

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Blaž Čermelj

Odziv jeklenih stavb na požarne vplive

Diplomska naloga št.: 3026

Mentor:
prof. dr. Darko Beg

Ljubljana, 9. 9. 2008

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **BLAŽ ČERMELJ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»ODZIV JEKLENIH STAVB NA POŽARNE VPLIVE«.

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

Ljubljana, 1.09.2008

(podpis)

ZAHVALA

Za pomoč pri vodenju, usmerjanju ter nenazadnje izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Darku Begu.

Iskrena zahvala gre tudi sodelavcem Katedre za metalne konstrukcije, še posebno Franciju Sinurju, Primožu Možetu in Niku Kristaniču, ki so mi s svojim znanjem in izkušnjami požrtvovalno pomagali pri izdelavi naloge.

Zahvalil bi se tudi svoji družini, ki me je podpirala skozi vsa leta dosedanjega študija.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.014.2:614.84:(043.2)
Avtor:	Blaž Čermelj
Mentor:	prof. dr. Darko Beg
Naslov:	Odziv jeklenih stavb na požarne vplive
Obseg in oprema:	94 str., 16 pregl., 100 sl., 7 en.
Ključne besede:	Jeklene konstrukcije, požarna analiza, požarna odpornost, napredne računske metode

Izвлеček

V diplomski nalogi je predstavljen postopek požarne analize jeklenih stavb z naprednimi računskimi metodami v skladu z zahtevami Evrokod standardov. Poleg požarne analize jeklene konstrukcije je obravnavan tudi primer sovprežnega stropu. Predstavljeni so splošni principi in postopki ter ideja požarne analize stavb. Skladno z idejo napredne požarne analize, sta bila uporabljena napredni požarni in računski model.

Z uporabo naprednih računskih metod je mogoče bolj realno in zanesljivo določiti obnašanje stavb v primeru požara, kot z uporabo doslej uveljavljenih metod, ki so v analizo vključevale uporabo standardnih temperaturnih krivulj. Z upoštevanjem dejanskih karakteristik požarnega sektorja, požara in aktivnih protipožarnih ukrepov, ki so nameščeni v stavbi, je takšna analiza mogoča.

Za napredni računski požarni model je uporabljen program OZone V2.2, s katerim je določena temperatura plinov v izbranem požarnem sektorju ter temperatura elementov jeklene konstrukcije. Abaqus 6.7 predstavlja napredni računski model, s katerim je bila izvedena mehanska analiza konstrukcij za projektno požarno obtežno stanje.

Požarna analiza je bila izvedena za posamezne nosilne elemente (nosilec) in konstrukcijske sklope (pomičen okvir, strešno povezje, sovprežni strop). Za vsak posamezen primer so predstavljeni rezultati mehanske in požarne analize, ki v glavnem predstavljajo deformacije in čase mehanske odpornosti na požar.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.014.2:614.84:(043.2)
Author: Blaž Čermelj
Supervisor: prof. dr. Darko Beg
Title: Response of steel structures to fire actions
Notes: 94 p., 16 tab., 100 fig., 7 eq.
Key words: Steel construction, fire analysis, fire resistance, advanced numerical methods, temperature curves

Abstract

The degree represents procedure of fire analysis of steel buildings with advanced methods regarding Eurocode standards. Beside fire analyse of steel construction analyse of composite plate is also introduced. Introduction consists of basics, procedures and idea of fire analysis of buildings. Because entire work is based on advanced fire analysis, advanced fire models and advanced calculation models were used.

Fire analysis of buildings with advanced methods describes behaviour of structure in case of fire more realistic and accurate in comparison with well known methods that use standard temperature curves. Advanced fire analysis takes into account characteristics of fire sector, real fire characteristics and active fire fighting measures.

OZone V2.2 software was used as advanced fire model to calculate temperature of gases and steel structure in compartment. Abaqus 6.7 presents advanced calculation model which was used to calculate mechanical response of structure at elevated temperatures because of design fire load case.

Fire analysis were made for individual members (beam) and for subassemblies (frames in plane and space, composite slab). Results of mechanical and fire analysis as deformations and time of mechanical resistance are represented in each case.

KAZALO VSEBINE

KAZALO SLIK	XI
KAZALO TABEL	XV
SEZNAM UPORABLJENIH OZNAK	XVI
1 UVOD	1
2 SPLOŠNI PRINCIPI POŽARNE ANALIZE JEKLENIH IN SOVPREŽNIH KONSTRUKCIJ	3
2.1 OSNOVNE POSTAVKE ZA OCENO MEHANSKEGA ODZIVA JEKLENIH IN SOVPREŽNIH KONSTRUKCIJ	3
2.1.1 Izbira požarnega in mehanskega računskega modela	3
2.1.2 Možni pristopi k snovanju računskega modela konstrukcije	4
2.2 MEHANSKA OBTEŽBA ZA PROJEKTNO POŽARNO NEZGODNO OBTEŽNO STANJE.....	6
2.3 MEHANSKE LASTNOSTI JEKLA IN BETONA V JEKLENIH IN SOVPREŽNIH KONSTRUKCIJAH PRI POVIŠANIH TEMPERATURAH	7
2.3.1 Trdnostne in deformacijske lastnosti jekla pri povišanih temperaturah.....	8
2.3.2 Trdnostne in deformacijske lastnosti betona pri povišanih temperaturah.....	10
2.4 TOPLOTNE LASTNOSTI JEKLA IN BETONA V JEKLENIH IN SOVPREŽNIH KONSTRUKCIJAH PRI POVIŠANIH TEMPERATURAH	12
2.4.1 Toplotni raztezek	12
2.4.2 Specifična toplota	13
2.4.3 Toplotna prevodnost.....	15
2.4.4 Gostota	16
3 POŽARNA ANALIZA JEKLENIH KONSTRUKCIJ	19
3.1 MEHANSKI MATERIALNI MODEL ZA JEKLO	19
3.2 PRIMER JEKLENEGA KONTINUIRNEGA NOSILCA PREKO DVEH POLJ	22
3.2.1 Obremenitev nosilca z mehansko obtežbo	23
3.2.2 Obremenitev nosilca z mehansko in temperaturno obtežbo.....	24
3.3 POŽARNA ANALIZA JEKLENE VEČNAMENSKE ŠPORTNE DVORANE	27
3.3.1 Opis nosilne konstrukcije.....	27
3.3.2 Kontrola MSN in MSU za pomični okvir	29
3.3.3 Kontrola nosilnosti za strešno povezje	36
3.3.4 Potresna analiza pomičnega okvira	39
3.3.5 Požarna analiza jeklene nosilne konstrukcije.....	44
3.3.5.1 Določitev razvoja temperatur s programom OZone V2.2	47
3.3.5.1.1 Požar po celotni dvorani	47
3.3.5.1.2 Lokaliziran požar na sredini dvorane	48

3.3.5.1.3	Lokaliziran požar v bližini stebra na tribuni	50
3.3.5.2	Požarna analiza s programom Abaqus	52
3.3.5.2.1	Odziv jeklenega okvira in strešnega povezja za požar po celotni dvorani	53
3.3.5.2.1.1	Osnovna varianta	53
3.3.5.2.1.2	Varianta 3	55
3.3.5.2.2	Odziv jeklenega okvira in strešnega povezja na lokaliziran požar	57
3.3.5.2.2.1	Požar na sredini dvorane	57
3.3.5.2.2.2	Požar v bližini stebra na tribuni	62
4	POŽARNA ANALIZA SOVPREŽNIH STROPNIH KONSTRUKCIJ.....	67
4.1	MEHANSKI MATERIALNI MODEL ZA BETON	67
4.2	PRIMER ARMIRANO BETOSKEGA PROSTOLEŽEČEGA NOSILCA	73
4.2.1	<i>Obremenitev nosilca z mehansko obtežbo.....</i>	<i>73</i>
4.2.2	<i>Obremenitev nosilca z mehansko in temperaturno obtežbo.....</i>	<i>77</i>
4.3	POŽARNA ANALIZA SOVPREŽNEGA STROPA	83
4.3.1	<i>Opis problema.....</i>	<i>83</i>
4.3.2	<i>Kontrola nosilnosti sovprežne plošče</i>	<i>84</i>
4.3.3	<i>Požarna analiza sovprežne plošče</i>	<i>86</i>
5	ZAKLJUČEK IN SKLEPNE UGOTOVITVE.....	91
VIRI		93

