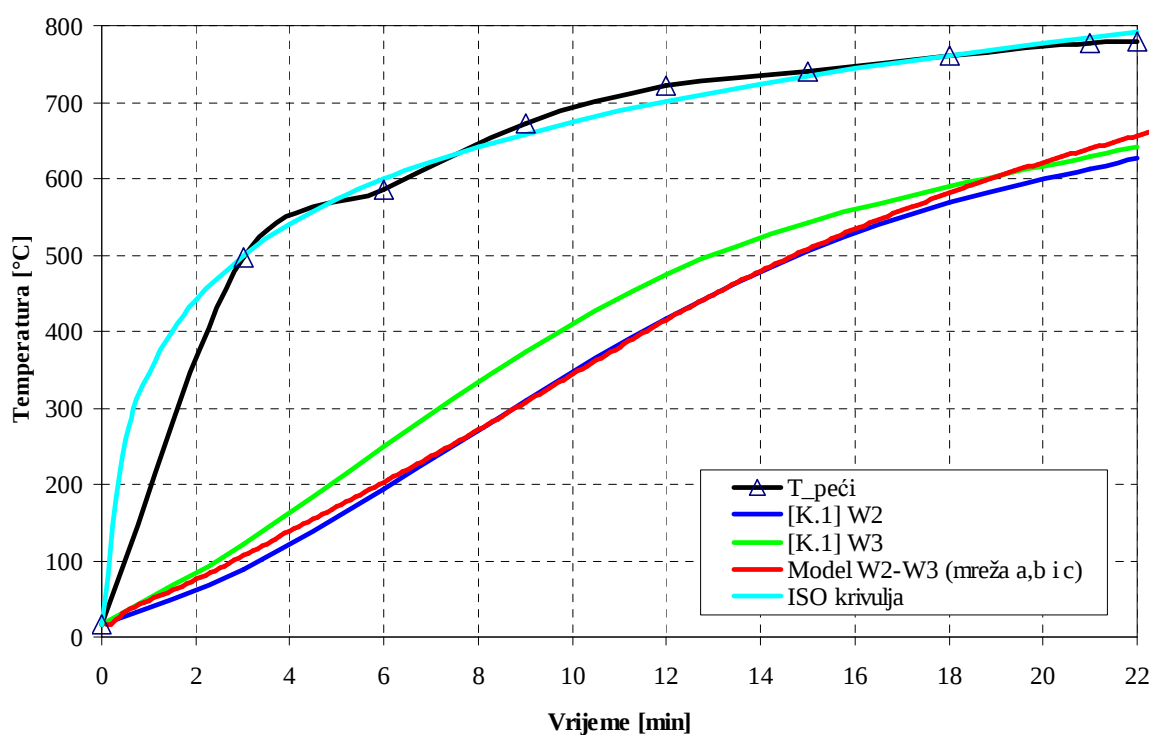
Grafikon 7.13. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih modela puzanja

7.2.7. Rezultati numeričkog modeliranja – 3. primjer

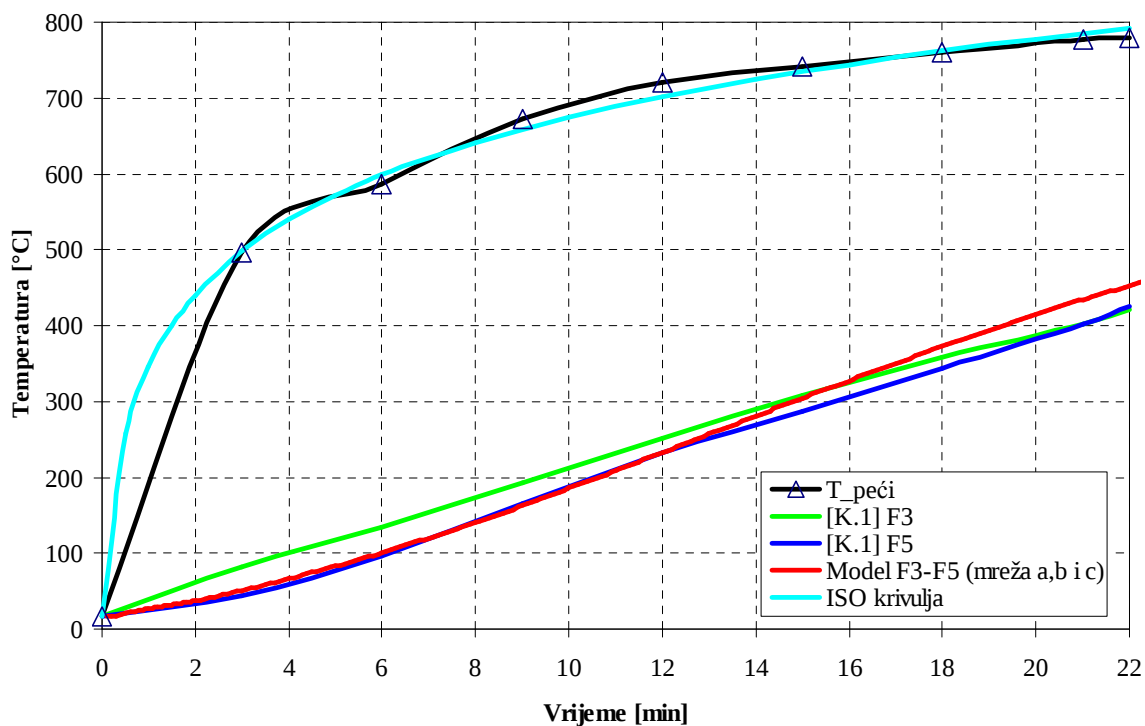
Na grafikonima 7.14. - 7.16. prikazana je usporedba rezultata za temperaturu između modela i eksperimenta. Na grafikonu 7.17. je prikazana usporedba rezultata za slučajeve kad se puzanje čelika zanemaruje i kad se uzima u obzir prilikom proračuna krutosti elementa.



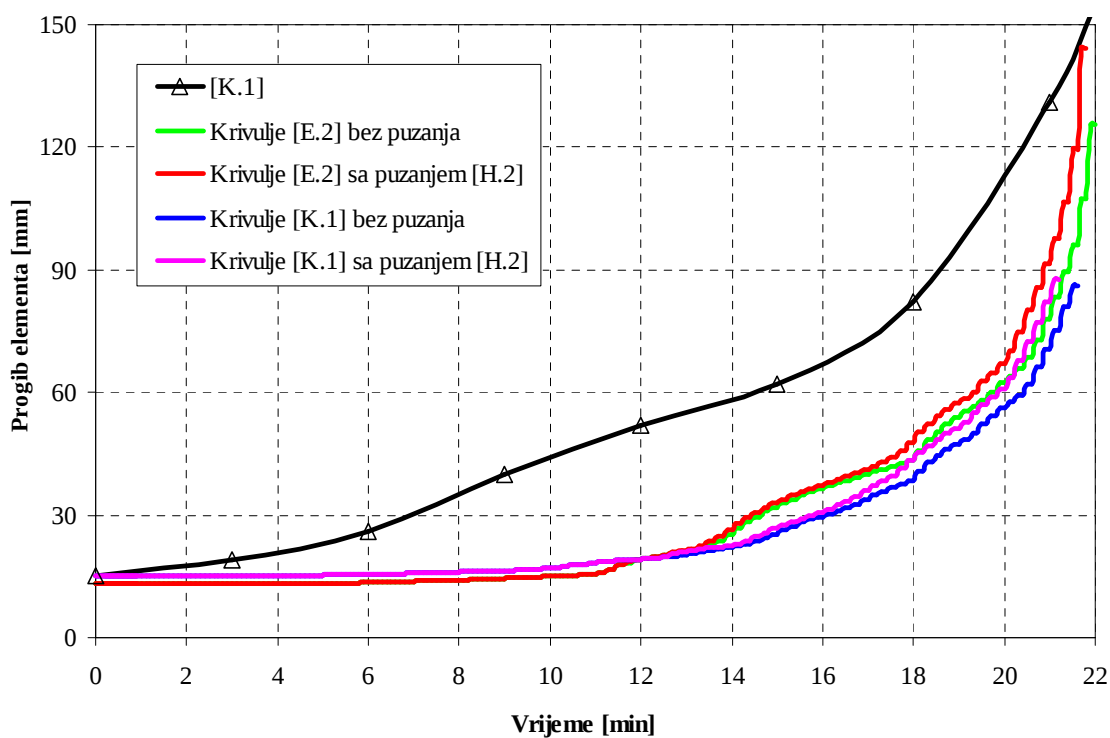
Grafikon 7.14. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – donja pojasnica



Grafikon 7.15. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – hrbat

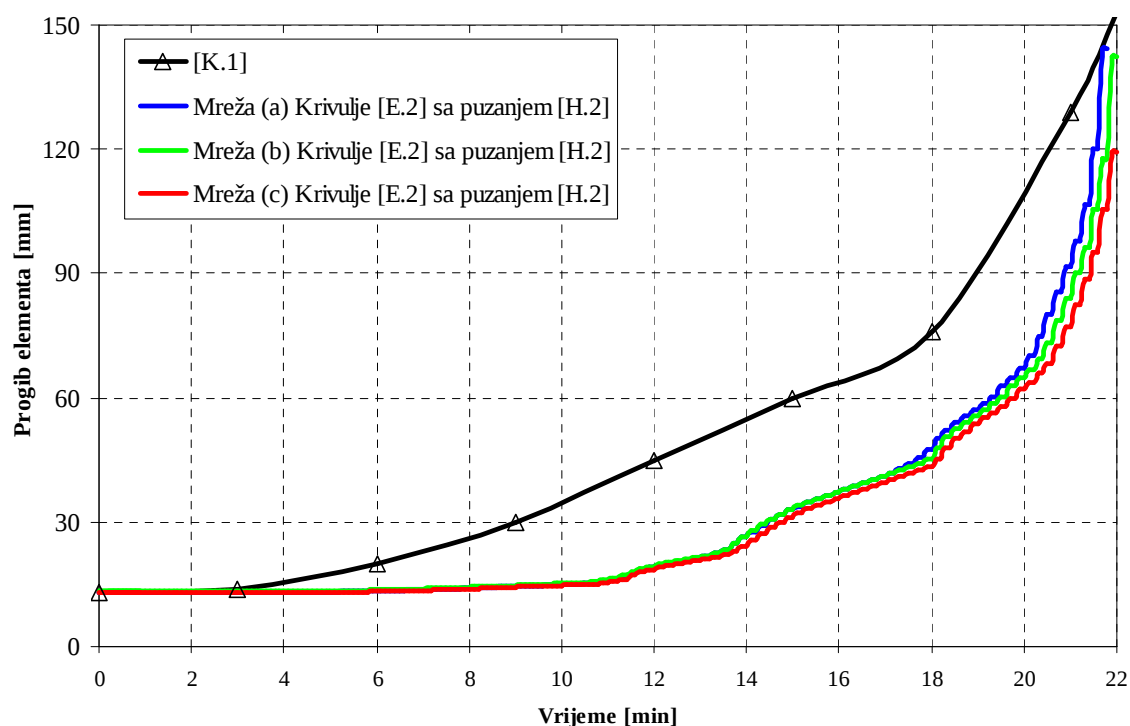


Grafikon 7.16. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – gornja pojasnica



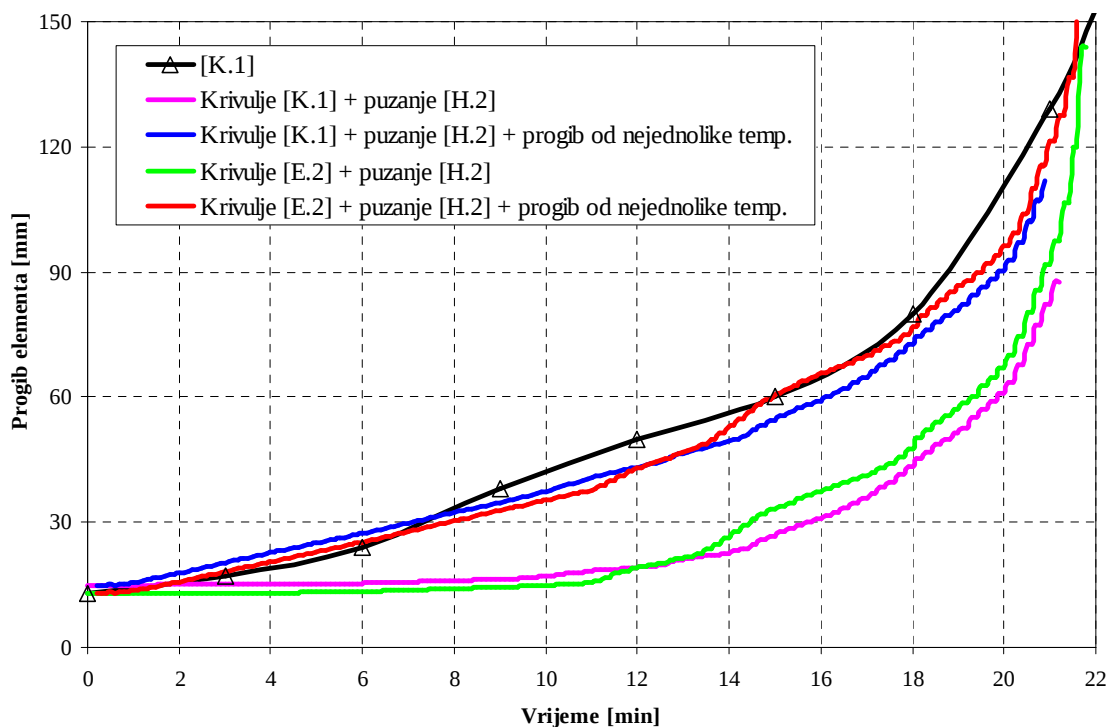
Grafikon 7.17. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj uzimanja u obzir implementiranog modela puzanja [H.2]

Na grafikonu 7.18. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različite gustoće mreže konačnih elemenata.



Grafikon 7.18. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različite gustoće mreže konačnih elemenata

Na grafikonu 7.19. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja kad se uzima u obzir dodatni progib, koji se javlja zbog nejednolikog zagrijavanja donje i gornje pojasnice elementa.



Grafikon 7.19. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj kad se uzima u obzir dodatni progib od nejednolikog zagrijavanja elementa

7.3. Čelični elementi opterećeni ekscentričnim tlakom

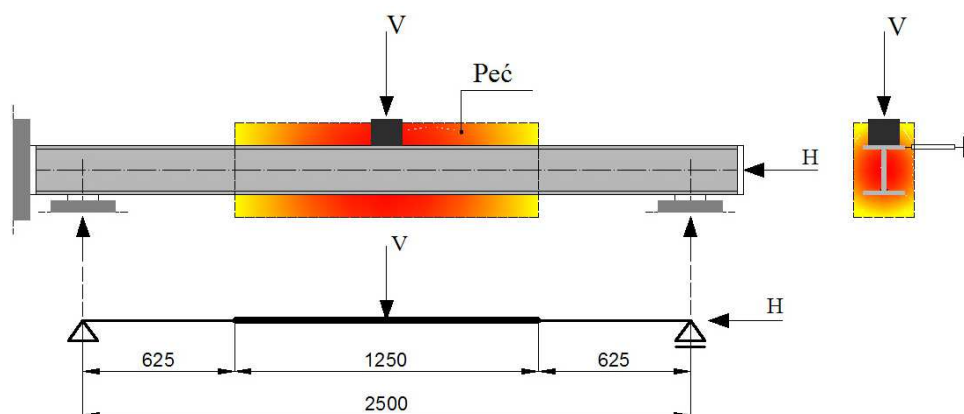
7.3.1. Uvod

Dodatni prikaz mogućnosti razvijenog numeričkog modela je izložen putem dva numerička primjera koji opisuju ponašanje čeličnih elemenata opterećenih ekscentričnim tlakom. Numeričko modeliranje je izvršeno u skladu s provedenim eksperimentom i eksperimentalnim rezultatima iz studije [B.2].

7.3.2. Kratak opis eksperimenta

U studiji [B.2], dva zavarena čelična elementa I 212/180, kvalitete čelika S355, su izložena djelovanju vanjske poprečne koncentrirane sile u polovici raspona s iznosom od 200 i 250 kN, u kombinaciji s uzdužnom tlačnom silom iznosa 400 kN. Element opterećen poprečnom silom V od 250 kN i uzdužnom silom H od 400 kN je izložen visokim temperaturama s prosječnom brzinom zagrijavanja od $8^{\circ}\text{C}/\text{min}$ (4.primjer), dok je element

opterećen poprečnom silom V od 200 kN i uzdužnom silom H od 400 kN izložen temperaturama s prosječnom brzinom zagrijavanja od $5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ (5.primjer). Elementi nisu zagrijavani po cijeloj duljini već samo na jednom dijelu, identično zagrijavanju elemenata u 1. i 2. primjeru. Statička shema elementa te prikaz pozicije peći iz studije [B.2] izloženi su na crtežu 7.11. U provedenom eksperimentu dopušten je horizontalni pomak elementa te je spriječeno njegovo bočno izvijanje. Mjerne točke za temperaturu iz studije [B.2] iste su kao i točke u 1. i 2. primjeru.

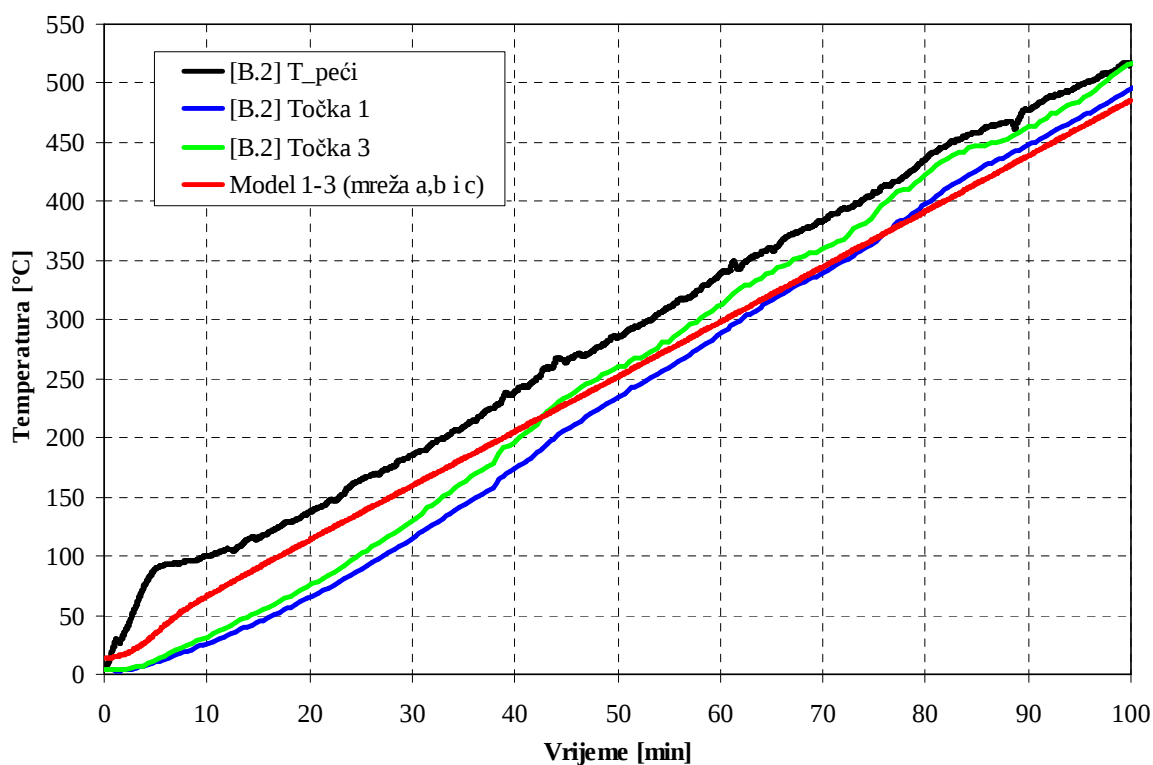


Crtež 7.11. Prikaz eksperimentalnog programa [B.2] – četvrti i peti primjer

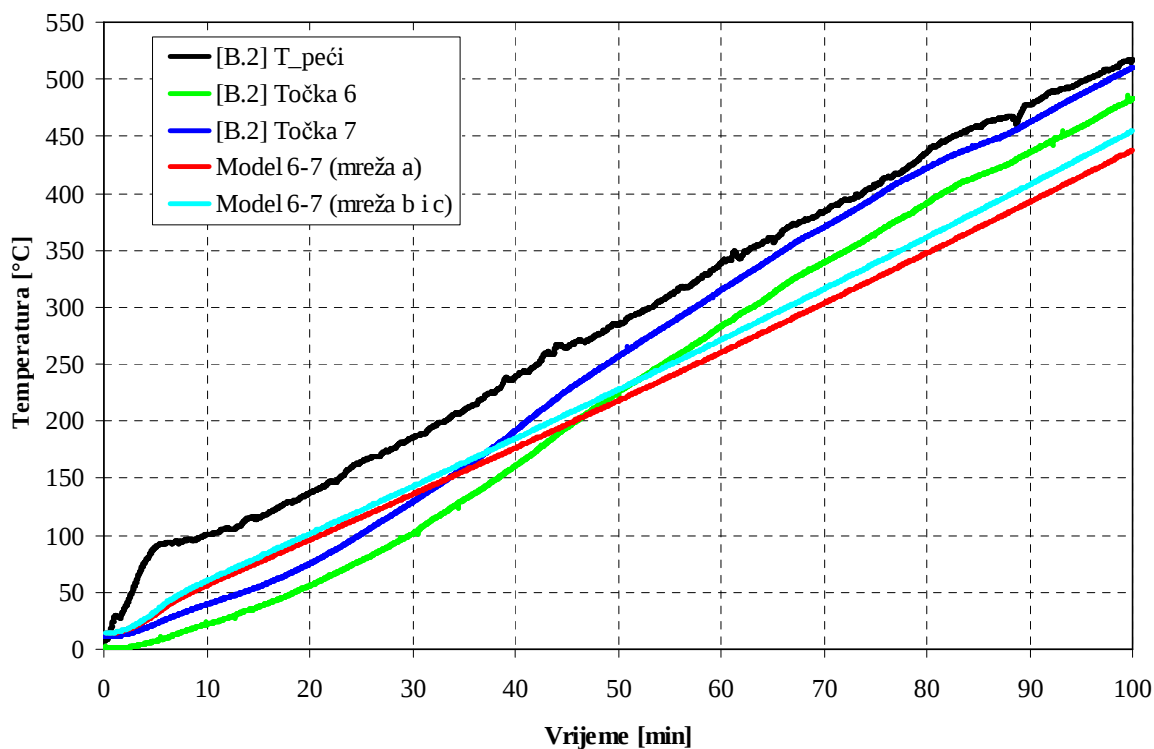
Za potrebe numeričkog modeliranja, korištene su iste krivulje naprezanje-deformacija, rubni uvjeti i mreže konačnih elemenata upotrijebljene za modeliranje 1. i 2. primjera.