KAZALO SLIK

SLIKA 1: RAZLIČNI PRISTOPI ZA MEHANSKI ODZIV KONSTRUKCIJ V POŽARU	5
SLIKA 2: MEHANSKE LASTNOSTI JEKLA V ODVISNOSTI OD TEMPERATURE	8
SLIKA 3: MEHANSKE LASTNOSTI BETONA NORMALNE TEŽE PRI POVIŠANI TEMPERATURI.....	10
SLIKA 4: PRIMERJAVA KOEFICIENTA TOPLOTNEGA RAZTEZKA ZA JEKLO IN BETON.....	13
SLIKA 5: SPREMINJANJE SPECIFIČNE TOPLOTE JEKLA S TEMPERATURO	14
SLIKA 6: SPREMINJANJE SPECIFIČNE TOPLOTE BETONA NORMALNE TEŽE S TEMPERATURO.....	15
SLIKA 7: SPREMINJANJE TOPLOTNE PREVODNOSTI JEKLA S TEMPERATURO.....	15
SLIKA 8: SPREMINJANJE TOPLOTNE PREVODNOSTI BETONA S TEMPERATURO.....	16
SLIKA 9: SPREMINJANJE GOSTOTE BETONA S TEMPERATURO MED POŽAROM	17
SLIKA 10: PLASTIČNE DEFORMACIJE JEKLA.....	19
SLIKA 11: DIAGRAMI $\sigma_{true} - \epsilon_{ln}$ PRI POVIŠANIH TEMPERATURAH ZA JEKLO S 235	22
SLIKA 12: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE JEKLENEGA KONTINUIRNEGA NOSILCA	22
SLIKA 13: DVOVOZLIŠČNI LINIJSKI KONČNI ELEMENT UPORABLJEN V ANALIZI	23
SLIKA 14: MODEL KONTINUIRNEGA NOSILCA PREKO DVEH POLJ.....	23
SLIKA 15: NAPETOSTNO STANJE V ROBDEM VLAKNU VZDOLŽ NOSILCA	24
SLIKA 16: POTEK NAPETOSTI SE11 (LE11) PO PREREZU ZARADI OBREMENTITVE Z LINIJSKO OBTEŽBO	24
SLIKA 17: DIAGRAM S11(LE11) ZA ROBNO VLAKNO PREREZA NAD PODPORO B	25
SLIKA 18: DIAGRAM SM1 (UR1) ZA PREREZ NAD PODPORO TER V POLJU NOSILCA	26
SLIKA 19: PREHOD MED $\sigma - \epsilon$ DIAGRAMOMA ZA RAZLIČNI TEMPERATURI V ABAQUSU	26
SLIKA 20: NOSILNA KONSTRUKCIJA ŠPORTNE DVORANE HKC.....	27
SLIKA 21: JEKLENA KONSTRUKCIJA GLAVNEGA OKVIRA S PALIČNIM NOSILCEM V PREČNI SMERI. OZNAČENA JE POZICIJA STEBROV PRVOTNE ZASNOVE KONSTRUKCIJE, RAZPONA 30 M.....	28
SLIKA 22: TLOORIS DVORANE Z JEKLENO KONSTRUKCIJO STREHE	28
SLIKA 23: RAČUNSKI MODEL POMIČNEGA OKVIRJA V PROGRAMU SCIA ESA PT	29
SLIKA 24: LASTNA IN STALNA OBTEŽBA OKVIRJA	30
SLIKA 25: KORISTNA OBTEŽBA TRIBUN.....	31
SLIKA 26: OBTEŽBA SNEGA.....	31
SLIKA 27: OBTEŽBA VETRA.....	33
SLIKA 28: MOMENTI M_y [kNm]	34
SLIKA 29: OSNE SILE [kN]	34
SLIKA 30: PREČNE SILE V_z [kN].....	35
SLIKA 31: AKSONOMETRIJA POLOVICE OKVIRA S PRIKAZANIMI PROFILI	35
SLIKA 32: VODORAVNI POMIK u_x ZA MSU (4. OBTEŽNA KOMBINACIJA).....	36
SLIKA 33: NAVPIČNI POMIK u_z ZA MSU (3. OBTEŽNA KOMBINACIJA).....	36
SLIKA 34: RAČUNSKI MODEL POVEZJA	37

SLIKA 35: OBTEŽBA STREŠNEGA POVEZJA.....	38
SLIKA 36: VODORAVNI POMIK V RAVNINI POVEZJA δ_q [MM].....	38
SLIKA 37: POVES STREŠNE LEGE U_y [MM] ZA MSU.....	39
SLIKA 38: PRVA NIHAJNA OBLIKA POMIČNEGA OKVIRA V RAVNINI ZX	41
SLIKA 39: DRUGA NIHAJNA OBLIKA POMIČNEGA OKVIRA V RAVNINI ZX	41
SLIKA 40: ELASTIČNI ($q = 1.0$) TER PROJEKTNI SPEKTER POSPEŠKOV ZA $q = 1.5$	41
SLIKA 41: MOMENTI M_y [KNM].....	42
SLIKA 42: OSNE SILE [KN].....	42
SLIKA 43: PREČNE SILE V_z [KN]	42
SLIKA 44: MOMENTI M_y [KNM].....	43
SLIKA 45: OSNE SILE [KN].....	43
SLIKA 46: PREČNE SILE V_z [KN].....	43
SLIKA 47: VODORAVNI POMIK OKVIRA d_e [MM] ZA SEIZMIČNI DEL PROJEKTNE POTRESNE OBTEŽBE	44
SLIKA 48: PRIMERJAVA ČASOVNEGA RAZVOJA TEMPERATUR PLINOV V POŽARNEM SEKTORJU	48
SLIKA 49: RAZVOJ TEMPERATUR S ČASOM V JEKLENIH ELEMENTIH; LEVO: OSNOVNA VARIANTA, DESNO: VARIANTA 3.....	48
SLIKA 50: POVIŠANIM TEMPERATURAM IZPOSTAVLJENI ELEMENTI PALIČNEGA NOSILCA ZA LOKALIZIRAN POŽAR NA SREDINI DVORANE	49
SLIKA 51: PRIMERJAVA ČASOVNEGA RAZVOJA TEMPERATUR PLINOV ZA DVOURNI POŽAR	50
SLIKA 52: RAZVOJ TEMPERATUR S ČASOM V ELEMENTIH PALIČNEGA NOSILCA; LEVO: SITUACIJA S STREŠNIMI KUPOLAMI, DESNO: SITUACIJA BREZ STREŠNIH KUPOL	50
SLIKA 53: POVIŠANIM TEMPERATURAM IZPOSTAVLJENI ELEMENTI JEKLENEGA OKVIRA ZA LOKALIZIRAN POŽAR NA TRIBUNI OB STEBRU	51
SLIKA 54: PRIMERJAVA ČASOVNEGA RAZVOJA TEMPERATUR PLINOV ZA DVOURNI POŽAR	51
SLIKA 55: RAZVOJ TEMPERATUR S ČASOM V ELEMENTIH OKVIRJA	52
SLIKA 56: DEFORMIRANA OBLIKA OKVIRA ZA OSNOVNO VARIANTO POŽARA, $T = 47$ MIN	53
SLIKA 57: NAVPIČNI POMIK U_2 [MM] NA SREDINI PALIČNEGA NOSILCA	53
SLIKA 58: DEFORMIRANA OBLIKA POVEZJA ZA OSNOVNO VARIANTO POŽARA, $T = 51$ MIN.....	54
SLIKA 59: POMIK V RAVNINI POVEZJA U_2 [MM] NA SREDINI RAZPONA	54
SLIKA 60: DEFORMIRANA OBLIKA OKVIRA ZA 3. VARIANTO POLNO RAZVITEGA POŽARA, $T = 60$ MIN	55
SLIKA 61: NAVPIČNI POMIK U_2 [MM] NA SREDINI PALIČNEGA NOSILCA ZA OSNOVNO IN TRETJO VARIANTO	56
SLIKA 62: DEFORMIRANA OBLIKA POVEZJA ZA 3. VARIANTO POLNO RAZVITEGA POŽARA, $T = 63$ MIN	56
SLIKA 63: PRIMERJAVA POMIKA V RAVNINI POVEZJA U_2 [MM] NA SREDINI RAZPONA	57
SLIKA 64: DEFORMIRANA OBLIKA OKVIRA ZA SCENARIJ Z UPOŠTEVANJEM STREŠNIH KUPOL, $T = 22$ MIN	57
SLIKA 65: NAVPIČNI POMIK U_2 [MM] NA SREDINI PALIČNEGA NOSILCA	58
SLIKA 66: DEFORMIRANA OBLIKA POVEZJA ZA SCENARIJ Z UPOŠTEVANJEM STREŠNIH KUPOL, $T = 36$ MIN.....	58
SLIKA 67: POMIK V RAVNINI POVEZJA U_2 [MM] NA SREDINI RAZPONA	59