7.3.3. Rezultati numeričkog modeliranja – 4. primjer

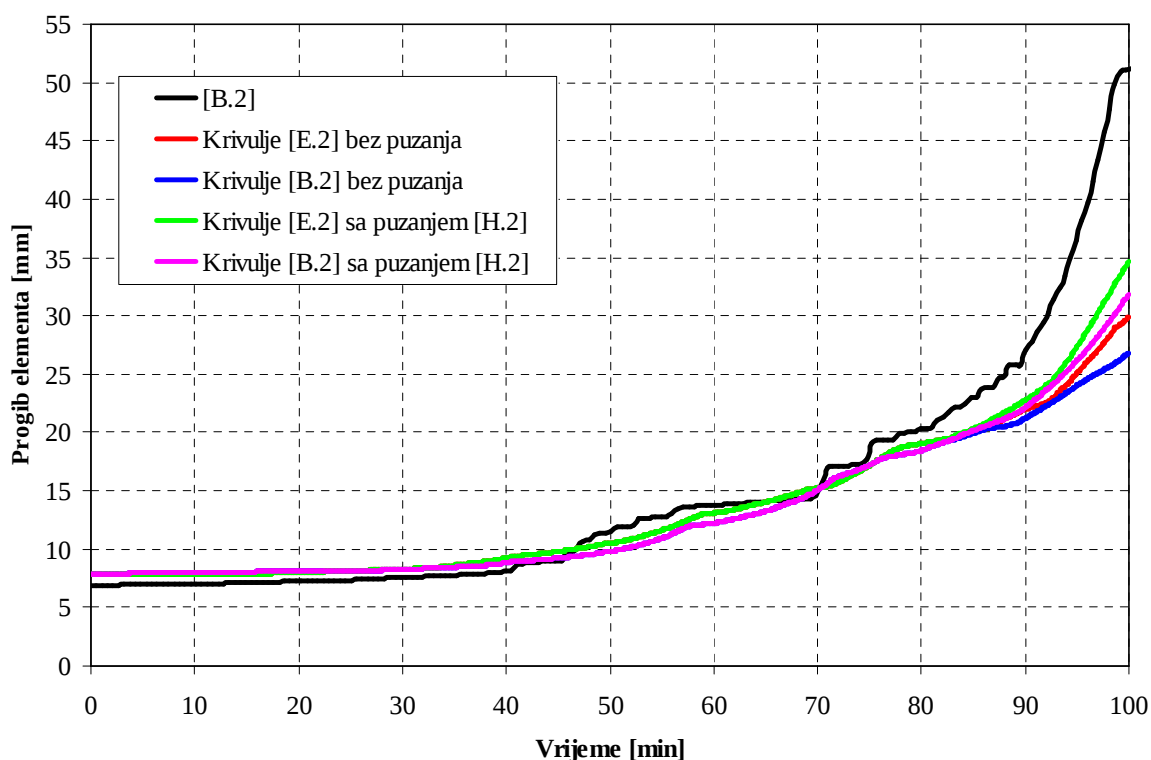
Na grafikonima 7.20. i 7.21. prikazana je usporedba rezultata za temperaturu između modela i eksperimenta. Na grafikonu 7.22. je prikazana usporedba rezultata za slučajeve kad se puzanje čelika zanemaruje i kad se uzima u obzir prilikom proračuna krutosti elementa.



Grafikon 7.20. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – sredina elementa

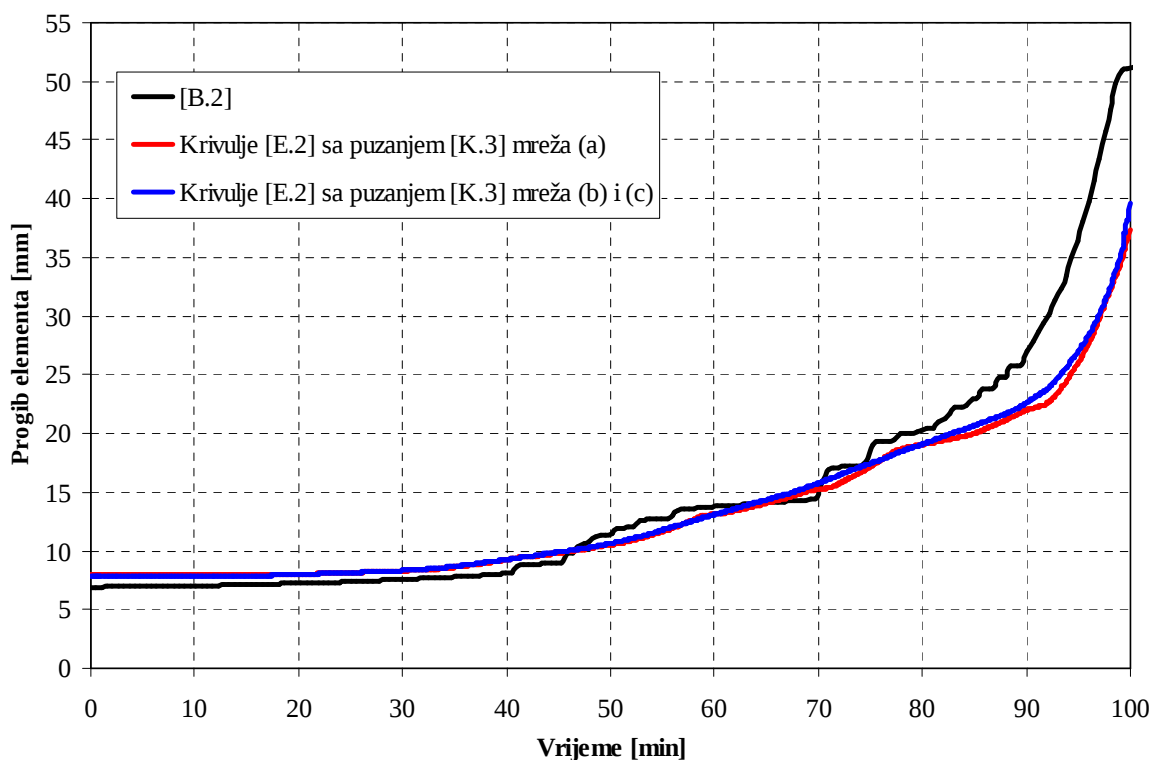


Grafikon 7.21. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – rub peći

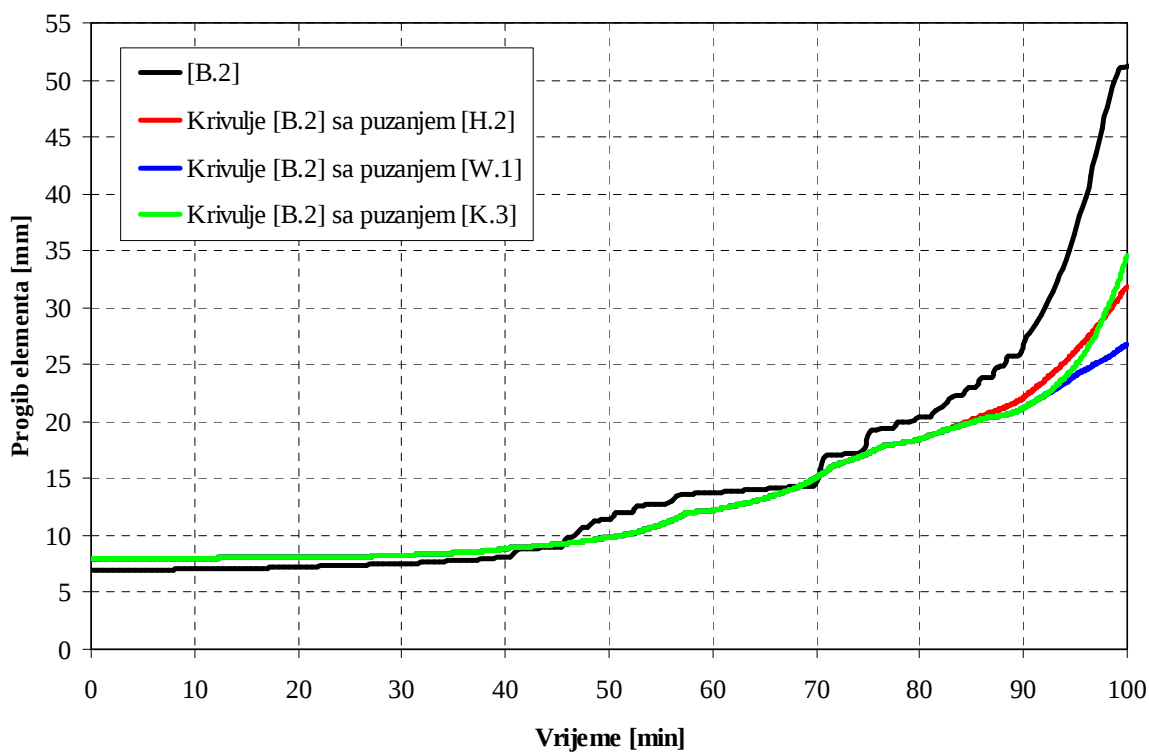


Grafikon 7.22. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj uzimanja u obzir implementiranog modela puzanja [H.2]

Na grafikonu 7.23. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različite gustoće mreže konačnih elemenata, dok je na grafikonu 7.24. prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različitih modela puzanja materijala.



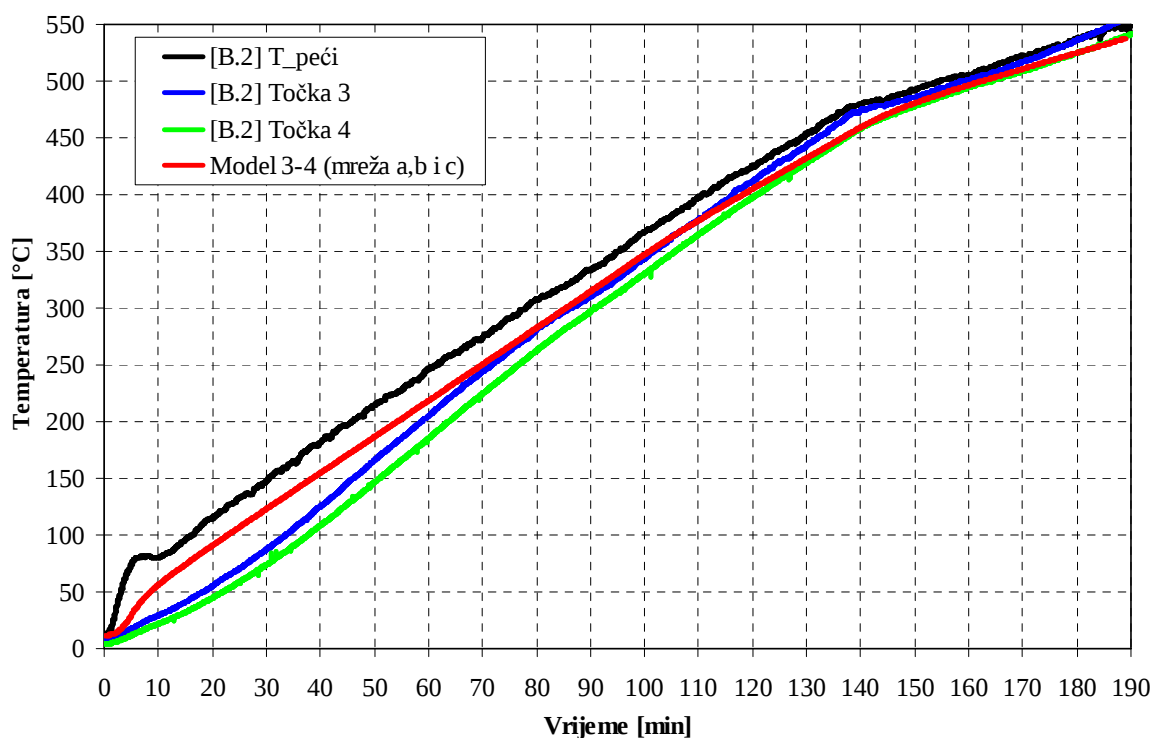
Grafikon 7.23. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različite gustoće mreže konačnih elemenata



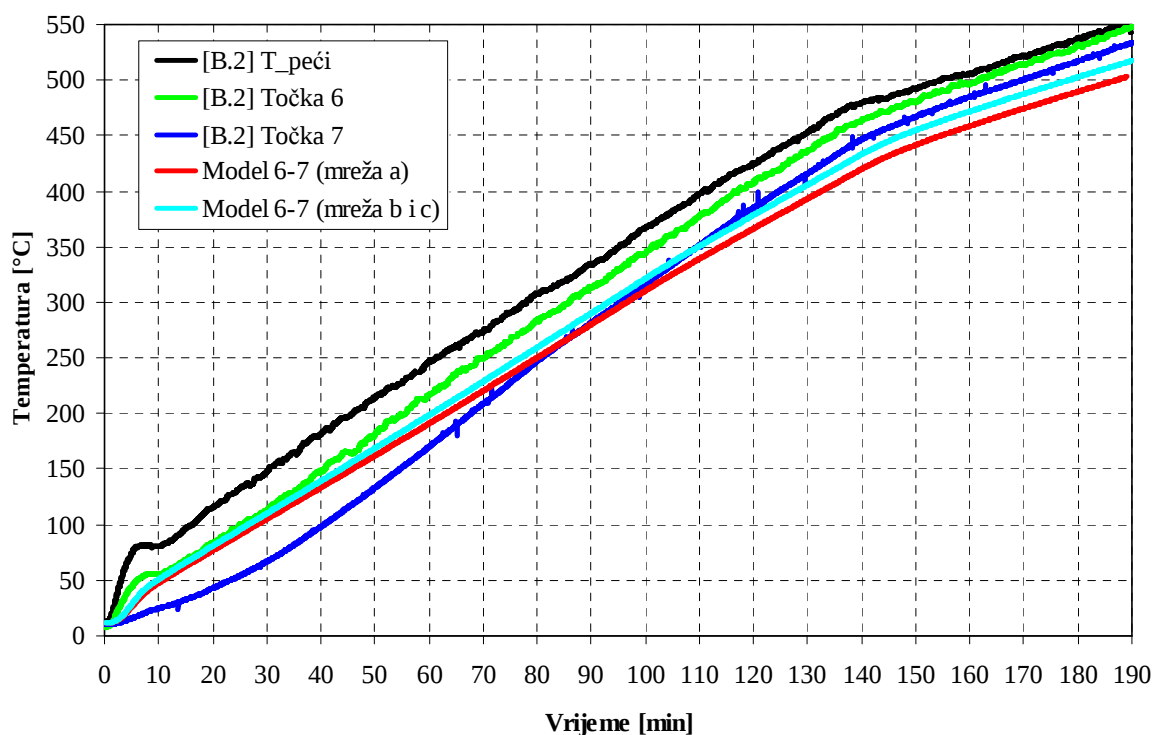
Grafikon 7.24. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih modela puzanja

7.3.4. Rezultati numeričkog modeliranja – 5. primjer

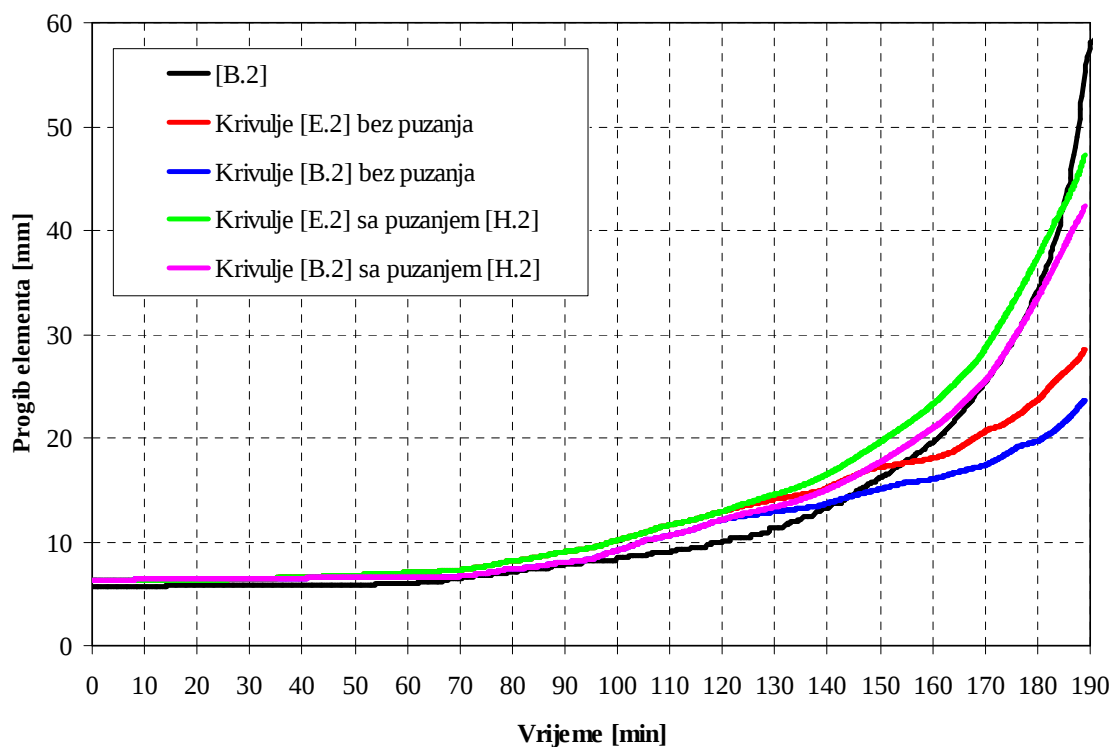
Na grafikonima 7.25. i 7.26. prikazana je usporedba rezultata za temperaturu između modela i eksperimenta. Na grafikonu 7.27. je prikazana usporedba rezultata za slučajeve kad se puzanje čelika zanemaruje i kad se uzima u obzir prilikom proračuna krutosti elementa.



Grafikon 7.25. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – sredina elementa

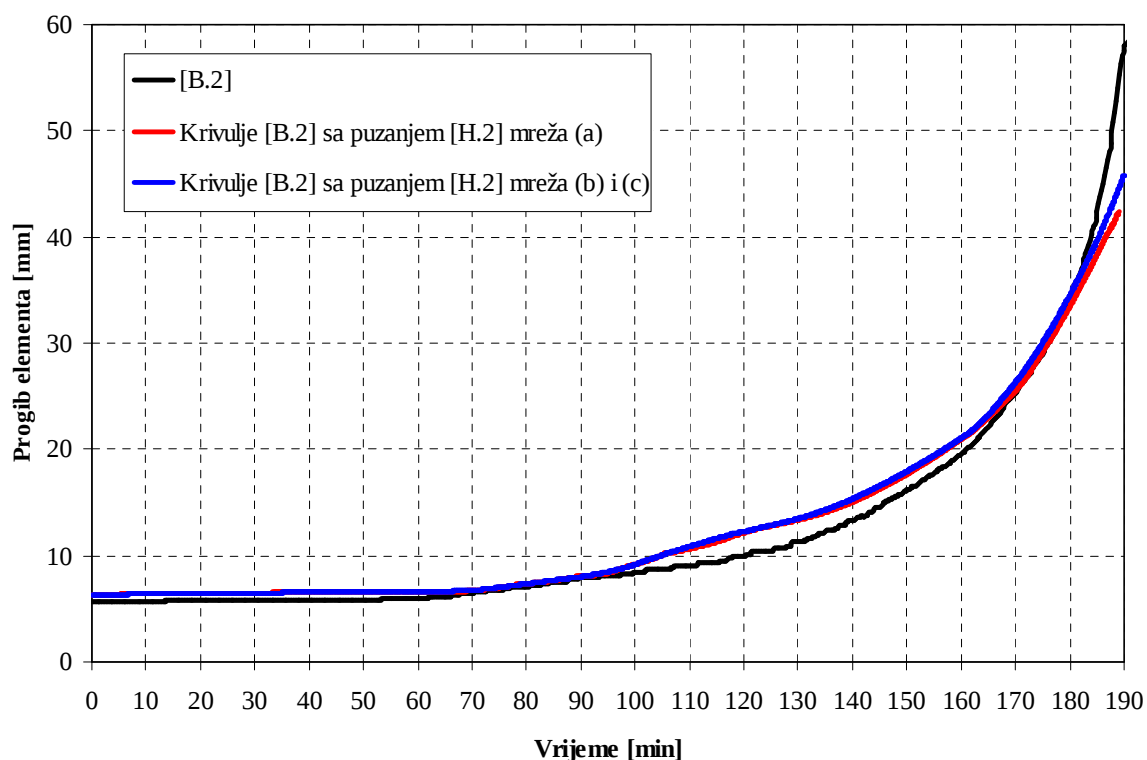


Grafikon 7.26. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – rub peći



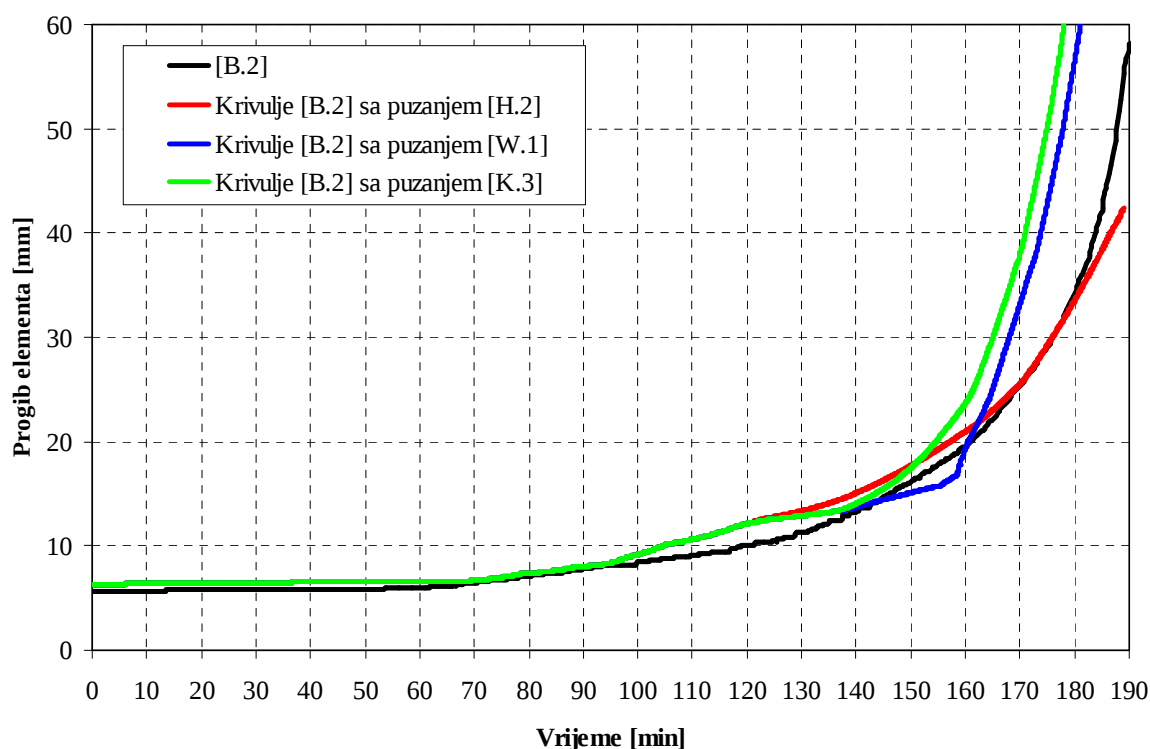
Grafikon 7.27. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj uzimanja u obzir implementiranog modela puzanja [H.2]

Na grafikonu 7.28. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različite gustoće mreže konačnih elemenata.



Grafikon 7.28. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različite gustoće mreže konačnih elemenata

Na grafikonu 7.29. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različitih modela puzanja materijala.