SLIKA 68: DEFORMIRANA OBLIKA OKVIRA ZA SCENARIJ BREZ UPOŠTEVANJA STREŠNIH KUPOL, T = 22 MIN	60
SLIKA 69: NAVPIČNI POMIK U2 [MM] NA SREDINI PALIČNEGA NOSILCA	60
SLIKA 70: DEFORMIRANA OBLIKA POVEZJA ZA SCENARIJ BREZ UPOŠTEVANJA STREŠNIH KUPOL, T = 31 MIN.....	61
SLIKA 71: PRIMERJAVA POMIKA V RAVNINI POVEZJA U2 [MM] NA SREDINI RAZPONA.....	61
SLIKA 72: DEFORMIRANA OBLIKA OKVIRA ZA SCENARIJ LOKALNEGA POŽARA NA TRIBUNI, T = 21 MIN	62
SLIKA 73: NAVPIČNI POMIK U2 [MM] DRUGEGA VOZLIŠČA SPODNJEGA PASU PALIČNEGA NOSILCA.....	62
SLIKA 74: DEFORMIRANA OBLIKA POVEZJA ZA SCENARIJ LOKALNEGA POŽARA NA TRIBUNI, T = 19 MIN	63
SLIKA 75: POMIK V RAVNINI POVEZJA U2 [MM] TRETJEGA VOZLIŠČA IZ LEVE STRANI SPODNJEGA PASU POVEZJA	63
SLIKA 76: SPREMINJANJE KOEFICIENTA $k_{c,t}(\theta)$ S TEMPERATURO BETONA	67
SLIKA 77: MATERIALNI DIAGRAM V ABAQUSU ZA BETON V ENOOSNEM NATEGU (LEVO) IN TLAKU (DESNO).....	68
SLIKA 78: DIAGRAMI $\sigma - \varepsilon$ PRI POVIŠANIH TEMPERATURAH ZA BETON C 25/30	72
SLIKA 79: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE AB NOSILCA	73
SLIKA 80: KONSTANTNA PORAZDELITEV NAPETOSTI	74
SLIKA 81: ŠTIRIVOZLIŠČNI LUPINASTI KONČNI ELEMENT UPORABLJEN V ANALIZI	75
SLIKA 82: ARMIRANO BETONSKI PROSTOLEŽEČI NOSILEC	75
SLIKA 83: ODZIV SILA-POMIK AB NOSILCA V PROGRAMU ABAQUS	75
SLIKA 84: PLASTIČNI DEFORMACIJI PREREZA NA SREDINI NOSILCA	76
SLIKA 85: GLAVNA NAPETOST IN NJEJ PRIPADAJOČA DEFORMACIJA PREREZA NA SREDINI NOSILCA	77
SLIKA 86: A) TEMPERATURA PLINOV V PROSTORU, B) POTEK TEMPERATURE PO PREREZU NOSILCA PRI IZBRANIH ČASIH.....	79
SLIKA 87: A) POMIK U3 NA SREDINI NOSILCA ZARADI KONCENTRIRANE SILE P', B) POMIK U3 ZARADI HKRATNE DELUJOČE MEHANSKE IN TEMPERATURNE OBTEŽBE	80
SLIKA 88: POTEK AMPLITUDE TEMPERATURE S ČASOM NA MESTU ARMATURE IZRAČUNAN V ABAQUSU	81
SLIKA 89: POTEK NAPETOSTI V ENI ARMATURNI PALICI ZA OBA OBTEŽNA KORAKA V ODVISNOSTI OD A) DEFORMACIJE B) TEMPERATURE V ARMATURI	81
SLIKA 90: A) POTEK NAPETOSTI IN B) DEFORMACIJE BETONA ZA OBA OBTEŽNA KORAKA	82
SLIKA 91: TLOORIS SOVPREŽNE PLOŠČE Z DIMENZIAMI RASTRA PRIMARNIH JEKLENIH NOSILCEV	84
SLIKA 92: SOVPREŽNI STROP (BETONSKA PLOŠČA S SEKUNDARNIMI JEKLENIMI NOSILCI).....	84
SLIKA 93: RAČUNSKI MODEL SOVPREŽNE PLOŠČE V ABAQUSU	85
SLIKA 94: LEVO: FAKTOR MEJNE OBTEŽBE, DESNO: NAVPIČNI POMIK ZA MSN.....	85
SLIKA 95: DEFORMACIJSKA OBLIKA SOVPREŽNEGA STROPU PRI OBTEŽBI ZA MSN.....	86
SLIKA 96: RAZVOJ TEMPERATUR PLINOV V PROSTORU IN TEMPERATUR JEKLENEGA NOSILCA IZ OZONA	87
SLIKA 97: RAZVOJ TEMPERATUR V 9 EKVIDISTANČNIH RAČUNSKIH TOČKAH PO DEBELINI BETONSKE PLOŠČE DOLOČEN V ABAQUSU	87
SLIKA 98: DEFORMACIJSKA OBLIKA SOVPREŽNEGA STROPA ZA POŽARNO OBTEŽNO STANJE PRI ČASU T = 12.2 MIN	88
SLIKA 99: NAVPIČNI POMIHI SREDNJEGA NOSILCA NA SREDINI RAZPONA ZA ANALIZO BREZ UPOŠTEVANJA TOPLOTNEGA RAZTEZKA MATERIALOV ZA POŽARNO OBTEŽNO STANJE	88

SLIKA 100: NAVPIČNI POMIK U3 TOČK NA SREDINI RAZPONA SEKUNDARNIH NOSILCEV Z UPOŠTEVANJEM TOPLOTNEGA RAZTEZKA MATERIALOV ZA POŽARNO OBTEŽNO STANJE.....	89
---	----

KAZALO TABEL

TABELA 1: DOMENA UPORABNOSTI RAČUNSKIH MODELOV Z UPORABO NARAVNIH POŽARNIH MODELOV	5
TABELA 2: ZVEZE MED PRAVIMI NAPETOSTMI IN LOGARITMIČNIMI DEFORMACIJAMI PRI RAZLIČNIH TEMPERATURAH ZA JEKLO S 235	21
TABELA 3: UPOŠTEVANI ELEMENTI TER NJIHOVE VREDNOSTI TEŽE ZA DOLOČITEV STALNE OBTEŽBE.....	30
TABELA 4: VREDNOSTI VETRNEGA PRITISKA NA VERTIKALNO PRIVETERNO STENO D IN VERTIKALNO ZAVETERNO STENO E.....	32
TABELA 5: VREDNOSTI VETRNEGA PRITISKA NA OBMOČJA POVRŠINE STREHE	33
TABELA 6: VREDNOSTI NOTRANJEGA PRITISKA.....	33
TABELA 7: KOMBINACIJE OBTEŽB ZA MEJNA PROJEKTNNA STANJA.....	34
TABELA 8: PARAMETRI ZA TLA TIPA B.....	39
TABELA 9: KOMBINACIJI ZA POTRESNO PROJEKTNNO STANJE	39
TABELA 10: DELNI (PARCIALNI) FAKTORJI ψ ZA STAVBE	40
TABELA 11: KOMBINACIJE OBTEŽBE ZA POŽARNO PROJEKTNNO STANJE	46
TABELA 12: PREGLED PO OPRAVLJENIH CENARIJIH POŽARNIH ANALIZ.....	46
TABELA 13: REZULTATI ANALIZIRANIH POŽARNIH SCENARIJEV.....	64
TABELA 14: ZVEZE MED NAPETOSTMI IN DEFORMACIJAMI PRI RAZLIČNIH TEMPERATURAH ZA BETON C 25/30 V TLAKU	70
TABELA 15: ZVEZE MED NAPETOSTMI IN DEFORMACIJAMI PRI RAZLIČNIH TEMPERATURAH ZA BETON C 25/30 V NATEGU	71
TABELA 16: PRIMERJAVA VREDNOSTI ZA VIŠINO TLAČENE CONE BETONSKEGA PREREZA	77

SEZNAM UPORABLJENIH OZNAK

Postavka	Oznaka
Teorija drugega reda	TDR
Končni elementi	KE
Mejno stanje nosilnosti	MSN
Mejno stanje uporabnosti	MSU

1 Uvod

V diplomskem delu je predstavljen potek požarne analize jeklenih stavb z naprednimi računskimi metodami. Predstavljeni so konkretnimi primeri. Cilj požarne analize je določitev mehanskega odziva konstrukcije na projektno požarno obtežno stanje, ki vključuje mehansko in temperaturno obtežbo. Mehanski odziv je zelo odvisen od materiala, iz katerega je zgrajena konstrukcija. Jeklo izkazuje reverzibilno obnašanje, kar pomeni, da z ohlajanjem na sobno temperaturo zopet pridobi trdnostne in deformacijske lastnosti enake tistim pred segrevanjem. Izrazito nereverzibilno obnašanje pa je značilno za konstrukcije iz betona. V splošnem lahko odziv konstrukcije na požar povzamemo z naslednjimi koraki:

- povišana temperatura elementov konstrukcije oz. t.i. temperaturni odziv, povzročen s požarom;
- segreti elementi konstrukcije se deformirajo v skladu s koeficientom temperaturnega raztezka;
- obenem pomemben dvig temperature vodi v izrazito mehčanje materiala, nastopi torej izguba togosti in trdnosti konstrukcije, in kot posledica tega se na konstrukciji pojavijo dodatne deformacije;
- v nekaterih primerih je izguba togosti in trdnosti tako velika, da konstrukcija ni več sposobna prenašati podane obtežbe, posledično lahko nastopi porušitev konstrukcije.

V splošnem ni težko razumeti obnašanja konstrukcije, izpostavljene požaru. Za natančno predhodno določitev nivoja požarne odpornosti obravnavane konstrukcije je za inženirje zelo pomembno vnaprej predvideti scenarij požara. V praksi požarno odpornega projektiranja obstajata dva glavna načina s katerima analiziramo mehanski odziv konstrukcije oz. konstrukcijskega elementa izpostavljenega požaru.

- S požarnimi testi lahko vedno izvajamo analizo mehanskega odziva konstrukcije oz. konstrukcijskih elementov. Njihova izvedba zahteva veliko opreme, časa za izdelavo, izkušnje s praktičnim delom, ter nenazadnje veliko finančnih sredstev. Ne glede na to,

so testi bili in tudi ostajajo zanesljiv način preizkušanja ter vrednotenja rezultatov računskih analiz.

- Na drugi strani se za določitev obnašanja konstrukcij izpostavljenih požarnemu obtežnemu stanju vedno bolj uporabljajo računski modeli.

Slednjega načina se z uporabo naprednih računskih metod v analizi požarne odpornosti jeklenih stavb poslužujemo v pričujoči diplomski nalogi. V prvem delu naloge je predstavljena analiza za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti obstoječe športne dvorane v Domžalah. Sledi ji požarna analiza. V drugem delu pa so predstavljeni rezultati požarne analize sovprežnega stropa.

Z uporabo naprednih računskih metod je mogoč bolj realen pristop k analizi obnašanja konstrukcij v primeru požara. Gre za splošni postopek, imenovan tudi "Globalni koncept požarne varnosti"¹, v katerem je zajet vpliv dejanskih karakteristik požara in aktivnih protipožarnih ukrepov.

Omenjen pristop izpolnjuje zahteve Evrokodov. Uporaba naprednih računskih modelov (model za analizo toplotnega ter mehanskega odziva) je dovoljena v Evrokodu SIST EN 1990.

¹ Majkić, B. 2007. Požarna analiza jeklenih stavb z naprednimi metodami. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 1 f.

2 Splošni principi požarne analize jeklenih in sovprežnih konstrukcij

2.1 Osnovne postavke za oceno mehanskega odziva jeklenih in sovprežnih konstrukcij

Predmet analize so jeklene in sovprežne stropne konstrukcije iz jekla in betona. Za določitev njihovega mehanskega odziva na požarno obtežbo v skladu s pravili in principi Evrokoda moramo definirati naslednje korake:

- Snovanje računskega modela konstrukcije.
- Določitev vpliva merodajne mehanske obtežbe, kateri je podvržena konstrukcija v požarnem obtežnem stanju.
- Določitev ustreznih temperaturno odvisnih materialnih parametrov (mehanske ter toplotne lastnosti materiala) kot so: zveza napetost–deformacija, modul elastičnosti, meja tečenja pri povišanih temperaturah, temperaturni raztezek, itd.
- Na podlagi željene točnosti rezultatov (željena stopnja približanja dejanskemu stanju odziva konstrukcije) ter obenem točnosti upoštevane domene izbrane metode izberemo požarni ter mehanski računski model (računsko metodo) analize požarnega obtežnega stanja.

2.1.1 Izbira požarnega in mehanskega računskega modela

Kljub temu, da je obravnavan korak v prejšnji točki navedel kot zadnji v sosedju potrebnih korakov požarne analize, ga sedaj navajamo prvega, saj od izbrane računske metode zavisi celoten potek nadaljnjega pristopa k požarni analizi.

Na podlagi dostopnosti ustrezne računalniške strojne ter programske opreme ter nenazadnje možnosti dostopa do potrebnih materialnih podatkov (evrokod standardi) smo za metodo analize požarnega in mehanskega odziva materialov izbrali naslednja napredna računski modela:

- program OZone V2.2 za določitev razporeda temperatur (požarna analiza)
- program Abaqus 6.7 za mehansko analizo

Program OZone V2.2 je program za račun temperatur plinov v prostoru in temperatur v elementih jeklene konstrukcije (Natural Fire Safety Concept – v skladu s principi SIST EN 1992-1-2). Vključuje dvo in eno conske modele z možnim preklopom iz dvoconskega (lokaliziran požar) na enoconski model (polno razvit požar v prostoru) ob izpolnjevanju določenih pogojev.