Grafikon 7.29. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih modela puzanja

7.4. Prednapeta šuplja betonska ploča

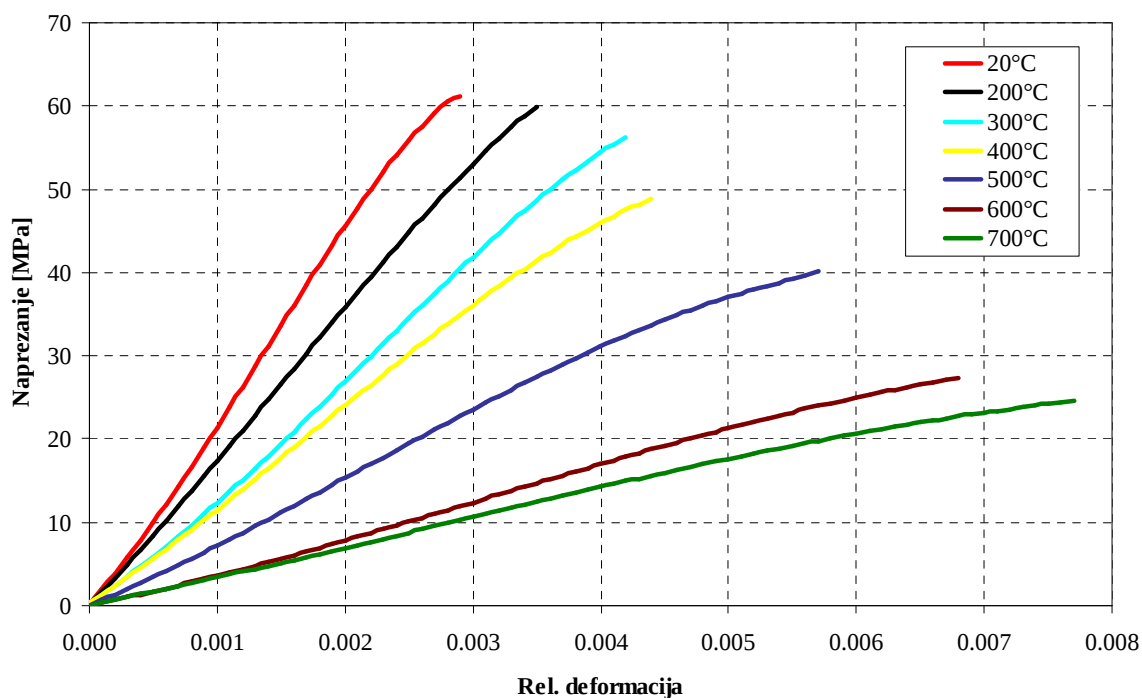
7.4.1. Uvod

U nastavku ovog rada bit će prikazani rezultati numeričkog modeliranja eksperimenta koji je opisan u šestom poglavlju (6.primjer).

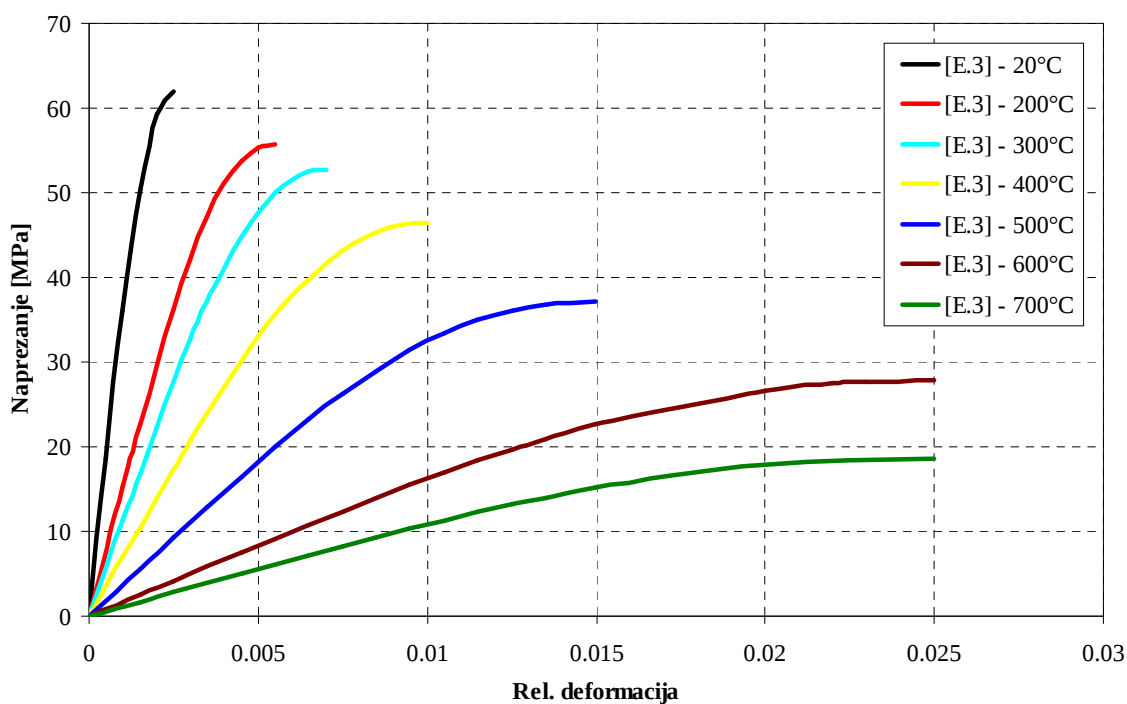
7.4.2. Krivulje naprezanje-deformacija

Za potrebe numeričkog modeliranja ponašanja prednapete šuplje betonske ploče pri djelovanju požara, koriste se krivulje naprezanje-deformacija određene u trenutku kad je uzorak betona zagrijan na maksimalnu temperaturu (vruće svojstvo). Prikaz eksperimentalnih krivulja naprezanje-deformacija izložen je na grafikonu 7.30. Krivulje naprezanje-deformacija prema [E.3] su prikazane na grafikonu 7.31. te su korištene u numeričkom modeliranju za usporedbu. Također, za potrebe numeričkog modeliranja 6.

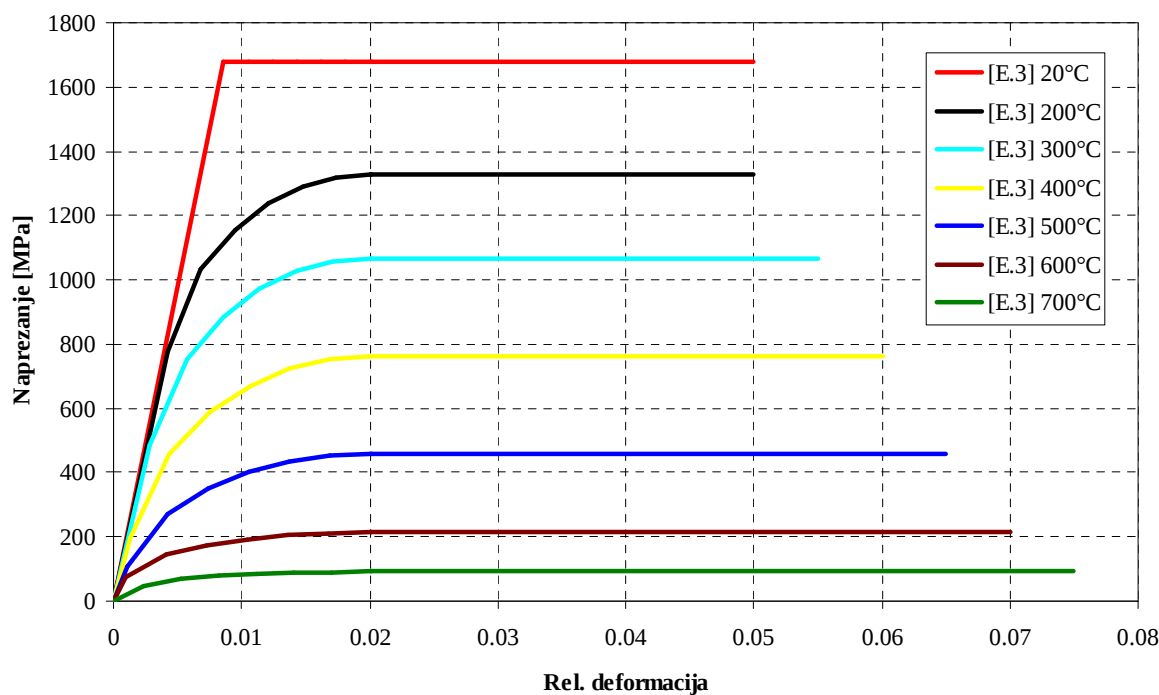
primjera, korištene su krivulje naprezanje-deformacija za prednapete natege prema [E.3], (faktori smanjenja za hladno oblikovane natege, klasa A) koje su prikazane na grafikonu 7.32.



Grafikon 7.30. Eksperimentalne krivulje naprezanje-deformacija za beton



Grafikon 7.31. Krivulje naprezanje-deformacija za beton [E.3]

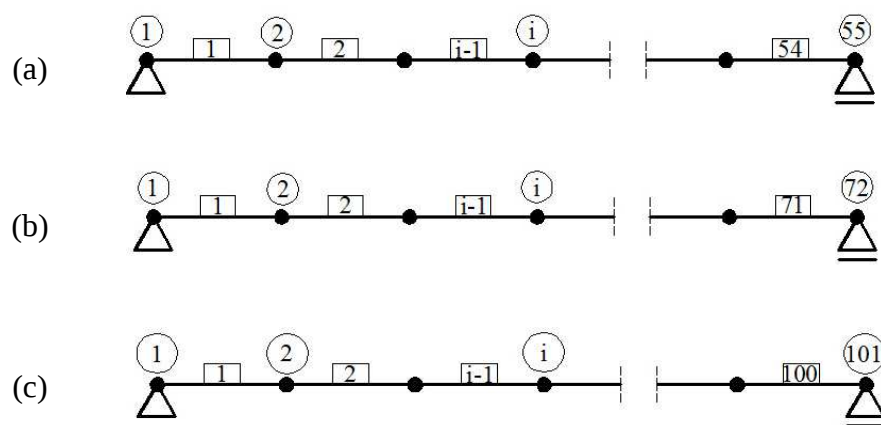


Grafikon 7.32. Krivulje naprezanje-deformacija za prednapete natege [E.3]

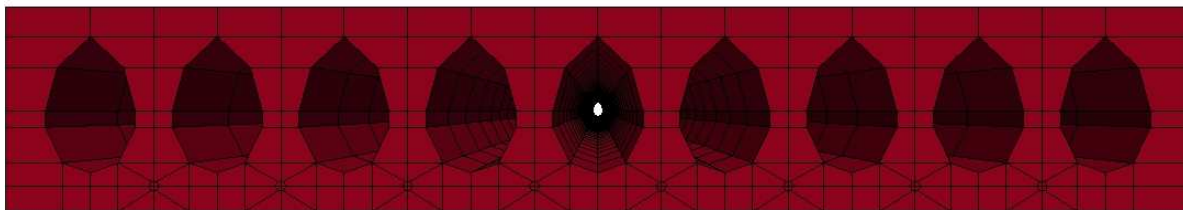
U 6. primjeru su odabrana sljedeća početna mehanička svojstva materijala: beton – $f_{c,20} = 62$ MPa, $E_{c,20} = 44.1$ GPa, prednapete natege: $f_{y,20} = 1670$ MPa, $E_{y,20} = 195$ GPa.

7.4.3. Diskretizacija, osnovni parametri i rubni uvjeti

Za numeričko modeliranje 6. primjera korištene su tri različite gustoće diskretizacije za štapni model, koje su prikazane na crtežima 7.12. - 7.14.



Crtež 7.12. Diskretizacija štapnog modela za 6. primjer – mreža (a), (b) i (c)



Crtež 7.13. Diskretizacija za proračun mehaničkih karakteristika presjeka za 6. primjer



Crtež 7.14. Diskretizacija modela za proračun provođenja topline za 6. primjer – mreža (a), (b) i (c)

U tablicama 7.3. i 7.4. prikazani su osnovni ulazni parametri za štapni model i model provođenja topline za 6. primjer.

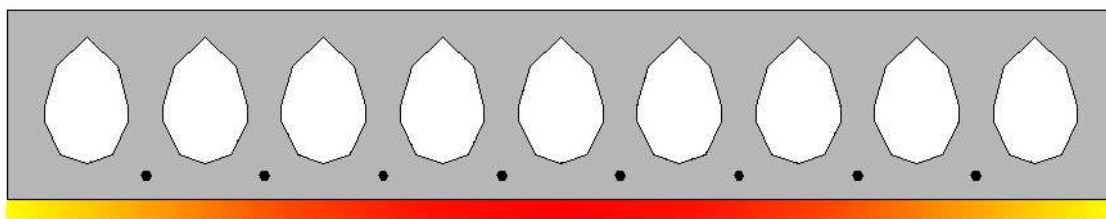
Tablica 7.3. Osnovni ulazni parametri za štapni model

Primjer	Visina [mm]	Širina [mm]	Moment inercije [cm ⁴]		Površina [cm ²]
			Os y-y	Os z-z	
6	200.0	1200.0	70398.0	1860000.0	1544.0

Tablica 7.4. Osnovni ulazni parametri za model provođenja topline

Primjer	Model topl. prov. λ	Model spec. toplinskog kapaciteta C	ρ_b [kg/m ³]	α_c [W/m ² K]	γ	Φ	ϵ_{res}	Δt [s]
6	EN1992-1-2	EN1992-1-2	2280.0	2.1	1.33	1.0	0.7	0.5

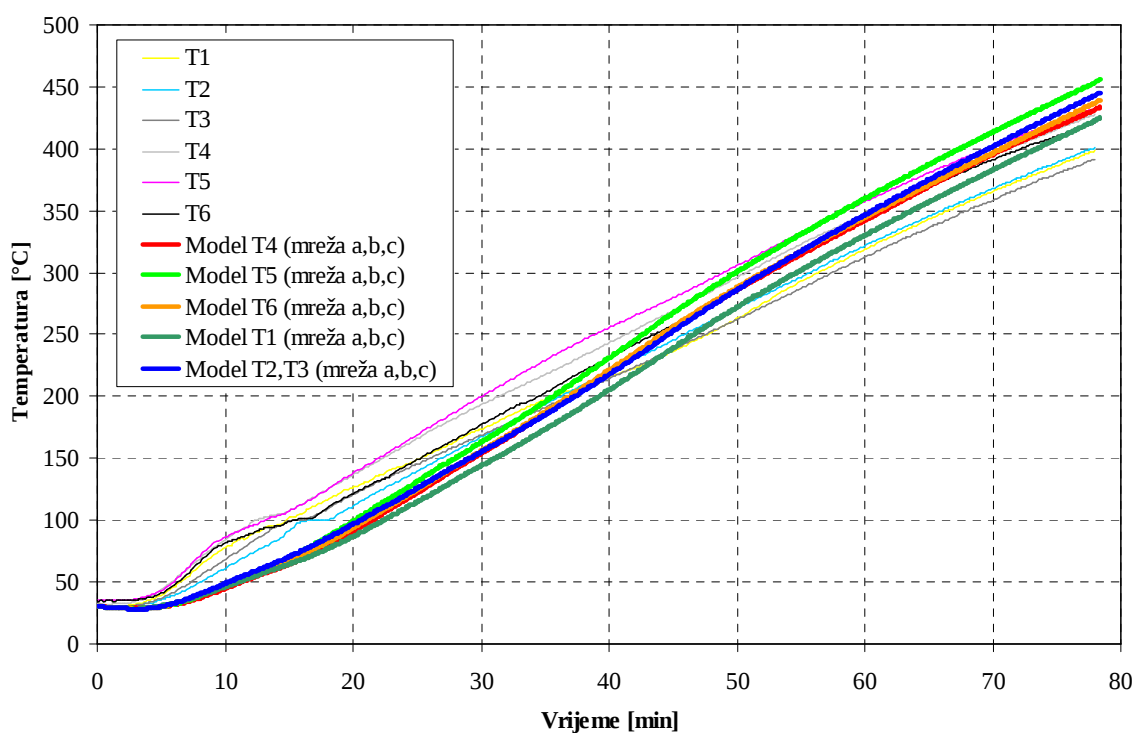
Površine po kojima se zadaje rubni toplinski tok za 6. primjer su prikazane na crtežu 7.15. Različite vrijednosti toplinskog toka su zadane na šest zasebnih područja. Za svako od navedenih područja, temperatura u peći je definirana izmjerenom temperaturom iznad pojedinog plamenika (ukupno šest plamenika).



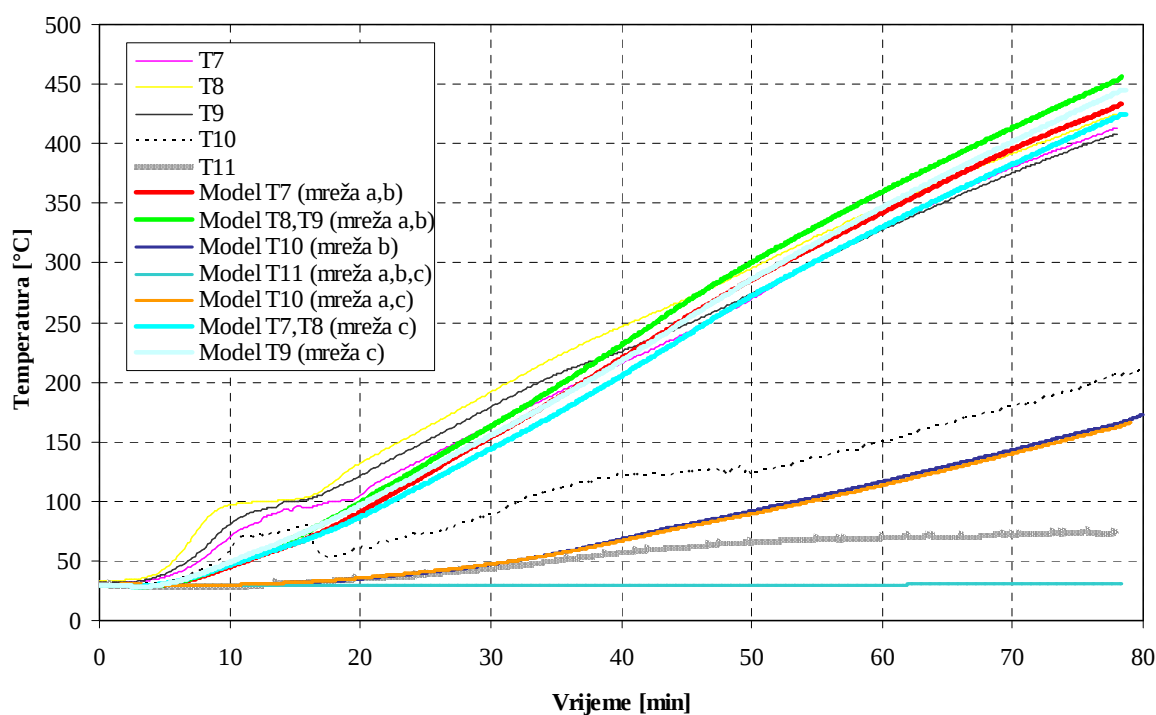
Crtež 7.15. Prikaz površina ploče pod utjecajem rubnog toplinskog toka

7.4.4. Rezultati numeričkog modeliranja – 6. primjer

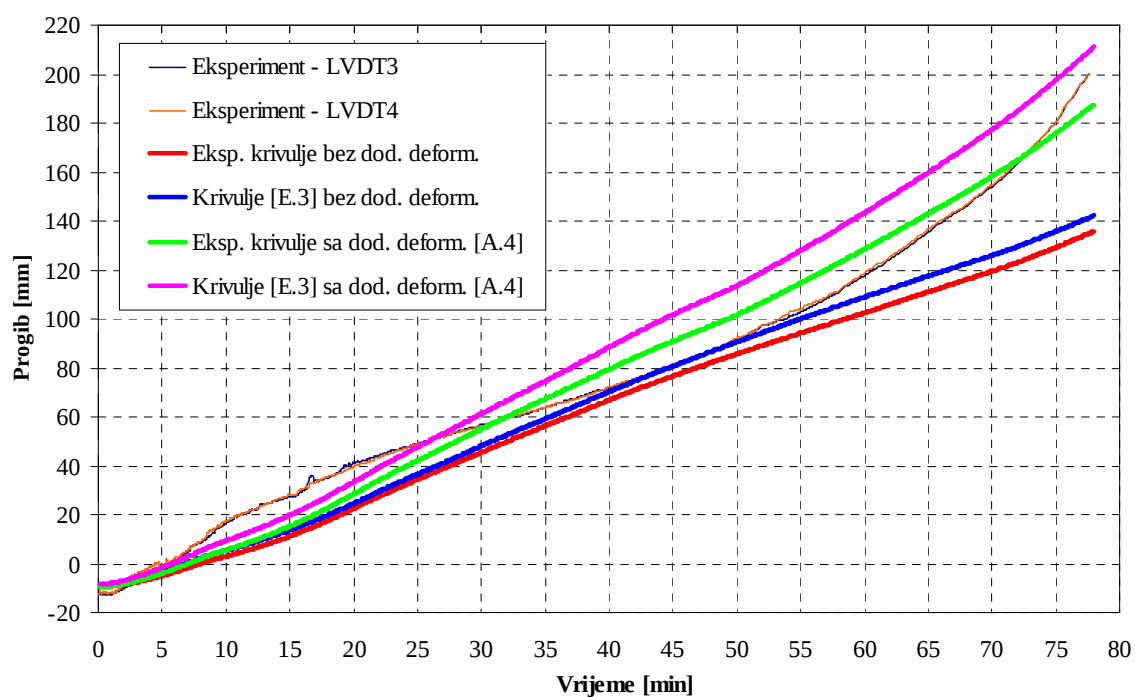
Na grafikonima 7.33. i 7.34. prikazana je usporedba rezultata za temperaturu između modela i eksperimenta. Na grafikonu 7.35. je prikazana usporedba rezultata za slučajeve kad se dodatne deformacije u betonu zanemaruju (puzanje i prolazna deformacija) te kad se navedene deformacije uzimaju u obzir pri proračunu krutosti elementa.