Program Abaqus 6.7 je program za simulacijo mehanskega in toplotnega odziva materialov, ki temelji na metodi končnih elementov (MKE). Omogoča upoštevanje vseh mehanskih in toplotnih karakteristik materiala ter njihovo odvisnost s časom in temperaturo, vključno z možnostjo podajanja pravih delovnih diagramov uporabljenih materialov.

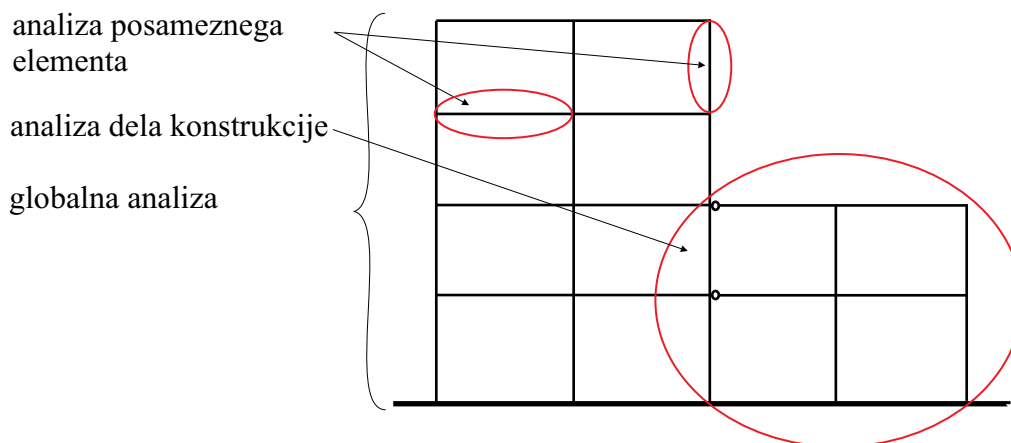
Analiza požarnega odziva poteka tako, da najprej v programu OZone, na podlagi parametrov, kot so: oblika in velikost požarnega sektorja, karakteristike površin, faktor odprtin, prezračevanje, namembnost prostora, aktivni protipožarni ukrepi in karakteristična požarna obtežba, določena v skladu z namembnostjo prostora, simuliramo naravni požar (določimo časovni potek temperatur plinov v prostoru in potek temperatur po jekleni konstrukciji). Rezultate nato v obliki tabelarično urejenih podatkov (temperatura, čas) prenesemo v program Abaqus, kjer izvedemo mehansko in temperaturno analizo obravnavanega modela konstrukcije.

2.1.2 Možni pristopi k snovanju računskega modela konstrukcije

Pri določitvi mehanskega odziva konstrukcije izpostavljene požarnemu vplivu se lahko poslužujemo sledečih treh pristopov:

- Analiza posameznega elementa, pri čemer je vsak element obravnavan povsem ločeno od ostalih elementov, interakcije z drugimi elementi na stikih nadomestimo z ustreznimi robnimi pogoji.

- Analiza dela konstrukcije, v kateri neposredno analiziramo izbrani del konstrukcije, pri tem pa z uporabo ustreznih robnih pogojev nadomestimo povezave z ostalim delom konstrukcije.
- Globalna analiza konstrukcije, v kateri za oceno mehanskega odziva sodeluje celotna konstrukcija.



Slika 1: Različni pristopi za mehanski odziv konstrukcij v požaru

Pomembno je poudariti, da lahko napredne računske modele za mehanski odziv v kombinaciji z naravnimi požarnimi modeli, v primerjavi s poenostavljenimi metodami, uporabimo pri vseh treh možnih pristopih analize ter za vse vrste konstrukcij (Tabela 1).

S to zavestjo izvajamo obravnavane analize. V analizi jeklene konstrukcije športne dvorane uporabimo koncept požarne analize cele konstrukcije, analiziramo prostorski odziv jeklenega pomičnega okvira ter strešno povezje, ki predstavlja bočno podpiranje tlačnega pasu paličnega nosilca. Enakega koncepta se poslužujemo pri analizi sovprežnega stropa. Od celotne plošče obravnavamo samo del, ki se nahaja nad obravnavanim požarnim sektorjem.

Tabela 1: Domena uporabnosti računskih modelov z uporabo naravnih požarnih modelov

Tip analize	Poenostavljeni računski modeli	Napredni računski modeli
Analiza elementa	da	da
Analiza dela konstrukcije	ne	da
Globalna analiza	ne	da

2.2 Mehanska obtežba za projektno požarno nezgodno obtežno stanje

Za požarno obtežno stanje v skladu s standardom SIST EN 1990; točka 6.4.3.3(2) upoštevamo sledečo kombinacijo za nezgodno projektno stanje

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva;

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva;

$Q_{k,j}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva;

$\psi_{1,1}$ faktor za pogosto vrednost spremenljivega vpliva;

$\psi_{2,1}$ faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

Priporočene vrednosti za ψ_1 in ψ_2 so podane v Tabeli A.1.1 standarda SIST EN 1990 in so določene v nacionalnem dodatku.

Tabela A.1.1: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe (Vir: SIST EN 1990)

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)			
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometne površine vozilo s težo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometne površine 30 kN < teža vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega na stavbah (glej EN 1991-1-3)*			
Finska, Islandija, Norveška, Švedska	0,7	0,5	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino nad 1.000 m	0,7	0,5	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1.000 m	0,5	0,2	0
Obtežba vetra na stavbah (glej EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Spremembe temperature (ne pri požaru) v stavbah (glej EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
OPOMBA: Vrednosti faktorjev ψ so lahko določene v nacionalnem dodatku. *) Za države, ki niso omenjene v nadaljevanju, glej ustrezne krajevne pogoje.			

Uporaba pogoste vrednosti $\psi_{1,1} Q_1$ ali navidezno stalne vrednosti $\psi_{2,1} Q_1$ za glavni spremenljivi vpliv je določena v nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-2. Priporočena je uporaba stalne vrednosti $\psi_{1,1} Q_1$ glavnega vpliva.

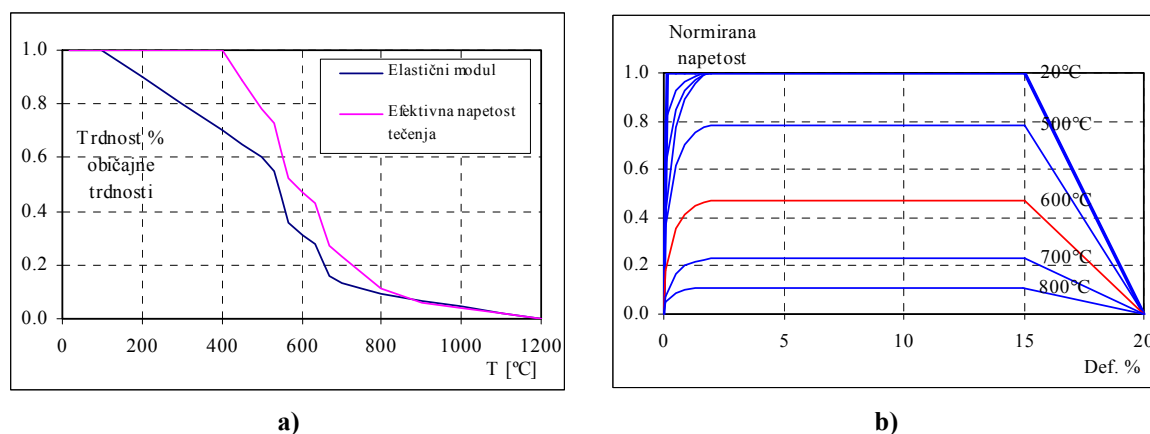
2.3 Mehanske lastnosti jekla in betona v jeklenih in sovprežnih konstrukcijah pri povišanih temperaturah

Med požarom se temperaturno polje elementov konstrukcije spreminja s časom. Vse materialne mehanske lastnosti so bolj ali manj temperaturno odvisne. Posledica tega je, da se med požarom obnašanje materiala neprestano spreminja. Takšno obnašanje materiala je potrebno pravilno upoštevati v naprednih računskih metodah.

Osnovna materiala, ki se uporabljata za gradnjo jeklenih in sovprežnih stropnih konstrukcij sta jeklo in beton. Pomembno je torej poznati njune mehanske lastnosti pri povišanih temperaturah. Standarda SIST EN 1993-1-2 in SIST EN 1994-1-2 podajata vse potrebne mehanske parametre omenjenih materialov za njuno uporabo v naprednih računskih modelih.

2.3.1 Trdnostne in deformacijske lastnosti jekla pri povišanih temperaturah

Spreminjanje trdnosti jekla v odvisnosti od temperature ter odvisnost zveze napetost-deformacija pri povišanih temperaturah prikazuje Slika 2.



Slika 2: Mehanske lastnosti jekla v odvisnosti od temperature

Opazimo lahko, da začne jeklo svojo trdnost in togost znatneje izgubljati pri temperaturah od 400 °C naprej. Tako znaša pri 600 °C redukcija napetosti tečenja več kot 50%, Slika 2 b), redukcija elastičnega modula pa 70% običajne vrednosti pri sobni temperaturi 20 °C, Slika a).

Podrobnejše vrednosti mehanskih lastnosti konstrukcijskega jekla pri povišanih temperaturah smo določili na podlagi Tabele 3.1 in Slike 3.1 standarda SIST EN 1993-1-2.

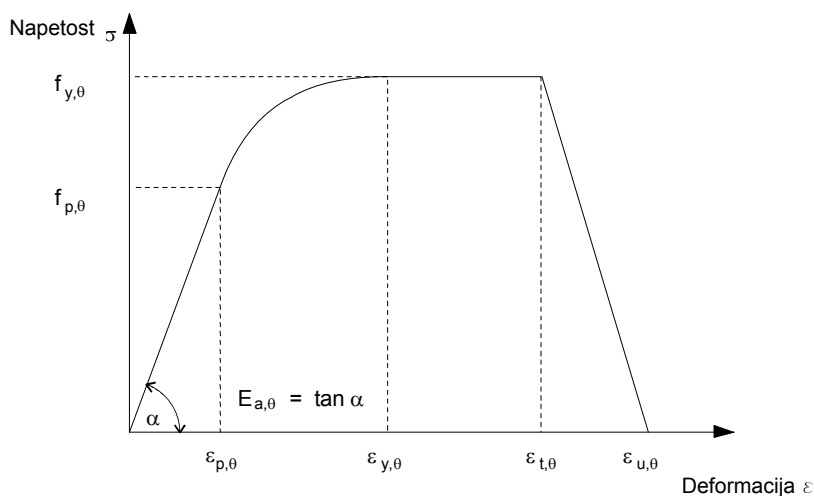
Pri jeklu za armiranje betona v sovprežnih konstrukcijah standard SIST EN 1994-1-2 dovoljuje uporabo trdnostnih in deformacijskih lastnosti, ki so podane v poglavju za konstrukcijsko jeklo.

Tabela 3.1: Redukcijski faktorji za zveze napetost-deformacija za jeklo pri povišanih temperaturah
(Vir: SIST EN 1993-1-2)

Temperatura jekla	Redukcijski faktorji pri temperaturi ϑ glede na vrednost f_y oz E_a pri 20 °C		
	Redukcijski faktor (glede na f_y) za efektivno napetost tečenja $k_{y,\vartheta} = f_{y,\vartheta}/f_y$	Redukcijski faktor (glede na f_y) za mejo proporcionalnosti $k_{p,\vartheta} = f_{p,\vartheta}/f_y$	Redukcijski faktor (glede na E_a) za naklon linearno elastičnega dela $k_{E,\vartheta} = E_{a,\vartheta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

OPOMBA: Za vmesne vrednosti temperatur jekla je dovoljena linearna interpolacija.

Deformacija	Napetost σ	Tangentni modul
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\vartheta}$	$\varepsilon E_{a,\vartheta}$	$E_{a,\vartheta}$
$\varepsilon_{p,\vartheta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\vartheta}$	$f_{p,\vartheta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\vartheta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\vartheta}$	$f_{y,\vartheta}$	0
$\varepsilon_{t,\vartheta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\vartheta}$	$f_{y,\vartheta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\vartheta}) / (\varepsilon_{u,\vartheta} - \varepsilon_{t,\vartheta}) \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\vartheta}$	0,00	-
Parametri	$\varepsilon_{p,\vartheta} = f_{p,\vartheta} / E_{a,\vartheta}$ $\varepsilon_{y,\vartheta} = 0,02$ $\varepsilon_{t,\vartheta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\vartheta} = 0,20$	
Funkcije	$a^2 = (\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon_{p,\vartheta})(\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon_{p,\vartheta} + c / E_{a,\vartheta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon_{p,\vartheta})E_{a,\vartheta} + c^2$ $a^2 = \frac{(f_{y,\vartheta} - f_{p,\vartheta})^2}{(\varepsilon_{y,\vartheta} - \varepsilon_{p,\vartheta})E_{a,\vartheta} - 2(f_{y,\vartheta} - f_{p,\vartheta})}$	



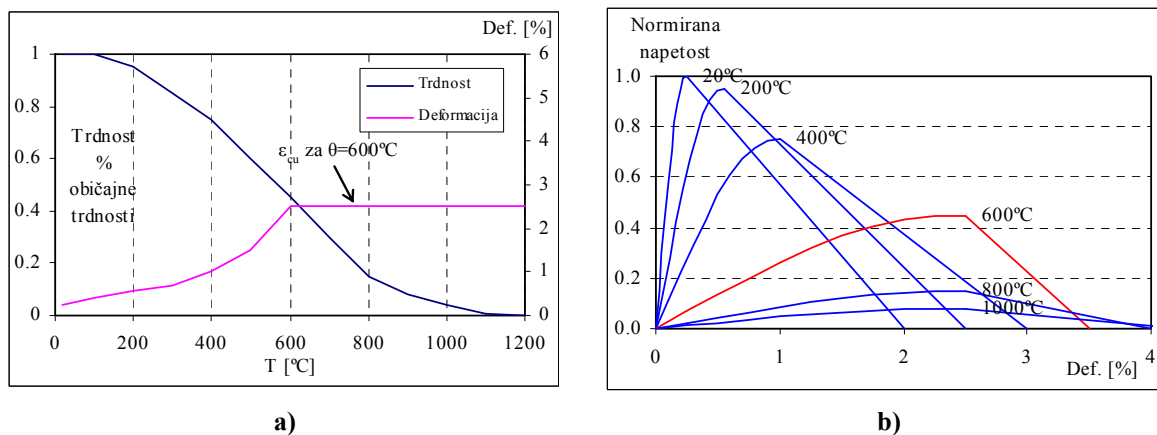
kjer je:

- $f_{y,\theta}$ efektivna napetost tečenja;
- $f_{p,\theta}$ meja proporcionalnosti;
- $E_{a,\theta}$ naklon linearno elastičnega dela;
- $\epsilon_{p,\theta}$ deformacija na meji proporcionalnosti;
- $\epsilon_{y,\theta}$ deformacija na meji tečenja;
- $\epsilon_{t,\theta}$ limitna deformacija pri napetosti tečenja;
- $\epsilon_{u,\theta}$ končna deformacija.