Grafikon 7.33. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – točke T1-T6

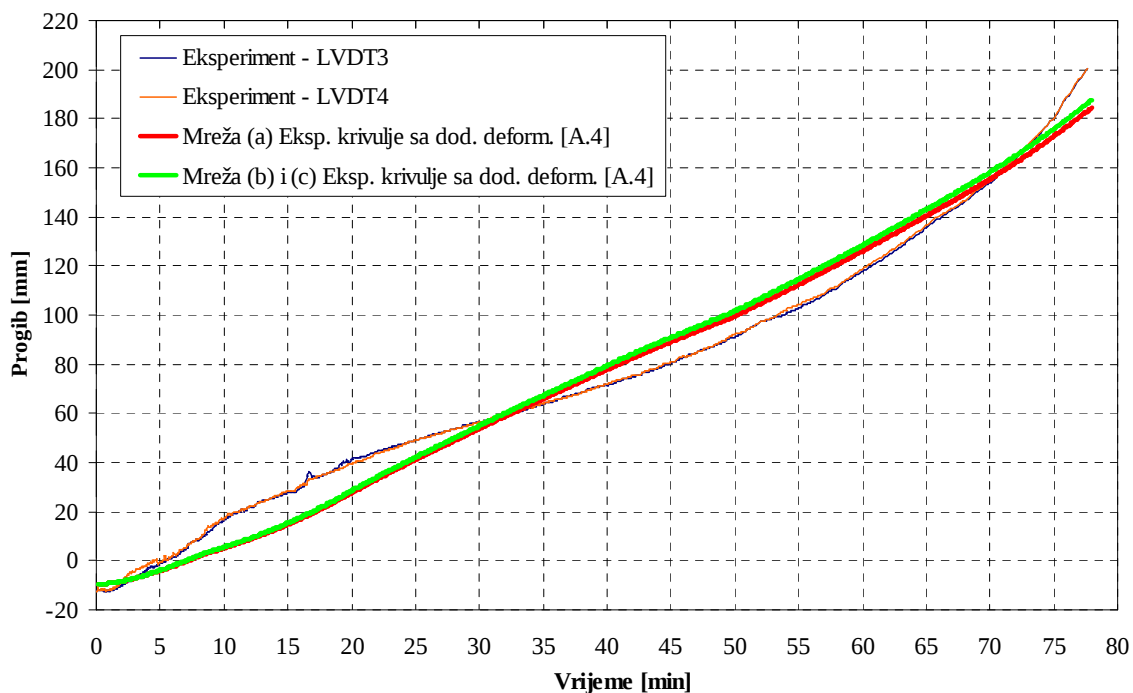


Grafikon 7.34. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih gustoća mreže konačnih elemenata – točke T7-T11



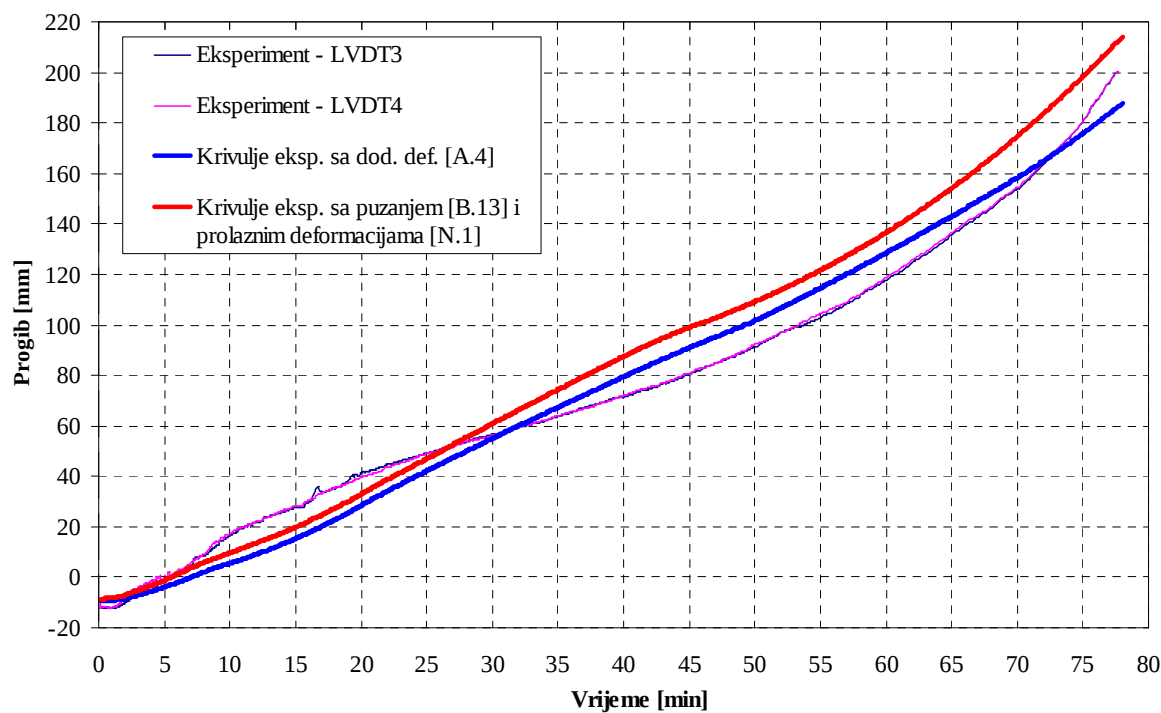
Grafikon 7.35. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj uzimanja u obzir implementiranog modela puzanja i prolaznih deformacija prema [A.4]

Na grafikonu 7.36. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različite gustoće mreže konačnih elemenata.



Grafikon 7.36. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različite gustoće mreže konačnih elemenata

Na grafikonu 7.37. je prikazana usporedba rezultata za slučaj numeričkog modeliranja uz korištenje različitih modela dodatnih deformacija materijala.

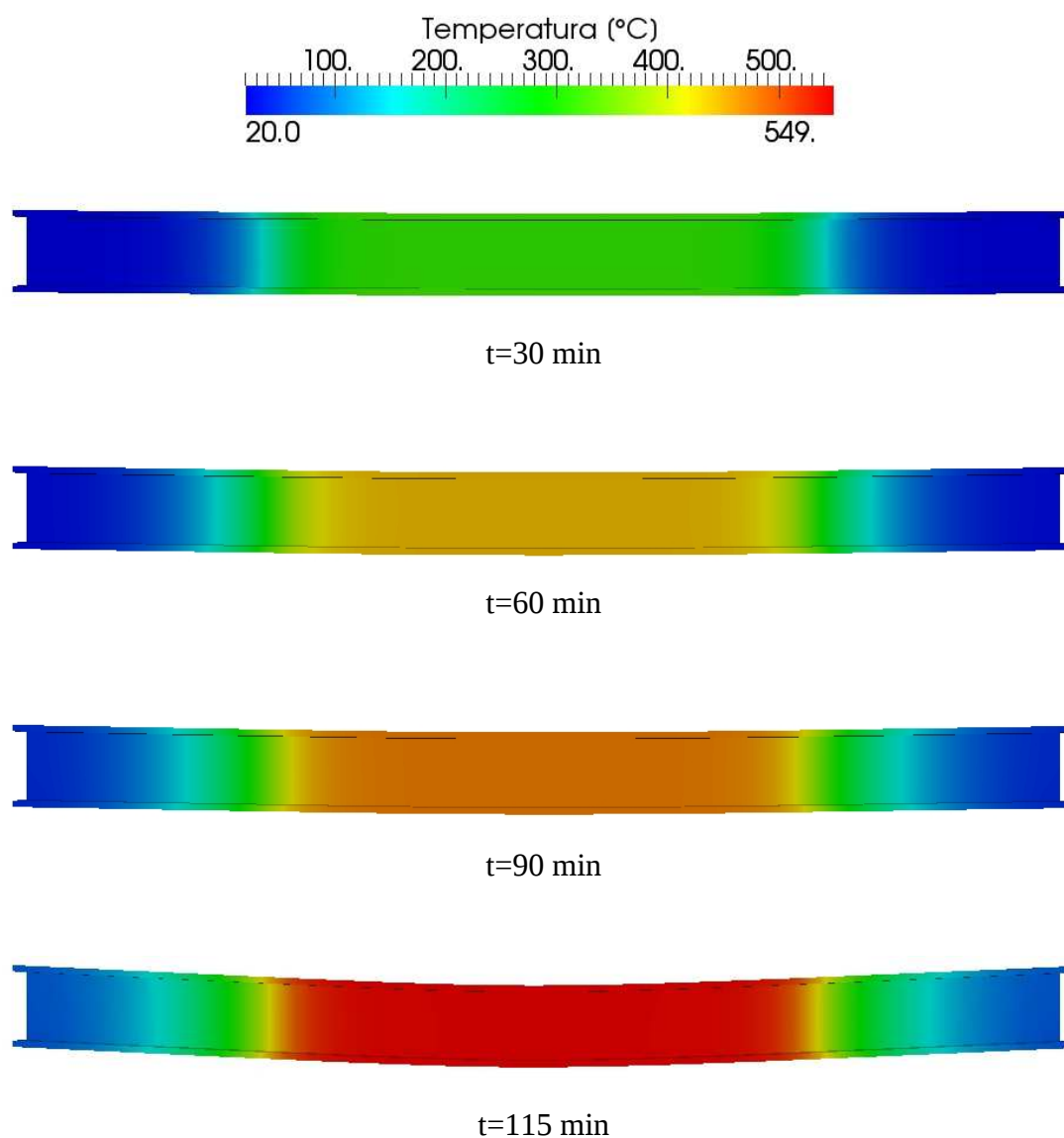


Grafikon 7.37. Usporedba rezultata između numeričkog modela i eksperimenta za slučaj različitih modela dodatnih deformacija materijala

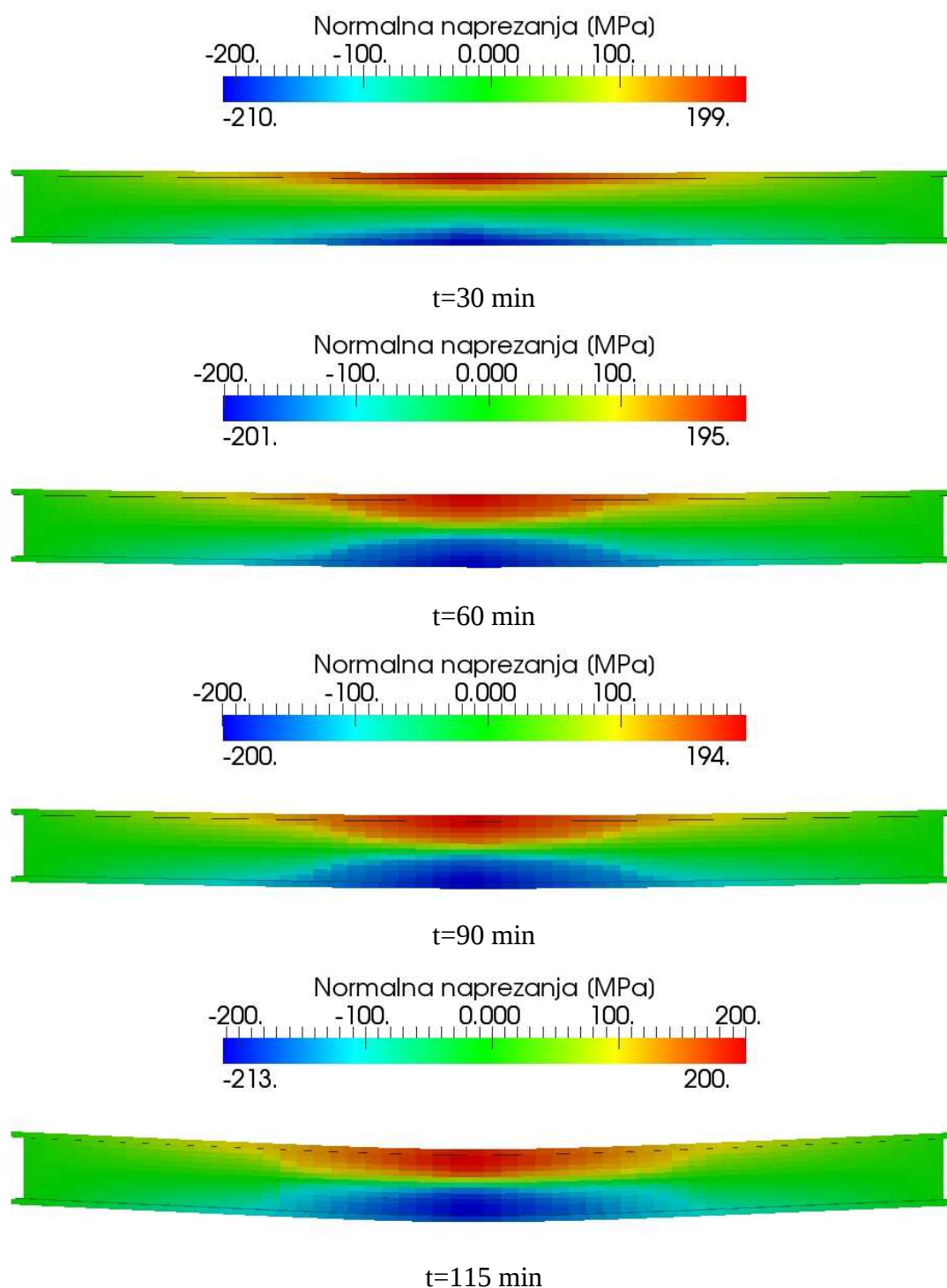
7.5. Vizualizacija rezultata

7.5.1. Primjer br. 1

Na crtežima 7.16. i 7.17. prikazana je vizualizacija rezultata za primjer br. 1, tj. prikaz temperaturnog polja i distribucije naprezanja u elementu. Za vizualizaciju je korišten računalni softver Paraview.



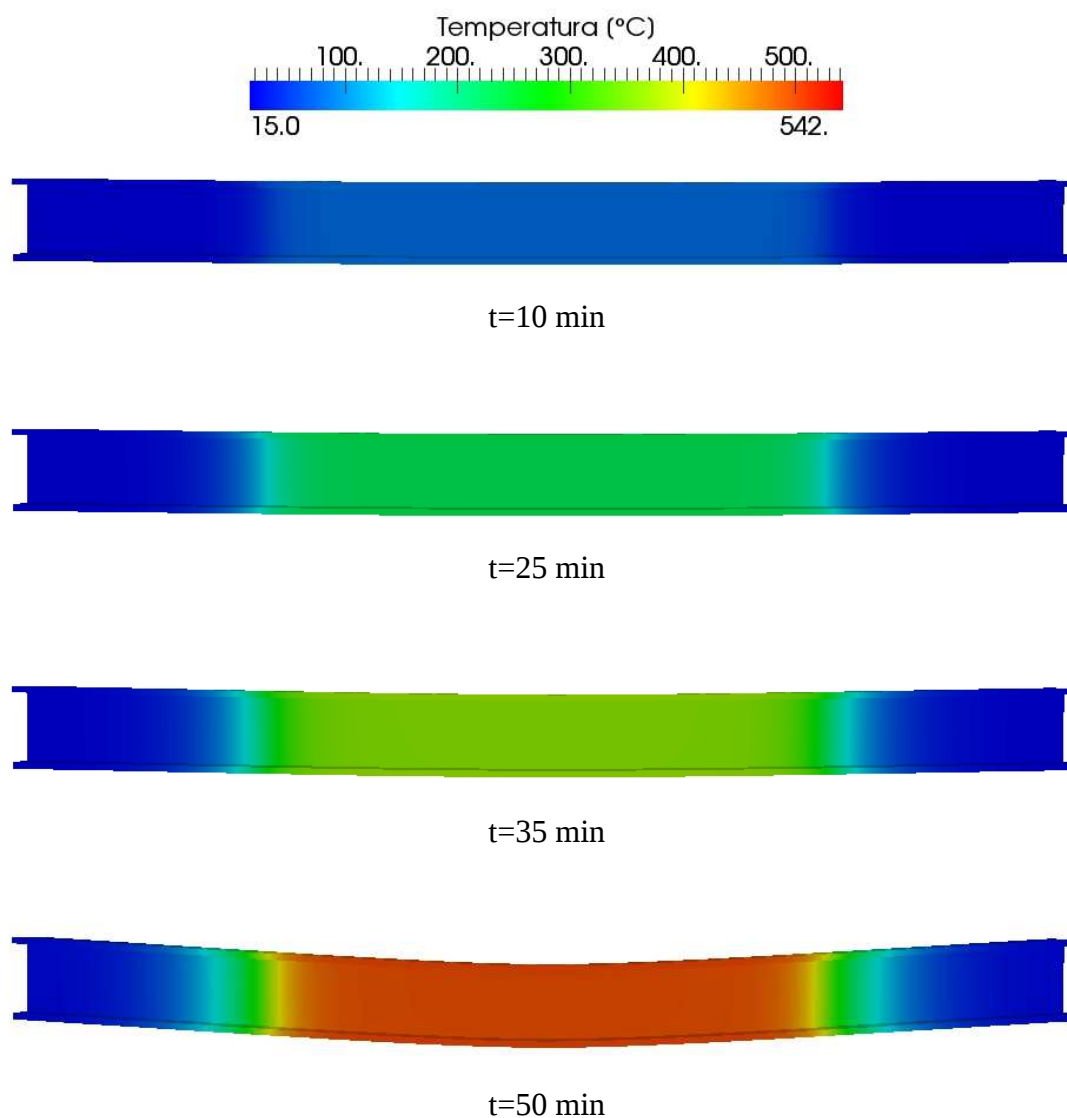
Crtež 7.16. Prikaz temperaturnog polja u elementu – primjer br.1



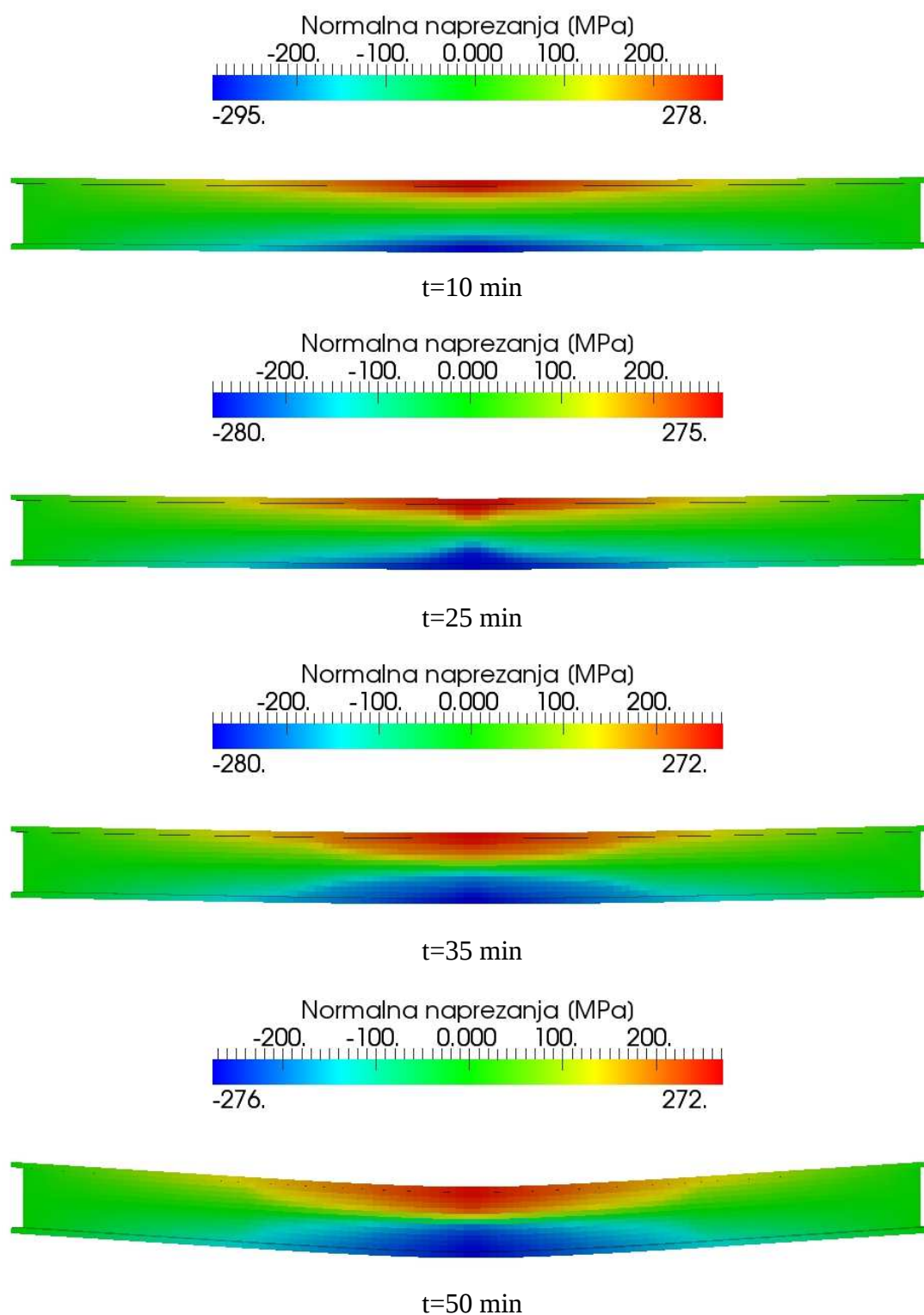
Crtež 7.17. Prikaz distribucije naprezanja u elementu – primjer br.1

7.5.2. Primjer br. 2

Na crtežima 7.18. i 7.19. prikazana je vizualizacija rezultata za primjer br. 2, tj. prikaz temperaturnog polja i distribucije naprezanja u elementu.



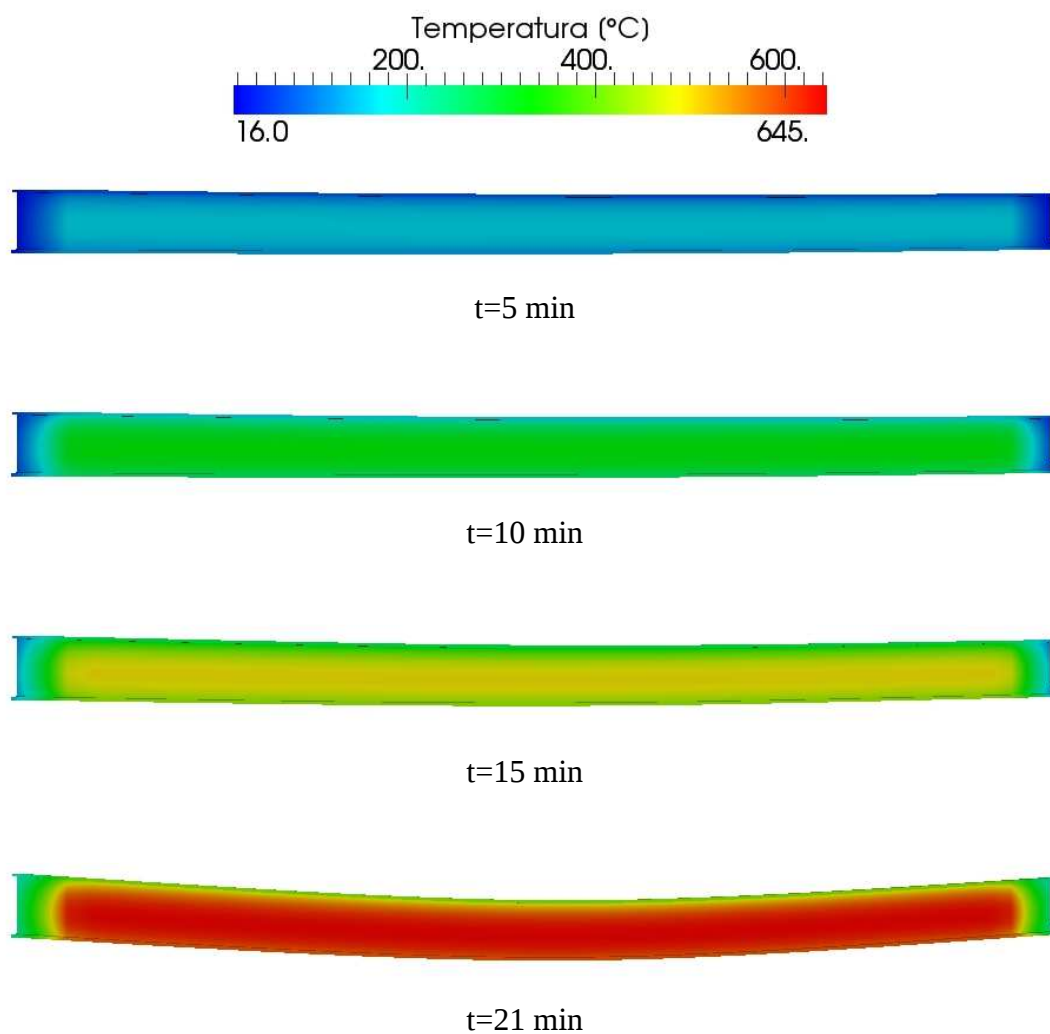
Crtež 7.18. Prikaz temperaturnog polja u elementu – primjer br.2



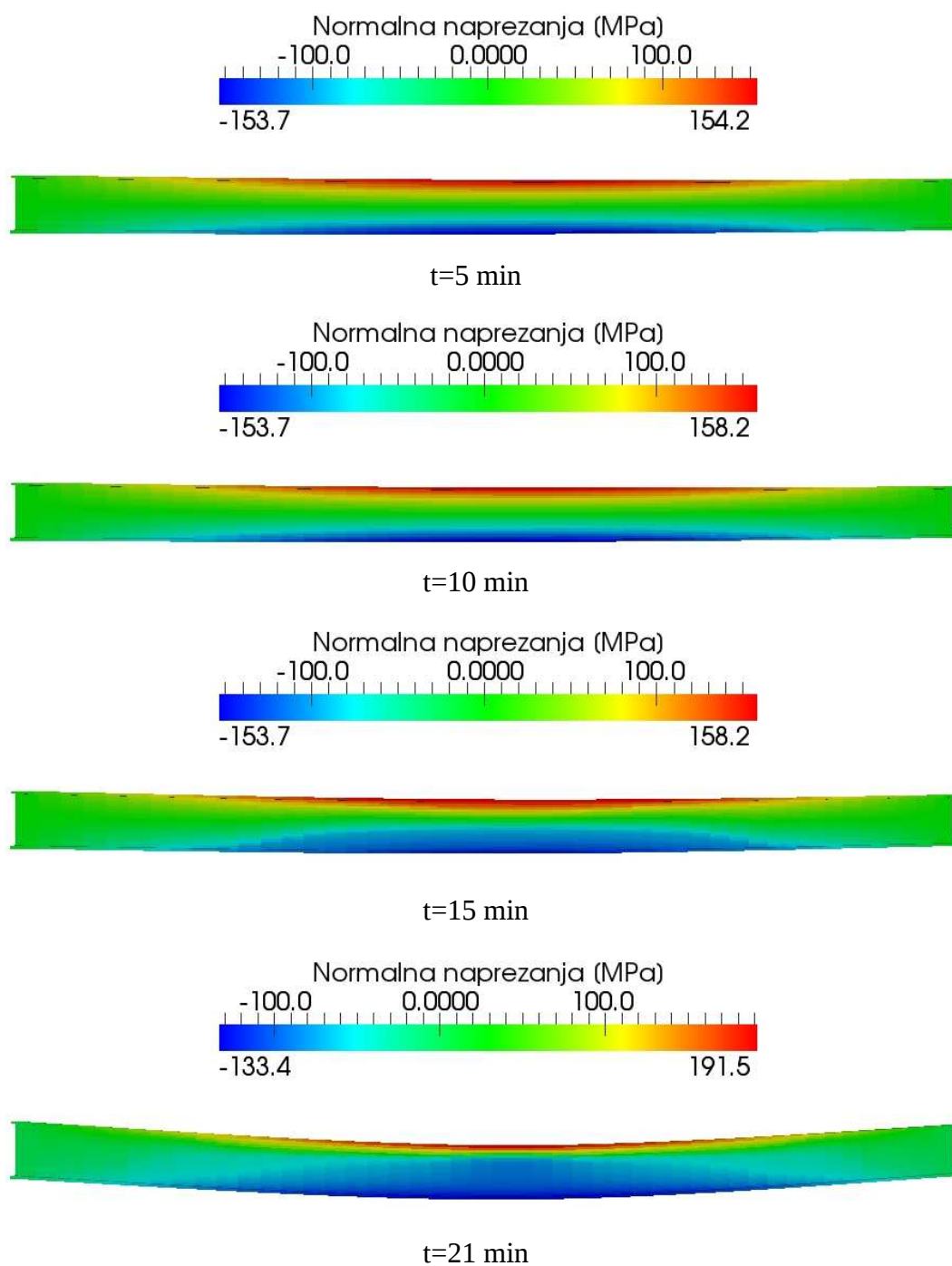
Crtež 7.19. Prikaz distribucije naprezanja u elementu – primjer br.2

7.5.3. Primjer br. 3

Na crtežima 7.20. i 7.21. prikazana je vizualizacija rezultata za primjer br. 3, tj. prikaz temperaturnog polja i distribucije naprezanja u elementu.



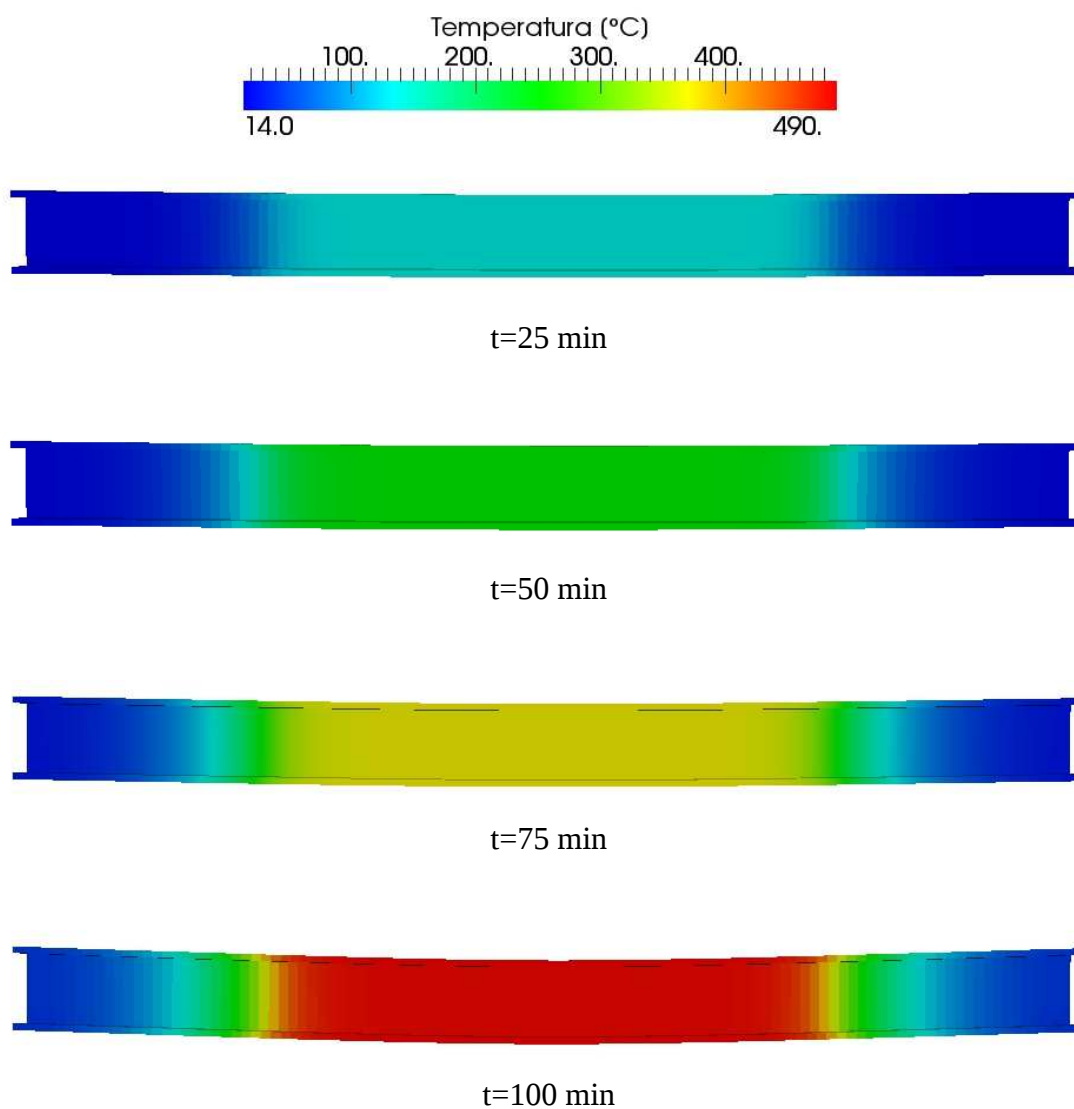
Crtež 7.20. Prikaz temperaturnog polja u elementu – primjer br.3



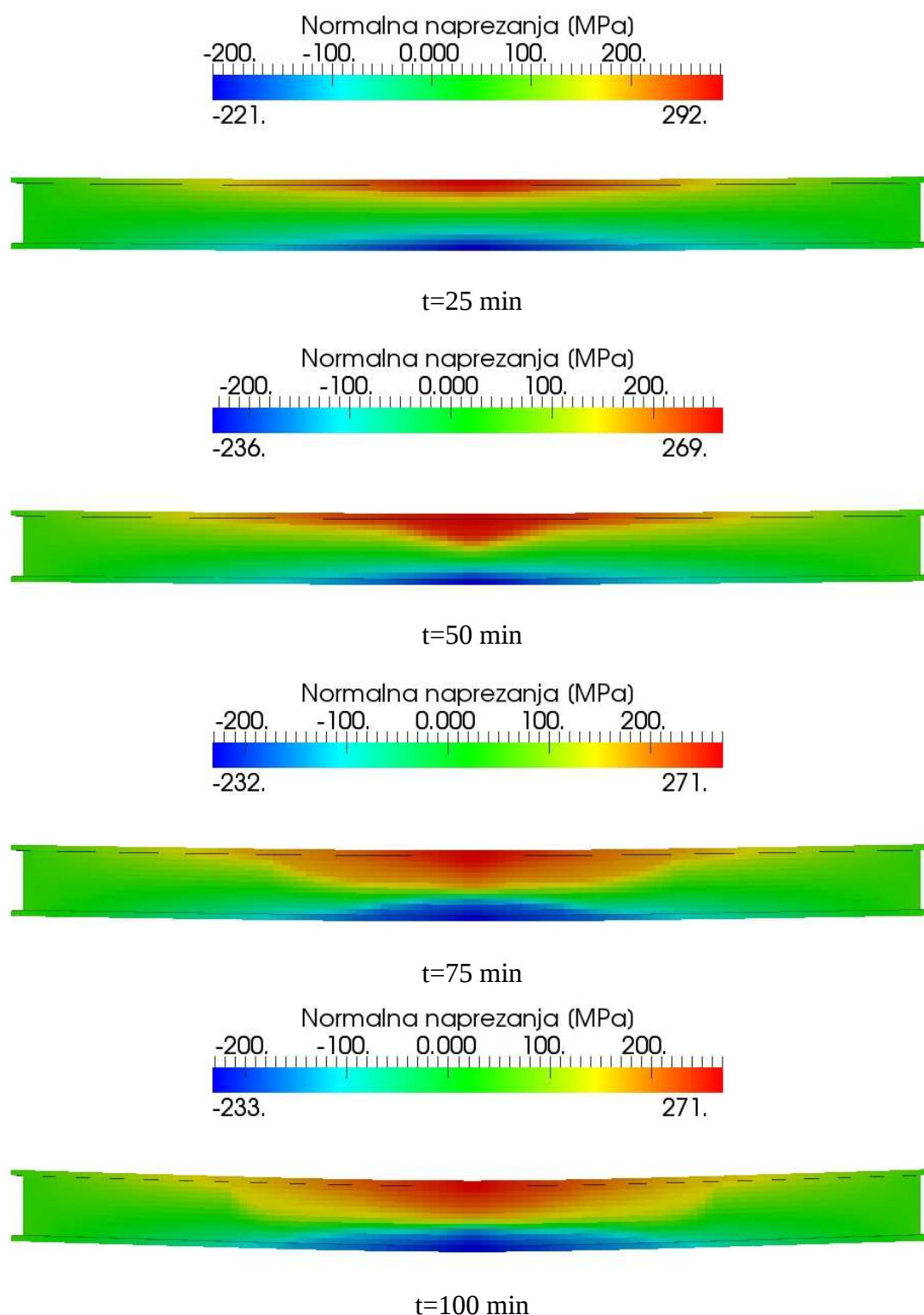
Crtež 7.21. Prikaz distribucije naprezanja u elementu – primjer br.3

7.5.4. Primjer br. 4

Na crtežima 7.22. i 7.23. prikazana je vizualizacija rezultata za primjer br. 4, tj. prikaz temperaturnog polja i distribucije naprezanja u elementu.



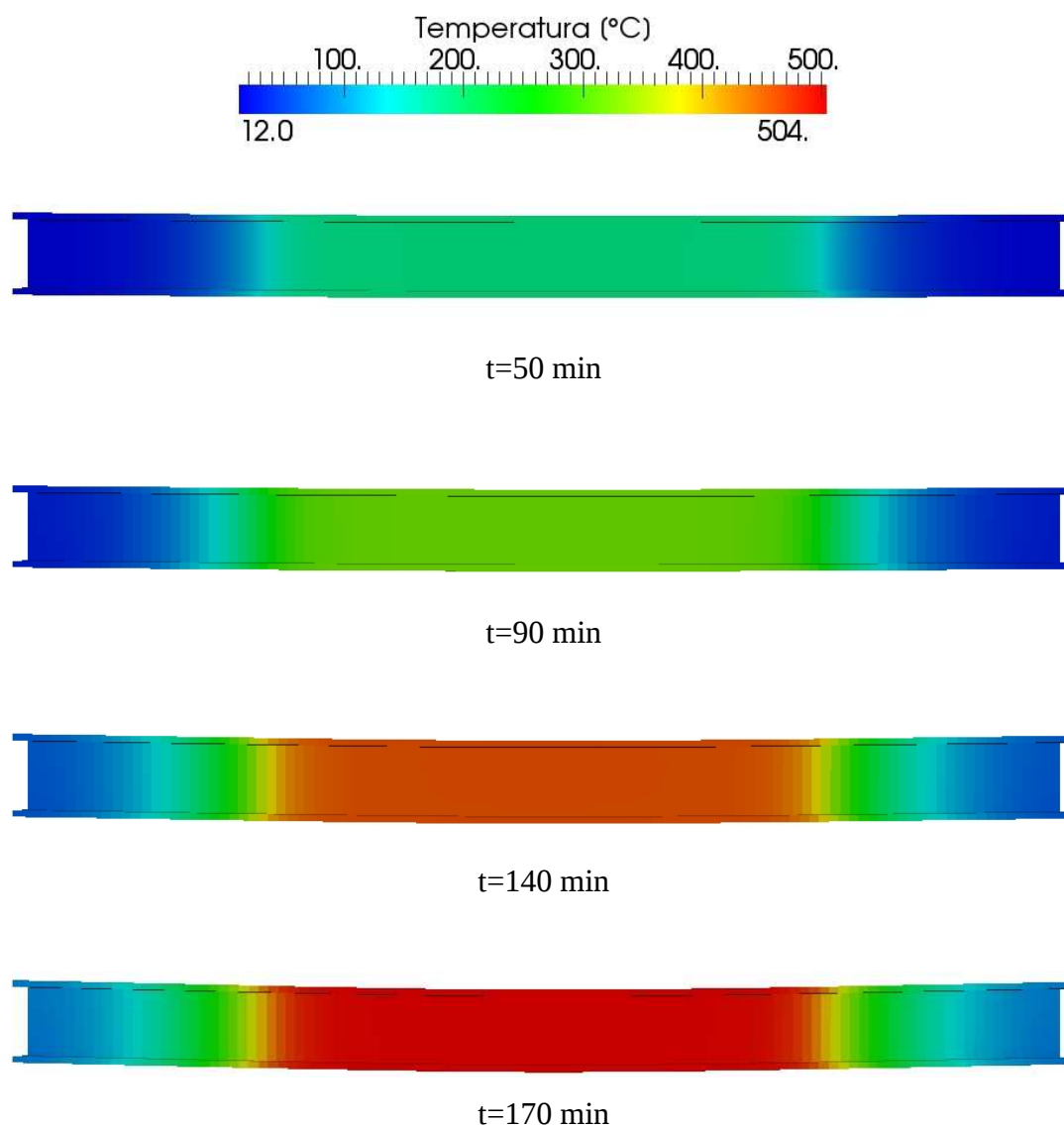
Crtež 7.22. Prikaz temperaturnog polja u elementu – primjer br.4



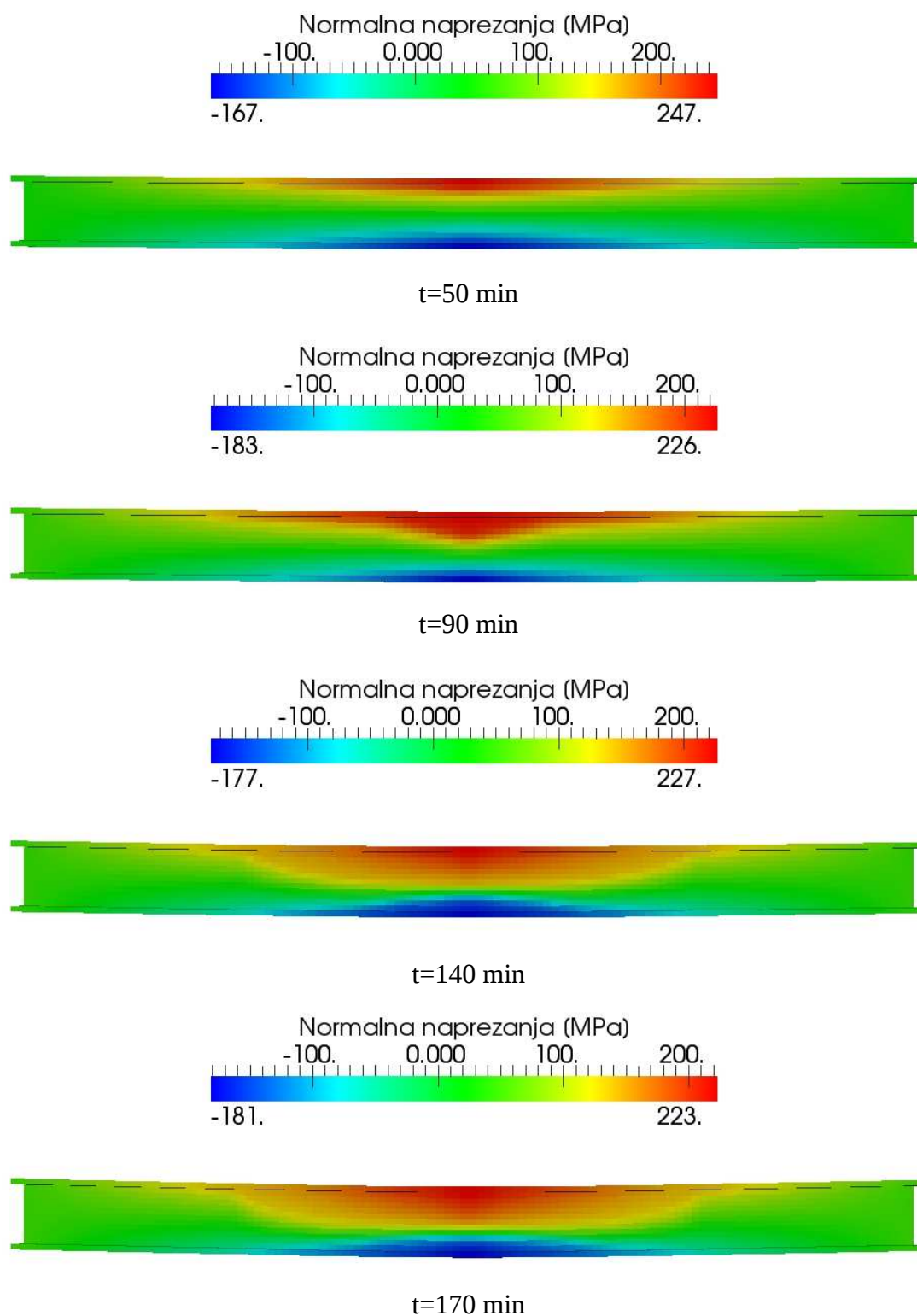
Crtež 7.23. Prikaz distribucije naprezanja u elementu – primjer br.4

7.5.5. Primjer br. 5

Na crtežima 7.24. i 7.25. prikazana je vizualizacija rezultata za primjer br. 5, tj. prikaz temperaturnog polja i distribucije naprežanja u elementu.



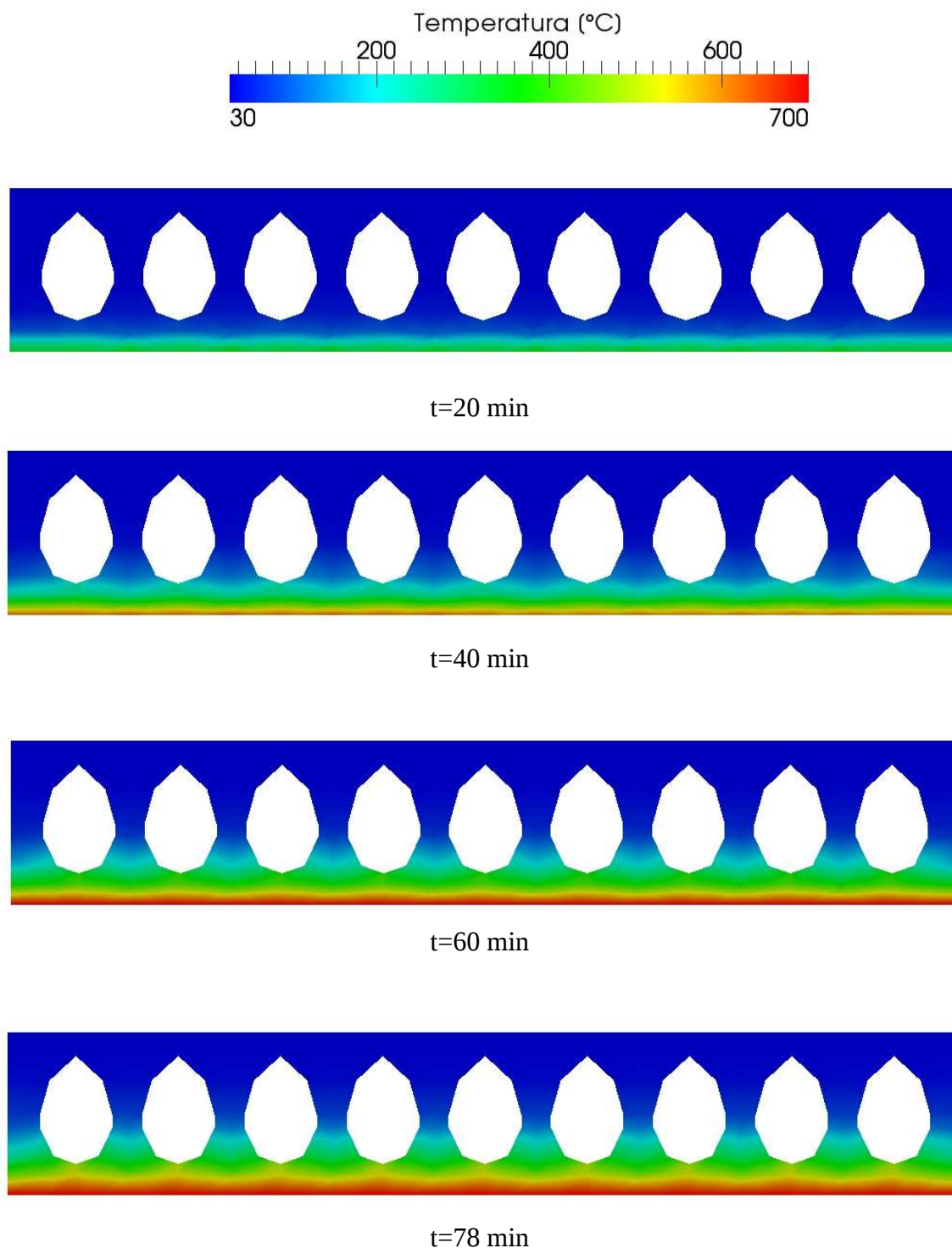
Crtež 7.24. Prikaz temperaturnog polja u elementu – primjer br.5



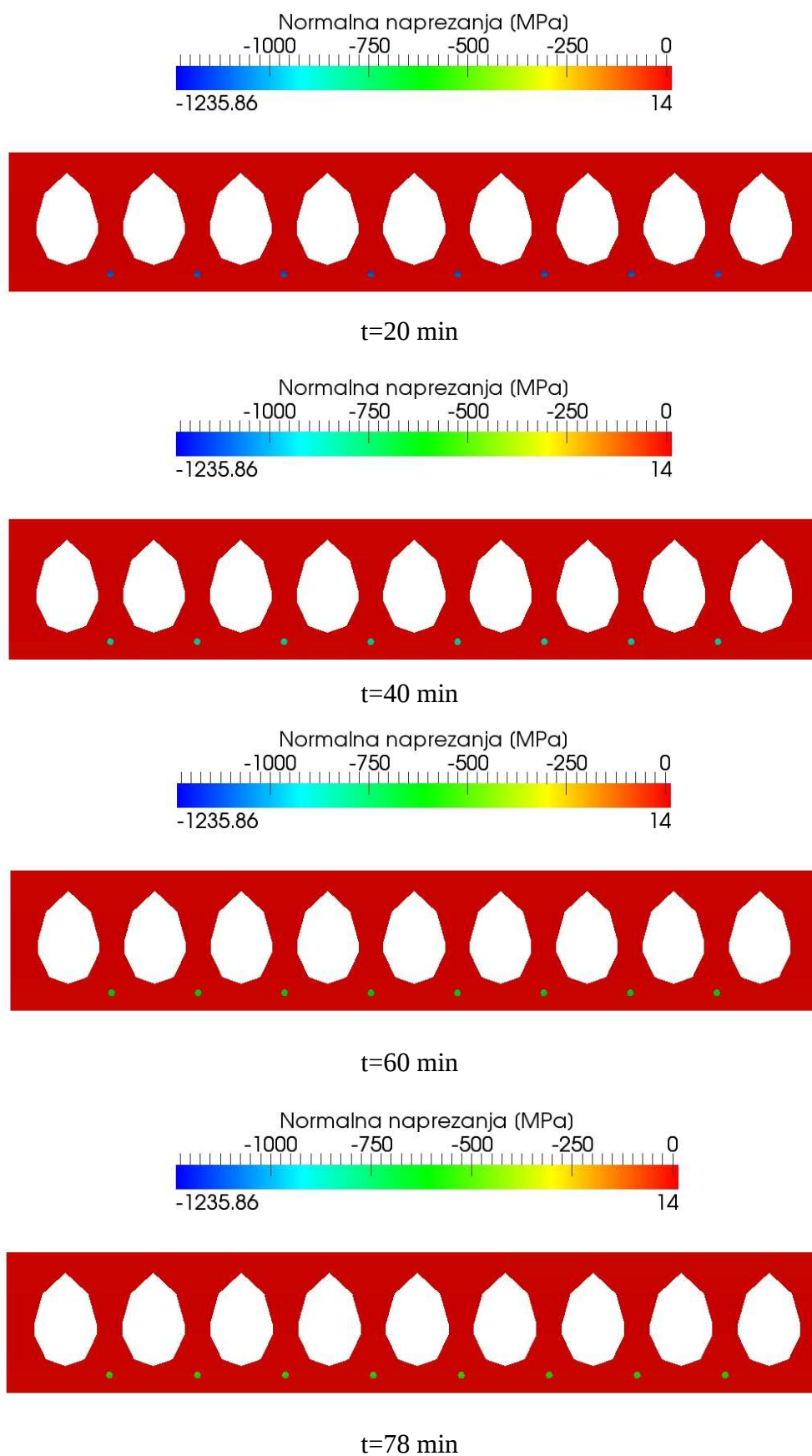
Crtež 7.25. Prikaz distribucije naprezanja u elementu – primjer br.5

7.5.6. Primjer br. 6

Na crtežima 7.26. i 7.27. prikazana je vizualizacija rezultata za primjer br. 6, tj. prikaz temperaturnog polja i distribucije napreznja u poprečnom presjeku na sredini ploče.



Crtež 7.26. Prikaz temperaturnog polja u presjeku na sredini elementa – primjer br.6



Crtež 7.27. Prikaz distribucije naprezanja u presjeku na sredini elementa – primjer br.6

8. DISKUSIJA O REZULTATIMA ISTRAŽIVANJA

8.1. Uvod

U osmom poglavlju je izložena diskusija o rezultatima numeričkog modeliranja koji su prikazani u prethodnom poglavlju. Posebno je analizirana preciznost predviđanja temperaturnog polja u elementu konstrukcije u pojedinim primjerima te preciznost predviđanja smanjenja krutosti elementa pri djelovanju visokih temperatura. Ujedno je izložen osvrt vezan uz utjecaj sljedećih parametara u okviru provedene numeričke studije :

- Utjecaj primjene realnih krivulja naprezanje-deformacija u numeričkom modeliranju u odnosu na kodificirane krivulje [E.2], [E.3],
- Utjecaj dodatnog progiba od nejednolikog zagrijavanja elementa,
- Utjecaj gustoće mreže konačnih elemenata na rezultate numeričke analize,
- Utjecaj deformacija od puzanja čelika pri visokim temperaturama na progib elementa,
- Utjecaj deformacija od puzanja betona i prolaznih deformacija u betonu na progib elementa.

8.2. Usporedba rezultata dobivenih modelom provođenja topline i eksperimentom

Na grafikonima 7.4. i 7.9. (1. i 2. primjer) uočljivo je dobro poklapanje rezultata dobivenih primjenom numeričkog modela s rezultatima eksperimenta koji su dobiveni na sredini elementa. Mala odstupanja se javljaju u mjernim točkama na elementu koje se nalaze blizu ruba peći (grafikoni 7.5. i 7.10.), što je posljedica nejednolikog zagrijavanja čeličnog elementa plamenikom. Dodatni razlog odstupanja među navedenim rezultatima leži u činjenici da je stvarni rubni toplinski tok za element u peći drukčiji od modela toplinskog toka koji je implementiran u numerički model.

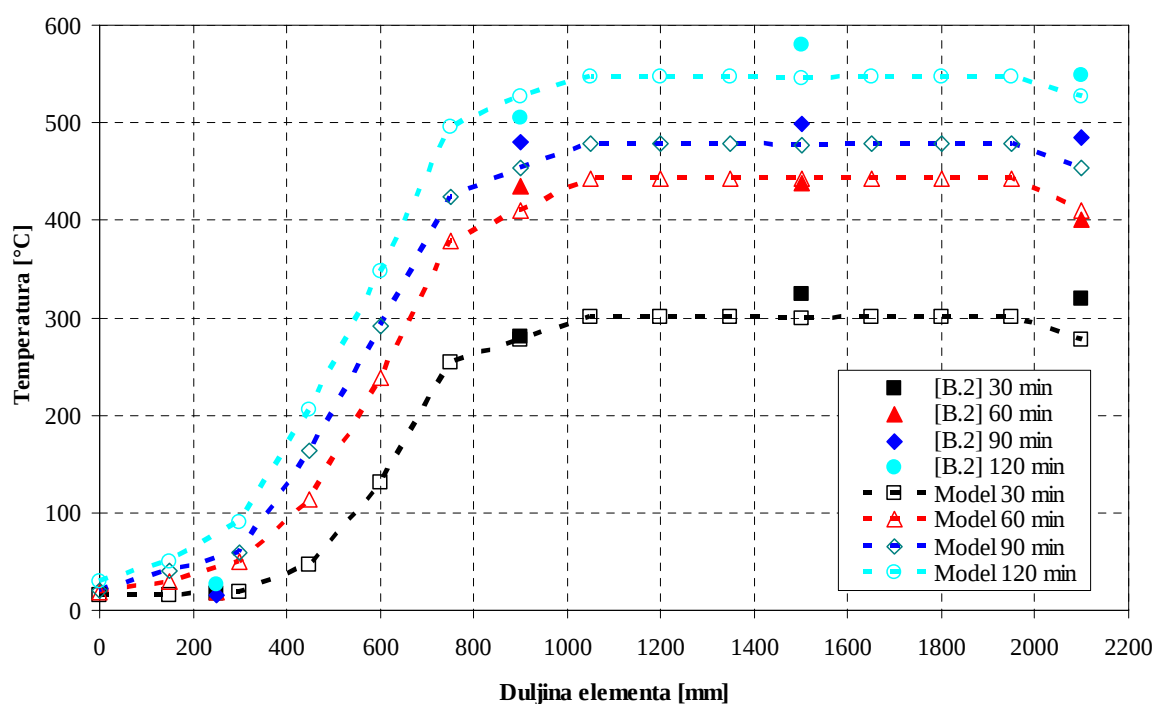
Razmatrajući grafikone 7.14.-7.16. (3. primjer) vidljivo je zadovoljavajuće poklapanje rezultata dobivenih primjenom numeričkog modela s rezultatima eksperimenta koji su dobiveni u mjernim točkama na pojasnicama i hrptu testiranog elementa. Jedan od razloga odstupanja jest činjenica da je temperatura peći u izvješću studije [K.1] zadana kao srednja vrijednost u diskretnom broju točaka, od kojih je prva zadana tek nakon tri minute od početka eksperimenta. S obzirom da se prema ISO krivulji požara u prve tri minute javlja velika promjena temperature u peći, u numeričkom modeliranju nije moguć adekvatan opis rubnog toplinskog toka tijekom prve tri minute simulacije, što značajno utječe na rezultate dobivene primjenom numeričkog modela.

Na grafikonima 7.20.-7.21. i 7.25.-7.26. (4. i 5. primjer) uočljivo je zadovoljavajuće poklapanje rezultata dobivenih primjenom numeričkog modela s rezultatima eksperimenta koji su dobiveni u mjernim točkama na sredini elementa i u točkama elementa blizu ruba peći. U oba je primjera vidljivo da su temperature dobivene primjenom numeričkog modela tijekom prvih 40 minuta veće od vrijednosti koje su dobivene eksperimentom.

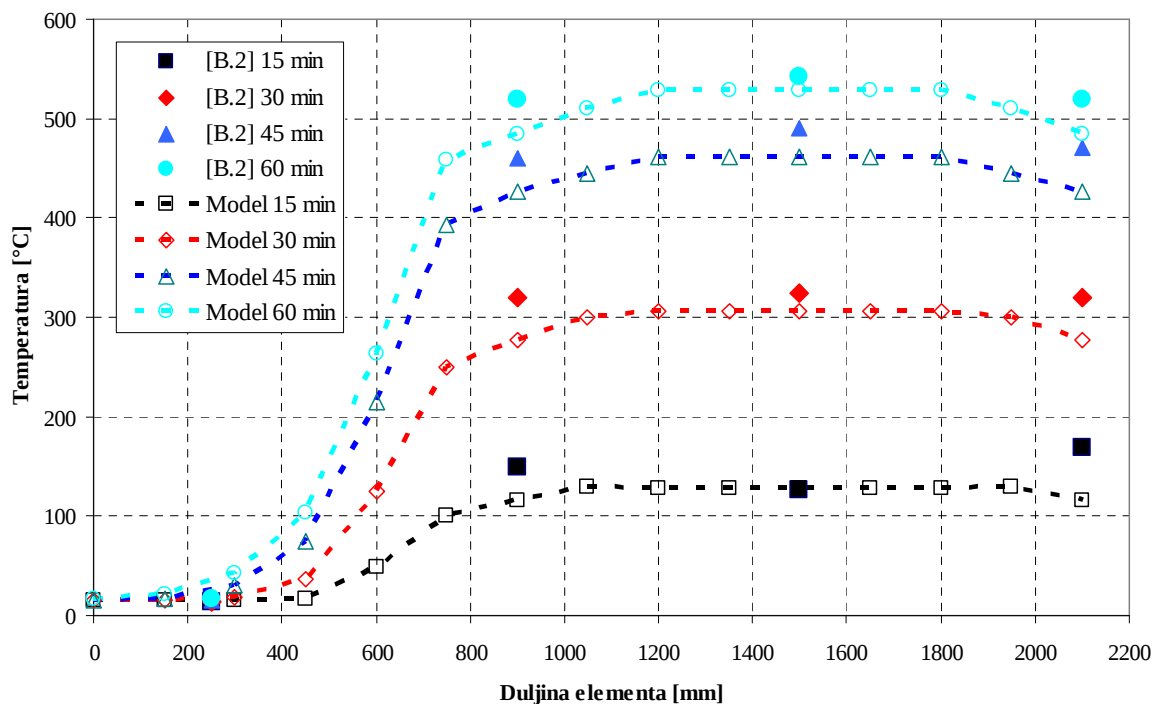
Analizirajući grafikone 7.33.-7.34. (6. primjer) vidljivo je zadovoljavajuće poklapanje rezultata dobivenih primjenom numeričkog modela s rezultatima izmjerenih temperatura. Evidentno je određeno odstupanje dok su temperature natega ispod 100°C, što je posljedica isparavanja slobodne vode u betonskoj ploči. Navedenu pojavu nije moguće uzeti u obzir s razvijenim modelom provođenja topline. Također, na grafikonu 7.34. je uočljivo kako izmjerena temperatura u šupljini ploče ne pokazuje velika odstupanja od temperature dobivene primjenom modela za proračun temperatura u šupljinama, opisanim u trećem poglavlju ovog doktorskog rada.

8.3. Prikaz temperaturnog polja po dužini elementa

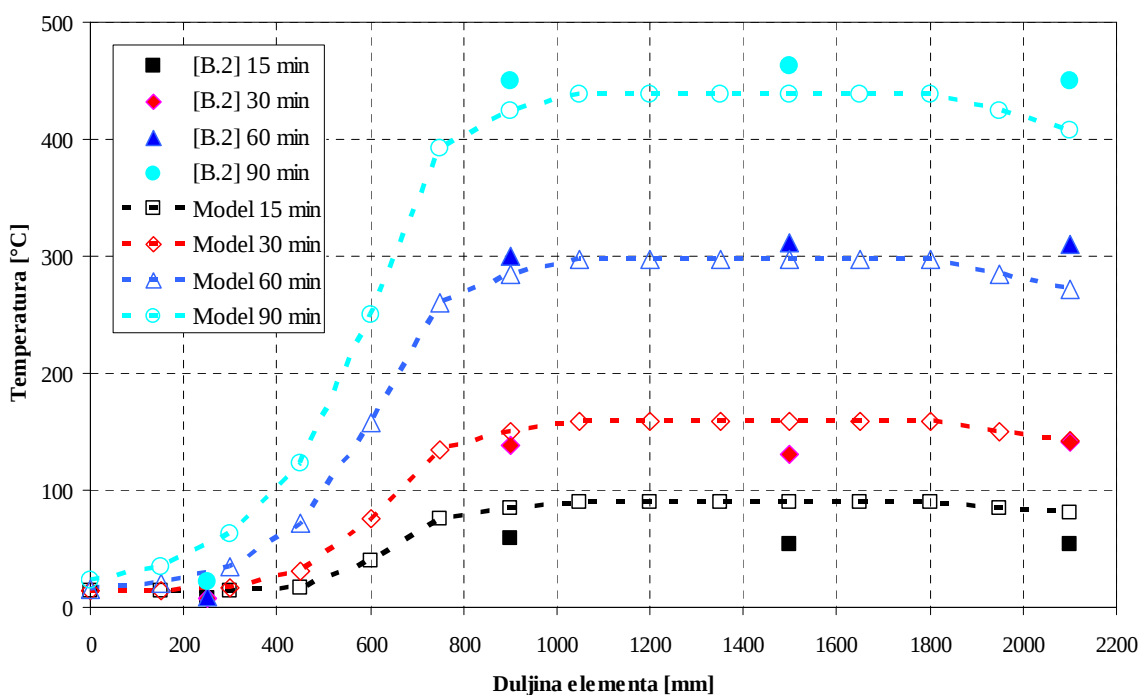
U 1., 2., 4. i 5. primjeru elementi su djelomično zagrijavani, što je rezultiralo stvaranjem promjenjivog temperaturnog polja po dužini elementa. Varijaciju temperaturnog polja po dužini elementa moguće je simulirati jedino uz primjenu 3D modela provođenja topline. Na grafikonima 8.1.-8.4. izložena je usporedba rezultata dobivenih primjenom numeričkog modela i rezultata dobivenih eksperimentom vezano za promjenu temperature po dužini elementa.



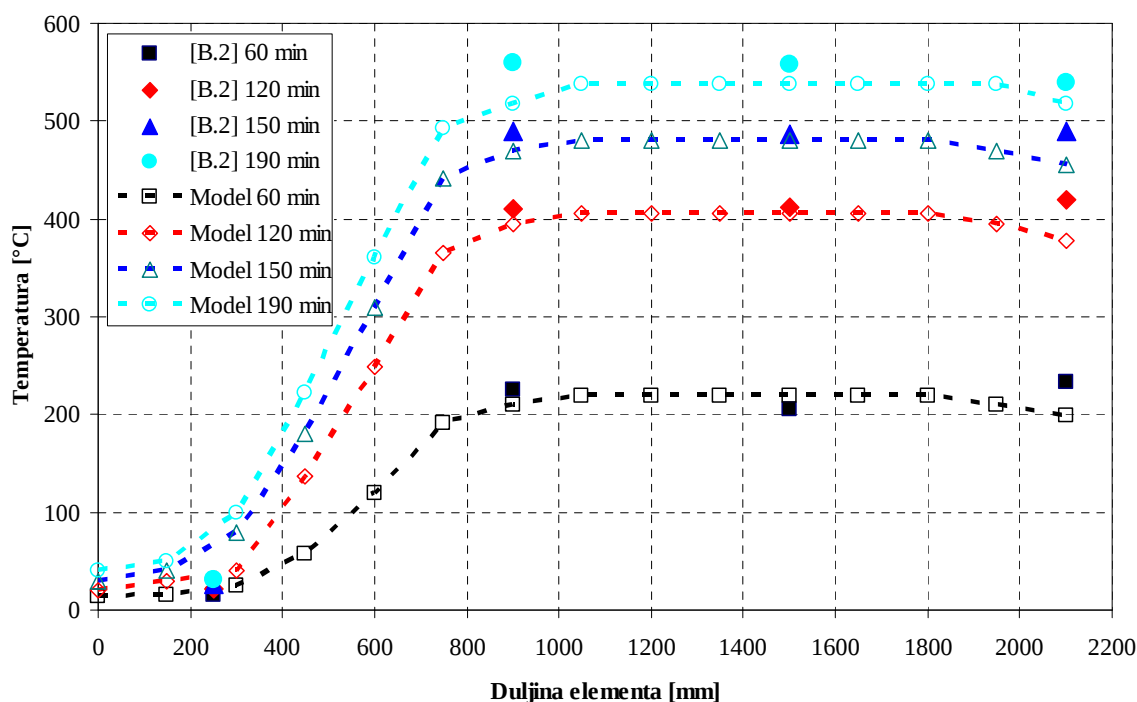
Grafikon 8.1. Razdioba temperature u donjoj pojasnici po dužini nosača – 1. primjer



Grafikon 8.2. Razdioba temperature u donjoj pojasnici po dužini nosača – 2. primjer



Grafikon 8.3. Razdioba temperature u donjoj pojasnici po dužini nosača – 4. primjer



Grafikon 8.4. Razdioba temperature u donjoj pojasnici po dužini nosača – 5. primjer

Razmatrajući grafikone 8.1.-8.4. uočljiva je prednost primjene 3D modela provođenja topline, koja se očituje u adekvatnoj reprezentaciji temperaturnog polja u području smještenom izvan peći, do kraja elementa. U skladu s tim, primjenom 3D modela provođenja topline može se preciznije proračunati smanjenje krutosti dijela elementa koji se nalazi izvan peći. Slična situacija se događa u slučaju bilo kakvog oblika lokalnog zagrijavanja elementa nosive konstrukcije.

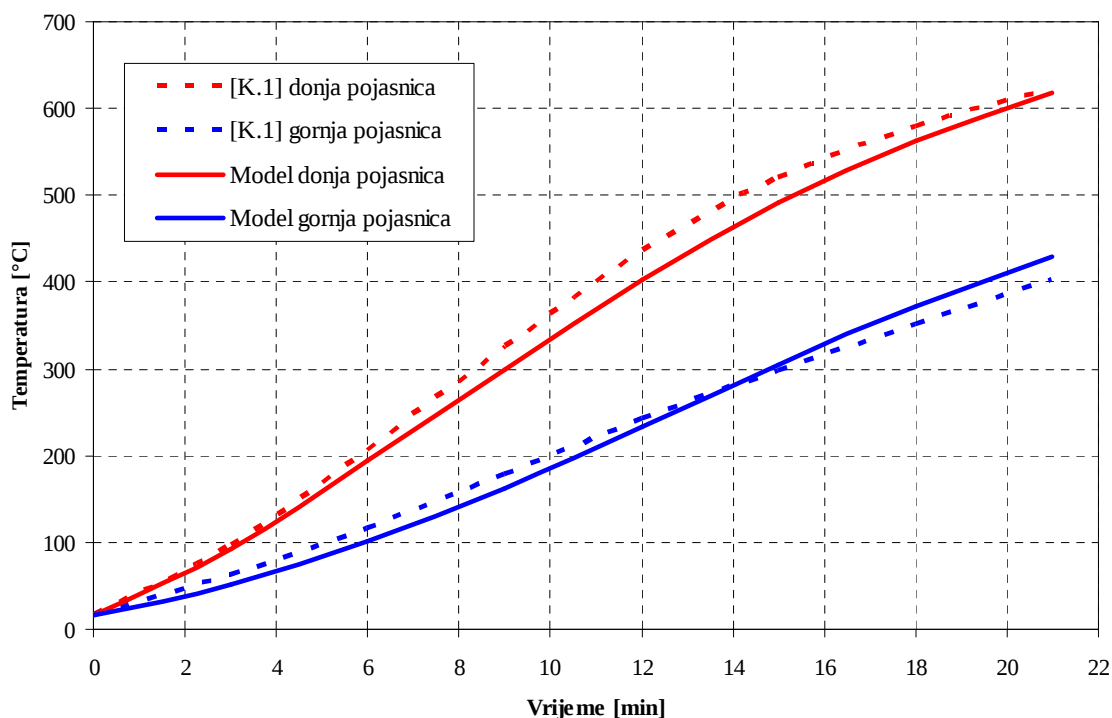
8.4. Utjecaj primjene realnih krivulja naprezanje-deformacija i Eurokoda na rezultate numeričke studije

U primjerima 1-6 je izvršena numerička analiza uz primjenu krivulja naprezanje-deformacija dobivenih stacionarnim testom osnovnog materijala te uz primjenu krivulja iz Eurokoda [E.2], [E.3]. Analizom rezultata prikazanih na grafikonima 7.6., 7.11., 7.17., 7.22. i 7.27., vidljiva su relativno mala odstupanja u predviđanju progiba elementa u slučaju primjene realnih krivulja naprezanje-deformacija i krivulja iz [E.2], [E.3]. Navedena činjenica upućuje na zaključak da su krivulje naprezanje-deformacija prema Eurokodu dovoljno precizne za potrebe numeričkog modeliranja ponašanja nosivih elemenata pri

djelovanju visokih temperatura, ukoliko nisu dostupne krivulje naprezanje-deformacija osnovnog materijala.

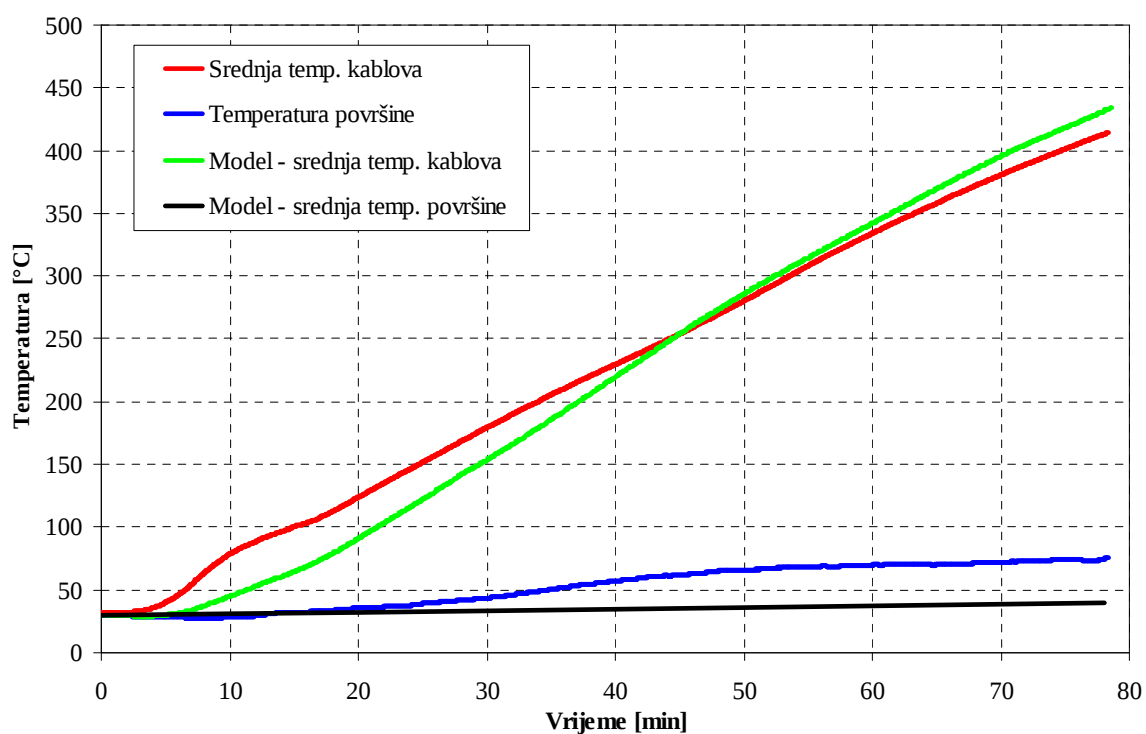
8.5. Utjecaj dodatnog progiba od nejednolikog zagrijavanja elementa na rezultate numeričke studije

U 1., 2., 4. i 5. primjeru dolazi do uniformnog zagrijavanja gornje i donje pojasnice čeličnog elementa. Stoga se tijekom eksperimenta ne javlja dodatni progib od nejednolikog zagrijavanja. Međutim, u 3. primjeru se događa nejednoliko zagrijavanje čeličnog elementa zbog prisutnosti betonske ploče na njegovoj gornjoj pojasnici. Zbog postojanja betonske ploče ne dolazi do uniformnog zagrijavanja poprečnog presjeka elementa, pa se gornja pojasnica sporije zagrijava. Kao posljedica svega navedenog, progib od nejednolikog zagrijavanja elementa je vrlo značajan, što je jasno uočljivo na grafikonu 7.19. kad se on uzima u obzir pri proračunu. Na grafikonu 8.5. je prikazana razlika u temperaturi između gornje i donje pojasnice elementa u 3. primjeru.



Grafikon 8.5. Srednja temperatura u gornjoj i donjoj pojasnici elementa – 3. primjer

Značajan doprinos nejednolikog zagrijavanja u deformiranju elementa je prisutan i u 6. primjeru, gdje zbog zagrijavanja isključivo donje površine betonske ploče te male vrijednosti koeficijenta toplinske provodljivosti betona - gornji dio ploče ne doživljava značajan prirast temperature. Na grafikonu 8.6. je prikazana razlika u temperaturi između gornje i donje površine ploče u 6. primjeru.



Grafikon 8.6. Srednja temperatura u nategama i na površini ploče – 6. primjer

8.6. Utjecaj povećavanja gustoće mreže konačnih elemenata na rezultate numeričke studije

Primjenom različite gustoće mreže konačnih elemenata u numeričkom modeliranju, razmatrajući primjere 1-6, može se zaključiti da korištenje relativno guste mreže konačnih elemenata značajnije ne utječe na rezultate predviđanja progiba elementa, kao i na rezultate predviđanja temperatura u elementu. Međutim, za 1., 2., 4. i 5. primjer, u kojima su elementi djelomično zagrijavani, primijećena su preciznija temperaturna predviđanja u točkama elemenata koji su smješteni blizu ruba peći, što je uočljivo na grafikonima 7.5., 7.10., 7.21. i 7.26. Rezultati numeričke studije prikazane u sedmom poglavlju ovog doktorskog rada upućuju na činjenicu kako za dobivanje dovoljno preciznog predviđanja temperature i

progiba elementa nije potrebna velika gustoća mreže konačnih elemenata (grafikoni 7.7., 7.12., 7.18., 7.23., 7.28. i 7.36.).

8.7. Utjecaj dodatnih deformacija u materijalu pri djelovanju visokih temperatura na rezultate numeričke studije

Na grafikonima 7.6. i 7.11. (1. i 2. primjer) vidljivo je pogrešno predviđanje progiba elementa ukoliko se puzanje čelika ne uzme u obzir. Navedena činjenica je očita u 1. primjeru, gdje je element dulje od 60 minuta bio izložen temperaturama višim od 400°C (grafikoni 7.4. i 7.5.). Također je uočljivo da se korištenjem krivulja naprezanje-deformacija prema [E.2], koje implicitno uzimaju u obzir puzanje čelika pri visokim temperaturama, dobivaju pogrešna predviđanja progiba. U prvom se primjeru točnije predviđanje progiba elementa dobiva tek nakon što se krivulje naprezanje-deformacija modificiraju s proračunatom komponentom deformacije od puzanja pri visokim temperaturama, kako je i opisano u četvrtom poglavlju ovog rada. U drugom primjeru se modifikacijom krivulja naprezanje-deformacija dobivaju preciznija predviđanja progiba. Međutim, u navedenom primjeru čelični element je izložen temperaturama koje iznose preko 400°C u kratkom vremenskom periodu od 10 minuta (grafikoni 7.9. i 7.10.), što nije dovoljno dug vremenski period za dobivanje značajnijih vrijednosti deformacija od puzanja čelika. Također, u drugom su primjeru evidentna značajnija odstupanja progiba zbog toga što se puzanje čelika u čeličnom elementu, izloženom visokoj razini naprezanja u presjeku, javlja i pri temperaturama nižim od 400°C. Međutim, postojeći modeli puzanja daju značajnije vrijednosti deformacije od puzanja tek iznad 450°C, što je uzrok većih odstupanja između progiba dobivenih primjenom numeričkog modela i onih dobivenih eksperimentom. U oba se primjera proračunati progibi razlikuju ukoliko se primjenjuju različiti modeli puzanja čelika pri visokim temperaturama, što je vidljivo na grafikonima 7.8. i 7.13. Razlog leži u tome što se pojedini modeli puzanja aktiviraju pri različitim temperaturama. Modelom puzanja [H.2] proračun deformacije od puzanja započinje tek nakon doseganja temperature od 450°C, modelom puzanja [W.1] nakon 500°C te modelom [K.3] nakon 400°C.

U trećem se primjeru utjecaj puzanja javlja tek nakon 14-te minute numeričke simulacije (grafikoni 7.14.-7.16.), nakon što je većina poprečnog presjeka elementa

zagrijana na temperaturu iznad 450°C . U navedenom je primjeru uočljivo kako se uključivanjem puzanja čelika u proračun javlja ranije otkazivanje nosivosti elementa, što je vidljivo na grafikonu 7.17. Međutim, puzanje čelika neznatno utječe na progibe čeličnog elementa, poglavito zato što je element kratko izložen djelovanju temperatura viših od 400°C .

Ponašanje čeličnog elementa je u četvrtom primjeru slično kao i u drugom primjeru, gdje puzanje čelika nema dominantni utjecaj na progib elementa, jer su temperature u elementu koje prelaze vrijednost od 400°C dosegnute tek posljednjih 20 minuta provedenog eksperimenta (grafikoni 7.20. i 7.21.). Dodatni razlog zbog kojeg dolazi do odstupanja u predviđanju progiba korištenjem numeričkog modela jest utjecaj teorije 2. reda na povećanje unutrašnjih sila u elementu, s obzirom da je riječ o elementu koji je opterećen poprečnom i uzdužnom tlačnom silom (grafikon 7.22.). Preciznija predviđanja progiba korištenjem numeričkog modela dobivena su u petom primjeru gdje je element opterećen manjom uzdužnom tlačnom silom, pa je i utjecaj teorije 2. reda na dodatne unutrašnje sile u njemu manji. Nadalje, element je bio 60 minuta izložen temperaturama većim od 400°C (grafikoni 7.25. i 7.26.), pa je i utjecaj puzanja čelika značajniji u navedenom primjeru. Razmatrajući rezultate prikazane na grafikonima 7.24. i 7.29., može se primijetiti kako se progibi dobiveni primjenom različitih modela puzanja čelika razlikuju, a razlog navedenog odstupanja je prethodno objašnjen.

Na grafikonima 7.35.-7.37. (6. primjer) vidljivi su precizniji rezultati proračunatih progiba ploče, odnosno njene krutosti, u slučaju kad se puzanje betona i prolazna deformacija u betonu uzimaju u obzir. Međutim, u šestom primjeru progib od nejednolikog zagrijavanja ploče ima dominantan utjecaj na veličinu progiba. Razlog tomu su relativno niske vrijednosti naprezanja u ploči (naprezanja u presjeku ploče su manja od 20 MPa), zbog čega se ne javljaju značajne vrijednosti deformacija od puzanja i prolaznih deformacija. Dodatni razlog predstavlja i činjenica da je samo manji dio ploče bio pod utjecajem visokih temperatura (dio ploče do donjeg ruba šupljina), dok je ostatak ploče bio izložen nižim temperaturama zbog sporijeg prodora temperature u unutrašnjost ploče, koji je karakterističan za materijale s niskim vrijednostima koeficijenta toplinske provodljivosti.

9. ZAKLJUČCI I MOGUĆI PRAVCI DALJNJIH ISTRAŽIVANJA

U devetom poglavlju su izneseni zaključci na temelju provedenih eksperimentalnih istraživanja. Ujedno su izloženi zaključci koji su proizašli iz diskusije opisane u osmom poglavlju te preporuke za pravce daljnjih istraživanja.

9.1. Zaključci

U ovom doktorskom radu su provedena sljedeća istraživanja: eksperimentalna studija određivanja mehaničkih svojstava betona velikih čvrstoća pri visokim temperaturama, eksperimentalna studija ponašanja prednapetih šupljih betonskih ploča pri djelovanju visokih temperatura te numerička studija s ciljem prikaza mogućnosti razvijenog hibridnog numeričkog modela. Temeljem provedenih eksperimentalnih i numeričkih istraživanja doneseni su sljedeći zaključci:

a) Eksperimentalna studija određivanja mehaničkih svojstava betona velikih čvrstoća pri visokim temperaturama

- Razina smanjenja tlačne čvrstoće betonskih uzoraka ispitivanih u vrućem stanju i stanju neposredno nakon inicijalnog hlađenja uzorka na sobnu temperaturu jest zanemariva. Navedeno upućuje na zaključak da su mehanička svojstva analiziranog betona u trenutku kad je uzorak izložen maksimalnoj temperaturi i u trenutku neposredno nakon hlađenja uzorka - identična.
- Tlačna čvrstoća ispitanih betonskih uzoraka je nakon inicijalnog hlađenja u opadanju, i to s izrazitim trendom smanjenja, što može imati značajan utjecaj na sigurnost i nosivost konstrukcije nakon djelovanja požara.
- Suvremena europska regulativa za proračun armirano-betonskih i prednapetih betonskih konstrukcija [E.3], za potrebe inženjerskih proračuna daje samo vrijednosti tlačne čvrstoće betona u vrućem stanju. Navedeno nije na strani sigurnosti jer tlačna čvrstoća betona opada samim početkom procesa njegova hlađenja, te nastavlja opadati i u kasnijem vremenskom periodu.
- Dinamički i sekantni modul elastičnosti ispitanog betona približno su konstantni u vremenu nakon inicijalnog hlađenja betonskih uzoraka te ne pokazuju trend opadanja, kao što je to slučaj s tlačnom čvrstoćom.
- Krivulje naprezanje-deformacija dobivene u provedenoj studiji se uvelike razlikuju od krivulja izloženih u [E.3]. Naime, krivulje iz [E.3] implicitno uzimaju u obzir dodatne deformacije koje se javljaju pri zagrijavanju betona, što uzrokuje navedeno odstupanje.

b) Eksperimentalna studija ponašanja prednapetih šupljih betonskih ploča pri djelovanju visokih temperatura

- Analizom dobivenih rezultata istraživanja prednapete šuplje betonske ploče izložene djelovanju visokih temperatura u obliku ISO krivulje požara je utvrđeno kako je na kraju testiranja nastupilo otkazivanje nosivosti gubitkom savojnog kapaciteta ploče.
- Nakon požarnog testa su opažene posmične pukotine na krajevima ploče koje ne utječu na smanjenje njene savojne krutosti.
- Prilikom testiranja ploče je došlo do stvaranja uzdužne pukotine koja nema utjecaja na ukupnu savojnu krutost ploče.

- Provedenim eksperimentom je dobiven još jedan dokaz o dominantnom savojnom otkazivanju nosivosti prednapetih ploča pri izlaganju visokim temperaturama, ukoliko se ploče ispituju na realnom rasponu.

c) Numerička studija s ciljem prikaza mogućnosti razvijenog hibridnog numeričkog modela

- Razvijenim numeričkim modelom je moguće dovoljno precizno modelirati vremenski razvoj temperaturnog polja u čeličnim i betonskim elementima, kao i smanjenje krutosti elementa pri izlaganju visokim temperaturama. Pomoću implementiranog 3D modela provođenja topline, također je moguće modelirati razvoj temperaturnog polja u elementu, i to u slučaju lokalnog izlaganja visokim temperaturama.
- Razvijenim numeričkim modelom su obuhvaćeni svi utjecaji značajni za ponašanje čeličnih i betonskih elemenata pri izlaganju visokim temperaturama, i to sljedeći: povećanje progiba zbog dodatnih deformacija od puzanja čelika pri visokim temperaturama, povećanje progiba zbog dodatnih deformacija od puzanja betona i prolaznih deformacija te povećanje progiba zbog nejednolikog zagrijavanja po visini poprečnog presjeka elementa.
- U numerički model je implementiran novi implicitni postupak kojim se proračunava smanjena krutost elementa, u ovisnosti o proračunatim vrijednostima dodatnih deformacija u materijalu. Navedene deformacije se javljaju prilikom zagrijavanja čeličnih i betonskih elemenata pri djelovanju visokih temperatura. Postupak je baziran na modifikaciji osnovnih krivulja naprezanje-deformacija materijala, i to na način da se modifikiranjem krivulja dobiva duktilnije ponašanje materijala pri djelovanju visokih temperatura. Kao posljedica duktilnijih krivulja naprezanje-deformacija, dodatno se umanjuje krutost konstrukcije te na taj način dobivaju dodatni progibi. Navedeni progibi su produkt povećanja dodatnih deformacija koje se javljaju u materijalu.
- Analizom rezultata provedene numeričke studije dokazano je kako krivulje naprezanje-deformacija za čelik iz [E.2], koje implicitno uzimaju u obzir puzanje čelika pri djelovanju visokih temperatura, nisu dovoljno precizne za modeliranje ponašanja elemenata izloženih djelovanju temperatura od preko 400°C na duži vremenski period. U vremenskom periodu u kojem je čelični

element zagrijan na temperaturama iznad 400°C, razvijaju se značajne deformacije od puzanja koje nisu adekvatno uzete u obzir u krivuljama izloženim u [E.2]. Navedeni zaključak poglavito vrijedi u slučaju niskih vrijednosti naprezanja u čeličnom elementu, tj. u numeričkim primjerima br.1, br.4 i br.5.

- Usporedbom rezultata dobivenih primjenom razvijenog numeričkog modela s rezultatima iz različitih eksperimentalnih studija, može se zaključiti kako je numeričkim modelom moguće adekvatno simulirati ponašanje čeličnih elemenata klase poprečnog presjeka 1 i 2, u kojima ne dolazi do pojave bočno-torzijskog izvijanja, kao ni klasičnog izvijanja elementa savijanjem. Korištenjem razvijenog numeričkog modela također se mogu dobiti zadovoljavajući rezultati ukoliko se modelira ponašanje čeličnih elemenata izloženih djelovanju poprečne sile i niskim vrijednostima uzdužne sile.
- Poseban značaj numeričkog modela, s aspekta primjenjivosti i njegove vrijednosti za znanstvenu zajednicu, sadržan je u činjenici da su mogućnosti razvijenog numeričkog modela testirane na rezultatima stvarnih eksperimenata. Navedeno predstavlja ultimativnu potvrdu valjanosti svakog pojedinog numeričkog modela.

9.2. Mogući pravci daljnjih istraživanja

Buduća znanstvena istraživanja utemeljena na dobivenim rezultatima i spoznajama u okviru ovog doktorskog rada svakako bi trebalo usmjeriti na sljedeće:

- Eksperimentalna studija provedena na betonskim uzorcima nije dala odgovor o konačnom smanjenju tlačne čvrstoće betona, kao ni o njenom mogućem povratu. Daljnjim istraživanjima smanjenja tlačne čvrstoće, konkretnije u dužem vremenskom periodu nakon inicijalnog hlađenja uzorka, stekao bi se uvid u stvarno ponašanje betona od trenutka kad je zagrijan na maksimalnu temperaturu te u razdoblju nakon prestanka djelovanja požara.
- Eksperimentalna studija provedena na prednapetoj šupljoj betonskoj ploči je potvrdila pretpostavku o otkazivanju nosivosti ploče na savijanje pri djelovanju visokih temperatura, ukoliko se ispitivanje ploče vrši na realnom rasponu. Međutim, općeniti zaključak o otkazivanju nosivosti ploče na

savijanje pri djelovanju požara, na već spomenutom realnom rasponu, bio bi moguć tek kad bi se provela dodatna ispitivanja ploča.

- Modeliranje ponašanja prednapetih betonskih konstrukcija je provedeno isključivo putem jednog numeričkog primjera. Međutim, jedan primjer nije dovoljan kako bi se mogao donijeti zaključak o pouzdanosti numeričkog modela za veći spektar armirano-betonskih i prednapetih betonskih konstrukcija. Stoga, jedan od mogućih pravaca daljnjih istraživanja jest i testiranje numeričkog modela na većem broju eksperimenata vezanih za ponašanje armirano-betonskih i prednapetih betonskih konstrukcija pri djelovanju požara.
- Rezultati dobiveni primjenom razvijenog numeričkog modela su pokazali zadovoljavajuće poklapanje s rezultatima pojedinih eksperimenata. Međutim, kako bi se stekao uvid u nosivost konstrukcija pri djelovanju požara koje se sastoje od više elemenata, nužno je proširivanje mogućnosti numeričkog modela. Nove mogućnosti uključuju stvaranje modela koji bi uzimao u obzir geometrijsku nelinearnost konstrukcije, kao i utjecaj razvijenih temperatura u konstrukciji na stvaranje dodatnih unutrašnjih sila, ako je riječ o statički neodređenim konstrukcijama.

10. LITERATURA

- [A.1] Y. Anderberg, Properties of Materials at High Temperatures – Steel, RILEM Report, University of Lund, Sweden, 1983.
- [A.2] Y. Anderberg, Modeling Steel Behaviour, Fire Safety Journal, Vol. 13, 17-26, 1988.
- [A.3] A. Y. Elghazouli, B. A. Izzuddin, Response of idealised composite beam–slab systems under fire conditions, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 56, 199–224, 2000.
- [A.4] Y. Anderberg, S. Thelandersson, Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, Bulletin 54, Institute of technology Lund, Sweden, 1976.
- [A.5] ASTM, Standard methods of fire tests of building construction and materials (ASTM Standard E119-05), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA., 2005.
- [A.6] N. E. Andersen, D. H. Lauridsen, Technical Report X 52650 Part 2 – Hollow Core Concrete Slabs, Danish Institute of Fire Technology, Hvidovre, 1999.

- [B.1] I. Boko, Sigurnost čeličnih konstrukcija u slučaju djelovanja požara, Magistarski rad, Građevinski fakultet Sveučilišta u Splitu, Split, 2001.
- [B.2] I. Boko, Određivanje stupnja sigurnosti nosivih čeličnih konstrukcija izloženih djelovanju požara, Disertacija, Sveučilište u Splitu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Split, 2005.
- [B.3] I. Boko, V. Jović, B. Peroš, Safety of steel structures under the influence of fire loads, *International Journal for Engineering Modelling*, Vol. 15, No. 1-4, 11-20, 2002.
- [B.4] I. Boko, B. Peroš, Sigurnost čeličnih konstrukcija pri djelovanju požara, *Građevinar*, Vol. 54, No. 11, 643-656, 2002.
- [B.5] I. Boko, B. Peroš, Safety of steel structures under the influence of fire action, *CD Proceedings of the Response of Structures to Extreme Loading*, Toronto, August 03.-06. 2003., Elsevier, 2003.
- [B.6] I. Boko, B. Peroš, Fire Resistance of Steel Structures, *CD Proceedings of the Second International Conference on Steel & Composite Structures, ICSCS'04*, Seoul, September 02.-04. 2004., Techno-Press, 2004.
- [B.7] I. Boko, B. Peroš, N. Torić, Fire Resistance determination of Steel Structures, *Proceedings of Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Cape Town, September 10.-12. 2007., Rotterdam: Millpress, 2007.
- [B.8] I. Boko, B. Peroš, N. Torić, Pouzdanost čeličnih konstrukcija u požaru, *Građevinar*, Vol. 62, No. 5, 389-400, 2010.
- [B.9] I. Boko, B. Peroš, N. Torić, Pouzdanost čeličnih konstrukcija uslijed djelovanja realnog požara, *Zbornik radova trećeg internacionalnog naučno-stručnog skupa Građevinarstvo - nauka i praksa*, pp. 573-578, 15.-19. Veljača 2010. , Beograd:Publikum, 2010.
- [B.10] D. Bjegović, R. Planinc, I. Stipanović, Fire-resistant composite tunnel segments, *Tunnel Management International*, Vol. 5, No. 3; 42-46, 2002.
- [B.11] S. W. Banovic, C. N. McCowan, W. E. Luecke, *Physical Properties of Structural Steels*, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World

- Trade Center Disaster, NIST NCSTAR 1-3E, National Institute of Standards and Technology, 2005.
- [B.12] C. G. Bailey, W. S. Toh, Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures, *Fire Safety Journal*, Vol. 42, 425–436, 2007.
- [B.13] S. Bratina, B. Čas, M. Saje, I. Planinc, Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 42, 5715–5733, 2005.
- [B.14] Betonelement-Foreningen, Hollow Core Slabs and Fire – Documentation on Shear Capacity, Birch&Krogboe A/S, Copenhagen, 2005.
- [B.15] P. Bamonte, S. Cangiano, P. G. Gambarova, Thermal and Mechanical Characterization of a High-Performance Micro-Concrete, *Proceedings of the second fib Conference*, V.2, Naples (Italy), June 2006., 238-249, 2006.
- [B.16] M. J. H. Bangash, Concrete, Concrete structures, Numerical Modeling, Applications, Elsevier Applied Science, New York, 1989.
- [B.17] P. Bazant, J. C. Chern, Stress-induced Thermal and Shrinkage Strains in Concrete, *Journal of Engineering Mechanics – ASCE*, Vol. 113, No. 10, 1493–511, 1987.
- [B.18] A. H. Buchanan, Structural Design for Fire Safety, John Wiley & Sons Ltd, Chichester, 2001.
- [C.1] J. Cai, I. Burgess, R. Plank, A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions, *Engineering Structures*, Vol. 25, 817–833, 2003.
- [C.2] C. Castillo, A. J. Durani, Effect of transient high temperature on high-strength concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 1, 47–53, 1993.
- [C.3] B. Chen, C. Li, L. Chen, Experimental Study of Mechanical Properties of Normal-strength Concrete Exposed to High Temperatures at an Early Age, *Fire Safety Journal*, Vol. 44, 997–1002, 2009.
- [C.4] D. Capua, A. R. Mari, Nonlinear analysis of reinforced concrete cross-sections exposed to fire, *Fire Safety Journal*, Vol. 42, 139–149, 2007.

- [C.5] J. Chang, A. H. Buchanan, R. P. Dhakal, P. J. Moss, Hollow-core concrete slabs exposed to fire, *Fire and Materials*, Vol. 32, No. 6, 321–331, 2008.
- [C.6] G. K. Castle, The nature of various fire environments and the application of modern material approaches for fire protection of exterior structural steel. *Journal of Fire and Flammability*, Vol. 5, 203–222, 1974.
- [D.1] J. E. Dorn, Some Fundamental Experiments on High Temperature Creep, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 3, No. 2, 85–88, 1955.
- [D.2] U. Diederichs, Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instantionaren Temperaturen. In *Abschlusskolloquium Bauwerke unter Brandeinwirkung*, Technische Universitat, Braunschweig, 25–34, 1987.
- [D.3] M. B. Dwaikat, V. K. R. Kodur, A numerical approach for modeling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams, *Fire Safety Journal*, Vol. 43, 291–307, 2008.
- [D.4] M. B. Dwaikat, V. K. R. Kodur, Hydro thermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems, *Fire Safety Journal*, Vol. 44, 425–434, 2009.
- [D.5] J. C. Dotrepe, J. M. Fransen, Precast Hollow Core Slabs in Fire: Numerical Simulations and Experimental Tests, *The Third International Workshop Structures in Fire*, Ottawa, Canada, paper S5-1, 2004.
- [E.1] EN 1991-1-2, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: General Actions - Actions on structures exposed to fire, European Committee for Standardization, Brussels, 2002.
- [E.2] EN 1993-1-2, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- [E.3] EN 1992-1-2, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design, European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [E.4] EN 1994-1-2, Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

- [E.5] S. F. El-Fitiany, M. A. Youssef, Assessing the flexural and axial behaviour of reinforced concrete members at elevated temperatures using sectional analysis, *Fire Safety Journal*, Vol. 44, 691–703, 2009.
- [E.6] EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [F.1] J. M. Franssen, D. Talamona, J. Kruppa, L. G. Cajot, Stability of Steel Columns in Case of Fire: Experimental Evaluation. *Journal of Structural Engineering* Vol. 124, No. 2, 158–163, 1998.
- [F.2] Y. F. Fu, Y. L. Wong, C. S. Poon, C. A. Tang, Stress strain behaviour of high-strength concrete at elevated temperatures, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 57, No. 9, 535–544, 2005.
- [F.3] J. H. H. Fellingner, Shear and Anchorage Behaviour of Fire Exposed Hollow Core Slabs, DUP Science, Delft, Netherlands, 2004.
- [F.4] R. Feliceti, P. G. Gambarova, Expertise and Assessment of Materials and Structures After Fire, FIB bulletin 46: Fire Design of Concrete Structures – Structural Behaviour and Assessment, 63-114, 2008.
- [F.5] R. Feliceti, P. G. Gambarova, Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concrets, *ACI-Materials Journal*, Vol. 95, No. 4, 395-406, 1998.
- [G.1] J. I. Ghajel, M. B. Wong, Heat transfer model for unprotected steel members in a standard compartment fire with participating medium, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 6, 825-833, 2005.
- [G.2] J. I. Ghajel, M. B. Wong, Three-sided heating of I-beams in composite construction exposed to fire, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 6, 834-844, 2005.
- [G.3] J. Gales, L. A. Bisby, C. MacDougall, K. MacLean, Transient High-Temperature Stress Relaxation of Prestressing Tendons in Unbounded Construction, *Fire Safety Journal*, Vol. 44, No. 4, 570-579, 2009.
- [H.1] K. D. Hertz, Reinforcement Data for Fire Safety Design, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 56, No. 8, 453-459, 2004.

- [H.2] T. Z. Harmathy, A Comprehensive Creep Model, Journal of Basic Engineering, Vol. 89, No. 3, 496-502, 1967.
- [H.3] M. Husem, The Effects of High Temperature on Compressive and Flexural Strengths of Ordinary and High-performance Concrete, Fire Safety Journal, Vol. 41, 155-163, 2006.
- [H.4] I. Hager, P. Pimienta, Mechanical Properties of High Performance Concrete at High Temperature, Proceedings of the International Workshop on "Fire design of Concrete Structures: What now? What next?", 02.-03. December 2004. Milan, 95-100, 2004.
- [H.5] H. C. Hottel, Radiant Heat Transmission Third edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 1954.
- [H.6] T. Z. Harmathy, W. W. Stanzak, Elevated Temperature Tensile and Creep Properties of Some Structural and Prestressing Steels, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 464, 186-208, 1970.
- [H.7] HRN EN 12390-6, Ispitivanje očvrstlog betona – 6. dio: Vlačna čvrstoća cijepanjem uzoraka (EN 12390-6:2000), 2001.
- [H.8] T. Harada, J. Takeda, S. Yamane, F. Furumura, Strength, Elasticity and Thermal Properties of Concrete Subjected to Elevated Temperatures, ACI SP 34, Detroit (USA), 1972.
- [H.9] K. Hoffman, Introduction to Measurement using Strain Gages, Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstad, 1989.
- [I.1] ISO 834: 1975 Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction, International Organization for Standardization, Switzerland, 1975.
- [I.2] V. P. Isachenko, V. A. Osipova, A. S. Sukomel, Heat Transfer, Mir Publishers, Moscow, 1977.
- [J.1] V. Jović, Uvod u inženjersko numeričko modeliranje, Aquarius Engineering, Split, 1993.
- [K.1] B. R. Kirby, R. R. Preston, High Temperature Properties of Hot-Rolled, Structural Steels for Use in Fire Engineering Studies, Fire Safety Journal, Vol. 13, 27-37, 1988.

- [K.2] V. Kodur, M. Dwaikat, R. Fike, High-Temperature Properties of Steel for Fire Resistance Modeling of Structures, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 22, No. 5, 423-434, 2010.
- [K.3] V. K. R. Kodur, M. M. S. Dwaikat, Effect of High Temperature Creep on the Fire Response of Restrained Steel Beams, *Materials and Structures*, Vol. 43, No. 10, 1327-1341, 2010.
- [K.4] V. K. R. Kodur, M. M. S. Dwaikat, Response of Steel Beam-Columns Exposed to Fire, *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 2, 369-379, 2009.
- [K.5] B. Kirby, The Behaviour of Multi-Storey Steel Framed Buildings in Fires, a European Joint Research Program: U.K. British Steel Swinden Technology Centre, 1999.
- [K.6] V. K. R. Kodur, L. Phan, Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems, *Fire Safety Journal*, Vol. 42, 482–488, 2007.
- [K.7] A. Khennane, A. G. Baker, Uniaxial model for concrete under variable temperature and stress, *ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 119, 1507–1525, 1993.
- [K.8] G. A. Khoury, B. N. Grainger, P. J. E. Sullivan, Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37, No. 132, 131-144, 1985.
- [K.9] G. A. Khoury, Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 44, 291–309, 1992.
- [K.10] V. K. R. Kodur, M. Dwaikat, A numerical model for predicting the fire resistance of reinforced concrete beams, *Cement & Concrete Composites*, Vol. 30, 431–443, 2008.
- [K.11] G. A. Khoury, Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 2, No. 4, pp. 429–447, 2000.
- [L.1] T. C. H. Liu, M. K. Fahad, J. M. Davies, Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, No. 9, 1211-1230, 2002.

- [L.2] L. Song, B. A. Izzuddin, A. S. Elnashai, P. J. Dowling, An integrated adaptive environment for fire and explosion analysis of steel frames — Part I: analytical models, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 53, 63–85, 2000.
- [L.3] S. Lamont, A. S. Usmani, M. Gillie, Behaviour of a small composite steel frame structure in a “long-cool” and a “short-hot” fire, *Fire Safety Journal*, Vol. 39, 327–357, 2004.
- [L.4] T. T. Lie, *Structural Fire Protection, Manual 78*, Reston, Va.: American Society of Civil Engineers, 1992.
- [L.5] T. T. Lie, T. J., Rowe, T. D. Lin, *Residual Strength of Fire Exposed RC Columns Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete*, Detroit: American Concrete Institute, 153–174, 1986.
- [L.6] L. Li, J. A. Purkiss, Stress–strain Constitutive Equations of Concrete Material at Elevated Temperatures, *Fire Safety Journal*, Vol. 40, 669–686, 2005.
- [L.7] T. D. Lin, R. I. Zwiers, R. G. Burg, T. T. Lie, R. J. McGrath, *Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns*, Research and Development Bulletin RD101B, Portland Cement Association, 1992.
- [L.8] T. D. Lin, M. S. Abrams, *Fire Tests of Reinforced Concrete Beams*, PCA Research Report, 1981.
- [L.9] T. D. Lin, *Fire Tests of Beam-Column Frames Fulfilling Performance-Based Codes*, Technical Conference on Federal Building and Fire Safety Investigation of World Trade Center Disaster, National Institute of Standards and Technology September 13 – 15, 2000.
- [L.10] S. Lamont, A. S. Usmani, D. D. Drysdale, Heat transfer analysis of the composite slab in the Cardington frame fire tests, *Fire Safety Journal*, Vol. 36, 815–839, 2001.
- [L.11] R. W. Lewis, P. Nithiarasu, K. N. Seetharamu, *Fundamentals of the Finite Element Method for Heat and Fluid Flow*, John Wiley&Sons Ltd. West Sussex, England, 2005.
- [L.12] J. Y. R. Liew, W. F. Chen, H. Chen, Advanced Inelastic Analysis of Frame Structures, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 55, No. 1-3, 245–265, 2000.

- [M.1] H. L. Malhotra, Design of Fire-Resisting Structures, Surrey University Press, Glasgow, 1982.
- [M.2] J. K. Min, P. Moss, R. Dhakal, A. Buchanan, Modelling the Fire Resistance of Prestressed Concrete Floors Using Multi-Spring Connection Elements, Proceedings of the Sixth International Conference Structures in Fire, 02.-04. June, Michigan, 216-223, 2010.
- [M.3] A. Mihanović, P. Marović, J. Dvornik, Nelinearni proračuni armirano betonskih konstrukcija, DHGK, Zagreb, 1993.
- [N.1] C. V. Nielsen, C. J. Pearce, N. Bicanic, Theoretical Model of High Temperature Effects on Uniaxial Concrete Member Under Elastic Restraint, Magazine of Concrete research, Vol. 54, No. 4, 239-249, 2002.
- [N.2] I. Netinger, D. Bjegović, A. Mladenović, Fire Resistance of Steel Slag Aggregates Concrete, High Temperature Materials and Processes, Vol. 29, No. 1/2, 77-87, 2010.
- [N.3] I. Netinger, I. Kesegić, I. Guljaš, The effect of high temperatures on the mechanical properties of concrete made with different types of aggregates, Fire Safety Journal, Vol. 46, 425-430, 2011.
- [N.4] A. M. Neville, Properties of Concrete, Longman Scientific&Tehcnical, 1995.
- [O.1] T. Van Overbeek, A. Breunese, J. Gijsbers, K. Both, J. Maljaars, L. Noordijk, New Regulations for Hollow Core Slabs After Premature Partial Collapse, Proceedings of the Sixth International Conference Structures in Fire, 02.-04. June, Michigan, 141-148, 2010.
- [O.2] J. Outinen, O. Kaitila, P. Mäkeläinen, A Study for the Development of the Design of Steel Structures in Fire Conditions, Proceedings of the first International Workshop Structures in Fire, 19.-20. June, Copenhagen, 267-281, 2000.
- [P.1] B. Peroš, I. Boko, Calculation of temperature curves under the influence of actual fires in steel halls, Proceedings of the 3rd European Conference on Steel Structures, Coimbra, Portugal, September 19.-20. 2002., Lisboa, pp. 1345-1354, 2002.
- [P.2] Pravilnik o zaštiti od požara u skladištima, Narodne novine 93/08

- [P.3] Pravilnik o zaštiti od požara ugostiteljskih objekata, Narodne novine 100/99
- [P.4] Pravilnik o razvrstavanju građevina, građevinskih dijelova i prostora u kategoriji ugroženosti o požara, Narodne novine 62/94, 32/97
- [P.5] L. T. Phan, T. P. McAllister, L. J. Gross, Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings, NISTIR 7563, Draft version, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Building and Fire Research laboratory, 2009.
- [P.6] P. A. G. Piloto, P. M. M. Vila Real, Lateral torsional buckling of steel I-beams in case of fire — experimental evaluation, Proceedings of the first international workshop on structures in fire, pp. 95–105, 2000.
- [P.7] J. A. Purkiss, Fire Safety Engineering Design of Structures Second edition, Butterworth-Heinemann, Velika Britanija, 2007.
- [P.8] L. T. Phan, N. J. Carino, Code Provisions for High Strength Concrete Strength – Temperature Relationship at Elevated Temperatures, Materials and Structures, Vol. 36., 91-98, 2003.
- [P.9] J. S. Prezeminiecki, Theory of Matrix Structural Analysis, McGraw-Hill, New York, 1968.
- [P.10] L.-Y. Li, J. A. Purkiss, Stress-strain constitutive equations of concrete at elevated temperatures, Fire Safety Journal, Vol. 40, 669–686, 2005.
- [R.1] J. Radnić, A. Harapin: Model dimenzioniranja kompozitnih poprečnih presjeka opterećenih na savijanje, Građevinar, Vol. 7, No. 45, 379-389, 1993.
- [R.2] P. M. M. Vila Real, N. Lopes, L. Simões da Silva, J. M. Franssen, Lateral-torsional buckling of unrestrained steel beams under fire conditions: improvement of EC3 proposal, Computers and Structures, Vol. 82, No. 20-21, 1737-1744, 2004.
- [R.3] J. N. Reddy, D. K. Gartling, The Finite Element Method in Heat Transfer and Fluid Dynamics Second edition, CRC Press Florida, USA, 2001.
- [R.4] J. Radnić, A. Harapin, R. Markić, Ispitivanja utjecaja spona na nosivost betonskih greda pri tlačnom slomu, Građevinar, Vol. 59, Br. 9, 789-795, 2007.

- [R.5] RILEM 129-MHT Test Method, Compressive Strength for Service and Accidental Conditions, Materials and structures, Vol. 28, 410-414, 1995.
- [R.6] RILEM 129-MHT Test Method, Modulus of Elasticity for Service and Accident Conditions, Materials and structures, Vol. 37, 139-144, 2004.
- [R.7] P. P. L. Regtien, Measurement Science for Engineering, Kogan Page Science, London, 2004.
- [S.1] M. Sarraj, I. W. Burgess, J. B. Davison, R. J. Plank, Finite element modelling of steel fin plate connections in fire, Fire Safety Journal, Vol. 42, 408–415, 2007.
- [S.2] S. Foster, M. Chladná, C. Hsieh, I. Burgess, R. Plank, Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire, Fire Safety Journal, Vol. 42, No. 3, 183-199, 2007.
- [S.3] U. Schneider, Concrete at high temperatures – a general review, Fire Safety Journal, Vol. 13, 55–68, 1988.
- [S.4] U. Schneider, Modeling of concrete behaviour at high temperature. In: R. D. Anchor, H. L. Malhotra, J. A. Purkiss, editors. Design of structures against fire. New York: Elsevier, 53–69, 1986.
- [S.5] E. Sterner, U. Wickström, TASEF-Temperature analysis of Structures Exposed to Fire, Swedish National Testing Institute, 1990.
- [S.6] R. Siegel, J. Howell, Thermal Radiation Heat Transfer, McGraw-Hill Book Company, New York, 1972.
- [S.7] E. J. Sapountzakis, V. G. Mokos, 3-D Beam Element of Composite Cross Section Including Warping and Shear Deformation Effects, Computers and Structures, Vol. 85, No. 1-2, 102-116, 2007.
- [S.8] L. Song, B. A. Izzuddin, A. S. Elnashai, P. J. Dowling, An integrated adaptive environment for fire and explosion analysis of steel frames — Part I: analytical models, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 53, 63–85, 2000.
- [T.1] N. Torić, B. Peroš, I. Boko, Reliability of Steel Structures Under Fire Conditions, Proceedings of the Sixth International Seminar on Fire and

- Explosion Hazards, pp. 891-901, Leeds, April 11.-16. 2010., Leeds: Research Publishing, 2010.
- [T.2] N. Torić, B. Peroš, A. Harapin, I. Boko, Numerical Model for Predicting the Behaviour of Structures Under Fire, Proceedings of the Sixth International Conference on Advanced Computational Engineering and Experimenting, Vilamoura, July 03.-06. 2011., paper ACEX132.1, 2011.
- [T.3] N. Torić, I. Boko, B. Peroš, Smanjenje mehaničkih svojstava betona velike čvrstoće nakon požara, Građevinar, Vol. 63, No. 12, 1033-1041, 2011.
- [T.4] N. Torić, M. Jelčić-Rukavina, D. Bjegović, B. Peroš, Short term reduction of mechanical properties of high strength concrete after cooling to ambient temperature, Second International RILEM workshop on concrete spalling due to fire exposure, pp. 173-180, 05.-07. October 2011. , Delft Netherlands
- [T.5] B. Trogrlić, A. Mihanović, The Comparative Body Model in Material and Geometric Nonlinear Analysis of Space R/C frames, Engineering Computations, Vol. 25, No. 2, 155-171, 2008.
- [T.6] B. Trogrlić, A. Harapin, A. Mihanović, The Null Configuration Model in limit load analysis of steel space frames, Materialwissenschaft und Werkstofftechnik, Vol. 42, No. 5, 417–428, 2011.
- [T.7] N. Torić, A. Harapin, I. Boko, Numerički model ponašanja konstrukcija uslijed požara, Građevinar, Vol. 64, No. 01, 1-13, 2012.
- [T.8] M. J. Terro, Numerical Modeling of the Behavior of Concrete Structures in Fire. ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 2, 183–193, 1998.
- [V.1] P. M. M. Vila Real, N. Lopes, L. Simoes da Silva, P. Piloto, J. M. Franssen, Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire - comparisons with Eurocode 3, Fire Safety Journal, Vol. 39, 23–39, 2004.
- [W.1] G. Williams-Leir, Creep of Structural Steel in Fire: Analytical Expressions, Fire and Materials, Vol. 7, No. 2, 73-78, 1983.
- [W.2] D. E. Wainman, B. R. Kirby, Compendium of UK Standard Fire Test Data: Unprotected Structural Steel – 1 & 2, British Steel Corporation, 1988.

- [W.3] B. Wu, J. Z. Lu, A numerical study of the behaviour of restrained RC beams at elevated temperatures, *Fire Safety Journal*, Vol. 44, 522–531, 2009.
- [W.4] G. Wozniak, M. Lukomski, A. Borowy, The Determination of the Fire Resistance of Prestressed Hollow Core Concrete Slabs, *Proceedings of the International Conference Concrete for Fire Engineering*, Dundee, Scotland, 291-302, 2008.
- [X.1] J. Xiao, M. Xie, C. Zhang, Residual Compressive Behaviour of Pre-heated High-performance Concrete with Blast-furnace-slag, *Fire Safety Journal*, Vol.41, No. 2, 91-98, 2006.
- [X.2] Y. Xu, B. Wu, Fire resistance of reinforced concrete columns with L-, T-, and +- shaped cross-sections, *Fire Safety Journal*, Vol. 44, 869–880, 2009.
- [X.3] J. Xiao, G. Konig, Study on Concrete at High Temperature in China an Overview, *Fire Safety Journal*, Vol. 39, 89–103, 2004.
- [Y.1] K. C. Yang, S. J. Chen, C. C. Lin, H. H. Lee, Experimental study on local buckling of fire-resisting steel columns under fire load, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 5, 553-565, 2005.
- [Y.2] M. A. Youssef, M. Moftah, General stress–strain relationship for concrete at elevated temperatures, *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 10, 2618-2634, 2007.
- [Y.3] Y. B. Yang, S. R. Kuo, Y. S., Wu, Incrementally small-deformation theory for nonlinear analysis of structural frames, *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 6, 783-798, 2002.
- [Z.1] Zakon o zaštiti od požara, *Narodne novine* 92/10
- [Z.2] Zakon o prostornom uređenju i gradnji, *Narodne novine* 76/07, 38/09, 55/11, 90/11

Životopis

Neno Torić, dipl. ing. građ. rođen je 05. ožujka, 1983. godine u Šibeniku. Osnovnu školu i srednju Tehničku školu završio je u Šibeniku. Akademske godine 2001./2002. upisao je Građevinski fakultet Sveučilišta u Splitu na kojem je diplomirao 30. ožujka 2006. godine s temom: "Analiza optimalnog rješenja konstrukcije čeličnog stupa za antene pokretnih komunikacija (GSM mreže)" pod mentorstvom prof. dr. sc. Bernardina Peroša. Za diplomski rad dobiva međunarodnu nagradu tvrtke Trimo "Trimo Research Awards" 2007. godine.

Akademske godine 2007./2008. upisao je poslijediplomski doktorski studij na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Sveučilišta u Splitu iz znanstvenog područja Tehničkih znanosti, znanstveno polje Građevinarstvo, znanstvena grana Nosive konstrukcije.

Od 11. prosinca 2006. godine zaposlen je na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Sveučilišta u Splitu kao znanstveni novak, pri Katedri za metalne i drvene konstrukcije. U radu na fakultetu sudjeluje u nastavnoj djelatnosti kao asistent iz predmeta Osnove drvenih konstrukcija i Osnove metalnih konstrukcija na preddiplomskom sveučilišnom studiju građevinarstva, Metalne konstrukcije i Drvene konstrukcije na stručnom studiju građevinarstva te iz predmeta Metalne konstrukcije 1, Metalne konstrukcije 2 i Pouzdanost konstrukcija na diplomskom sveučilišnom studiju građevinarstva.

U proteklom periodu objavio je u koautorstvu deset znanstvenih članaka u časopisima i zbornicima znanstvenih skupova u zemlji i inozemstvu.