Slika 3.1: Zveza napetost-deformacija za jeklo pri povišanih temperaturah (Vir: SIST EN 1993-1-2)

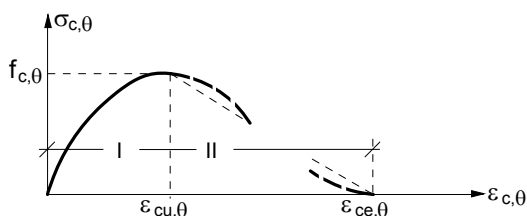
2.3.2 Trdnostne in deformacijske lastnosti betona pri povišanih temperaturah

Podobno kot za jeklo lahko podatke za mehanske lastnosti betona pri povišanih temperaturah določimo na podlagi določil iz standarda SIST EN 1994-1-2; Slika 3.2 in Tabela 3.3.



Slika 3: Mehanske lastnosti betona normalne teže pri povišani temperaturi

Na podlagi Slike 3 a) lahko zaključimo, da tlačna trdnost betona z naraščajočo temperaturo postopoma pada, in je, podobno kot pri jeklu, pri temperaturi 600 °C reducirana za okrog 50%.



OBMOČJE I:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right]$$

$$\left. \begin{aligned} k_{c,\theta} &= \frac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \text{and } \varepsilon_{cu,\theta} \end{aligned} \right\} \text{ vrednosti se izberejo v skladu s Tabelo 3.3}$$

OBMOČJE II:

Za numerične izračune se lahko privzamejo padajoče vrednosti

Slika 3.2: Matematični model za zvezo napetost-deformacija za beton v tlaku pri povišanih temperaturah (Vir: SIST EN 1994-1-2)

Tabela 3.3: Vrdnosti dveh glavnih parametrov za zvezo napetost-deformacija za beton normalne teže (NC) in lahki beton (LC) pri povišanih temperaturah (Vir: SIST EN 1994-1-2)

Temperatura betona [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} 10^3$
	NC	LC	NC
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

2.4 Toplotne lastnosti jekla in betona v jeklenih in sovprežnih konstrukcijah pri povišanih temperaturah

2.4.1 Toplotni raztezek

Konstrukcijsko jeklo in jeklo za armiranje betona

Toplotni raztezek $\Delta l/l$, ki se uporablja za vse kvalitete konstrukcijskega jekla in jekla za armiranje, definiramo skladno s standardom SIST EN 1994-1-2 po sledečih izrazih:

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a && \text{za } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{za } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a && \text{za } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \end{aligned}$$

kjer je:

l dolžina jeklenega elementa pri 20 °C;
 Δl toplotni raztezek jeklenega elementa;
 θ_a temperatura jekla v °C.

Program Abaqus zahteva, da podajamo toplotni raztezek v obliki koeficienta toplotnega raztezka α_T [°C⁻¹]. Izračunamo ga iz enačbe, ki podaja spremembo dolžine elementa v odvisnosti od spremembe temperature:

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= \alpha_T \cdot \Delta \theta_a, \text{ oziroma} \\ dl/l &= \alpha_T \cdot d\theta_a \text{ iz tega sledi:} \\ \alpha_T &= \frac{dl/l}{d\theta_a} \end{aligned} \quad (1)$$

Spreminjanje koeficienta toplotnega raztezka jekla v odvisnosti od temperature je prikazan na Sliki 4.

Beton normalne teže

Toplotni raztezek $\Delta l/l$, za beton normalne teže in beton s silicijevim agregatom, definiramo skladno s standardom SIST EN 1994-1-2 po sledečih izrazih:

$$\Delta l / l = -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{za } 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

kjer je:

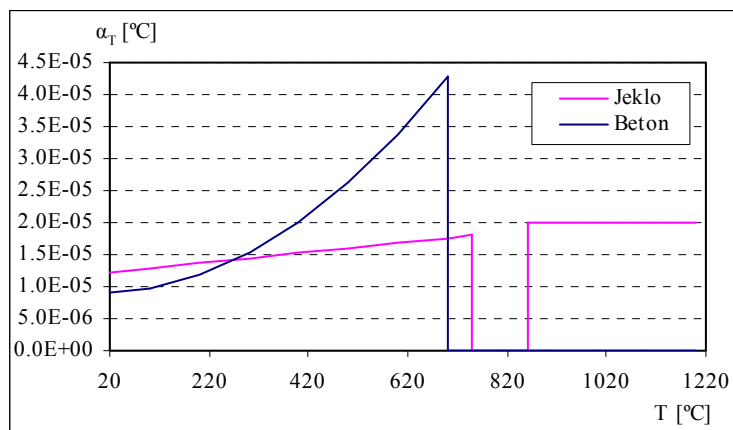
l dolžina betonskega elementa pri 20°C

Δl toplotni raztezek betonskega elementa

θ_c temperatura betona v $^\circ\text{C}$

Na podlagi zgornjih izrazov po formuli (1) določimo koeficient toplotnega raztezka α_T [$^\circ\text{C}^{-1}$].
za beton normalne teže.

Primerjava koeficientov toplotnega raztezka za jeklo in beton normalne teže prikazuje Slika 4.



Slika 4: Primerjava koeficienta toplotnega raztezka za jeklo in beton

2.4.2 Specifična toplota

Konstrukcijsko jeklo in jeklo za armiranje betona

Specifično toploto c_a [J/KgK], ki se uporablja za vse kvalitete konstrukcijskega jekla in jekla za armiranje, definiramo skladno s standardom SIST EN 1994-1-2 po sledečih izrazih:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad \text{za } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

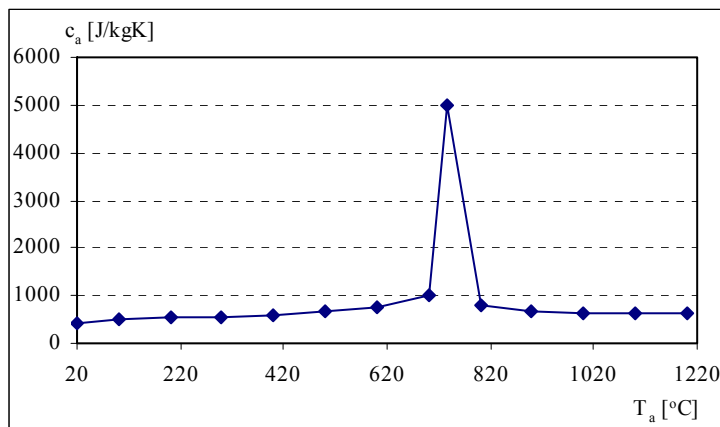
$$c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad \text{za } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650$$

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

kjer je:

θ_a temperatura jekla v $^\circ\text{C}$



Slika 5: Spreminjanje specifične toplote jekla s temperaturo

Beton normalne teže

Specifično toploto c_c [J/KgK] za suh beton normalne teže definiramo skladno s standardom SIST EN 1994-1-2 po sledečih izrazih:

$$c_c = 900 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C}$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad \text{za } 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C}$$

$$c_c = 100 + (\theta_c - 200)/2 \quad \text{za } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$$

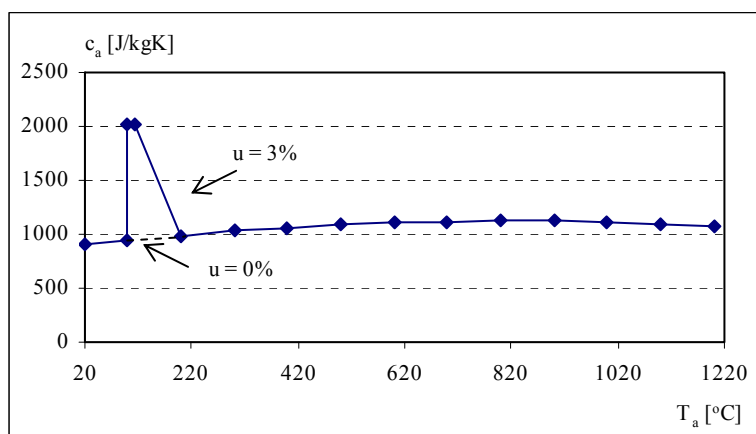
$$c_c = 1100 \quad \text{za } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

kjer je:

θ_c temperatura betona v $^\circ\text{C}$

Vlažnost betona upoštevamo skladno z določili evrokoda SIST EN 1994-1-2, tako da zgornje izraze dopolnimo s konstantno vrednostjo specifične toplote c_c [J/KgK] med 100 $^\circ\text{C}$ in 115 $^\circ\text{C}$, ki ustreza betonu z vlažnostjo 3% njegove lastne teže:

$$c_c(115^\circ\text{C}) = 2020 \text{ J/KgK}$$



Slika 6: Spreminjanje specifične toplote betona normalne teže s temperaturo

2.4.3 Toplotna prevodnost

Konstrukcijsko jeklo ter jeklo za armiranje betona

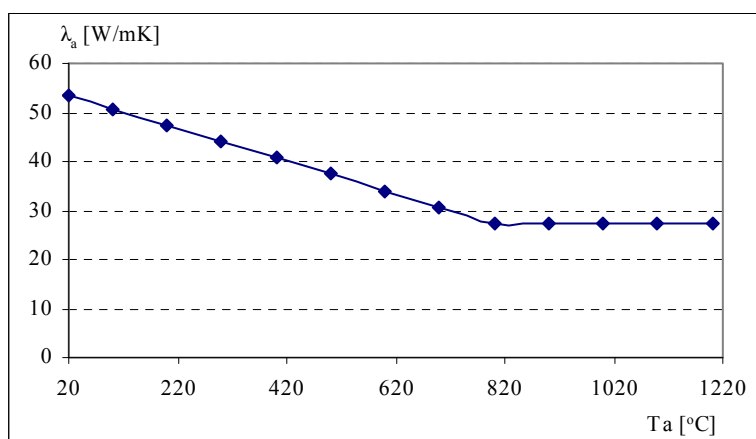
Toplotno prevodnost λ_a [W/mK], ki se uporablja za vse kvalitete konstrukcijskega jekla in jekla za armiranje, definiramo skladno s standardom SIST EN 1994-1-2 po sledečih izrazih:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{za } 800^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

kjer je:

θ_a temperatura jekla v °C



Slika 7: Spreminjanje toplotne prevodnosti jekla s temperaturo

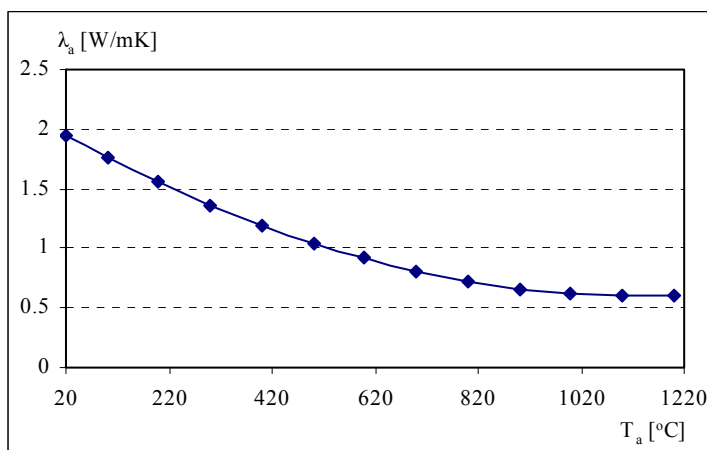
Beton normalne teže

Po določilih nacionalnega dodatka k SIST EN 1994-1-2 se za toplotno prevodnost λ_c [W/mK] za beton normalne teže vzame zgornja vrednost toplotne prevodnosti, ki jo definira standard:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c / 100) + 0,0107(\theta_c / 100)^2 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

kjer je:

θ_c temperatura betona v $^\circ\text{C}$



Slika 8: Spreminjanje toplotne prevodnosti betona s temperaturo

2.4.4 Gostota

Za gostoto jekla ρ_a , tako konstrukcijskega kot tudi jekla za armiranje, privzamemo, da ostaja med spreminjanjem temperature konstantna. Standard SIST EN 1994-1-2 namreč predpostavlja, da je gostota jekla neodvisna od temperature jekla.

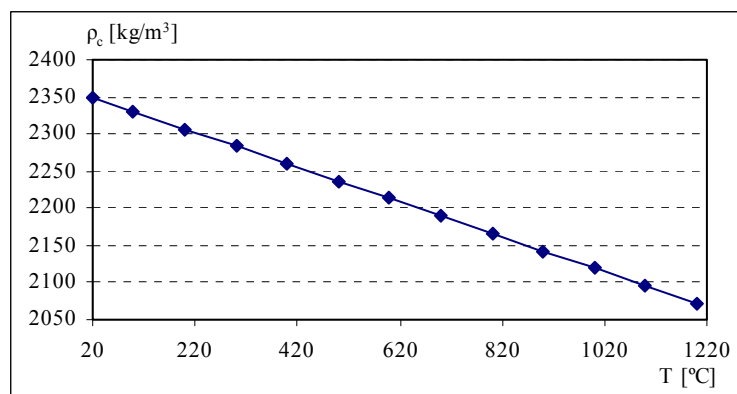
$$\rho_a = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$$

Prav tako standard za statično obtežbo predvideva gostoto betona ρ_c neodvisno od temperature betona. Za nearmiran beton normalne teže standard podaja vrednost:

$$\rho_c = 2300 \text{ kg} / \text{m}^3$$

Za izračun toplotnega odziva betona med požarom pa standard podaja sledečo aproksimativno zvezo spreminjanja gostote betona v odvisnosti od temperature:

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47(\theta_c / 100)$$



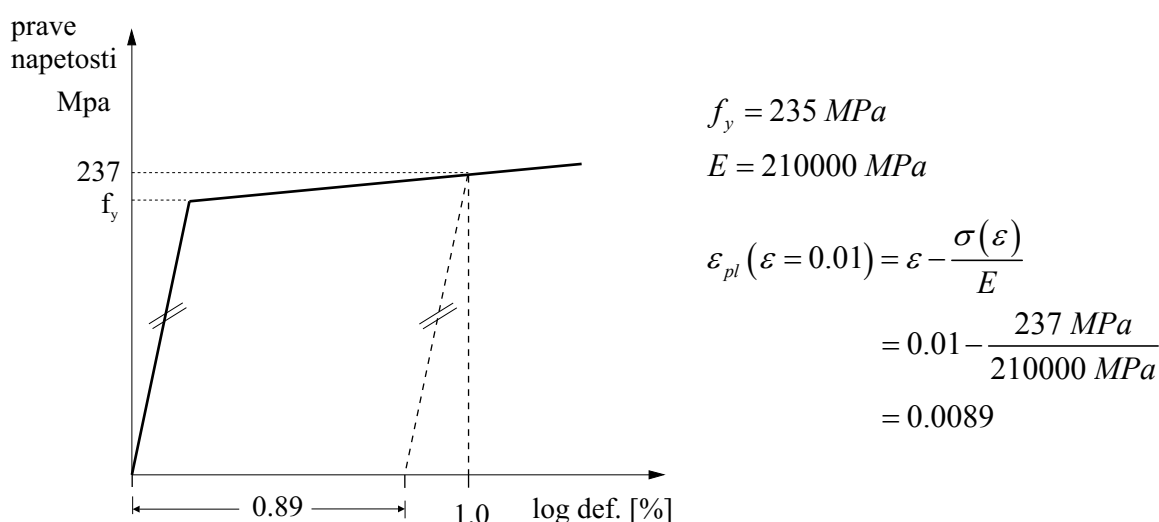
Slika 9: Spreminjanje gostote betona s temperaturo med požarom

3 Požarna analiza jeklenih konstrukcij

3.1 Mehanski materialni model za jeklo

V programu Abaqus smo za mehanski odziv jekla uporabili elasto–plastičen materialni model, ki omogoča tabelarni vnos zveze napetost deformacija, pri čemer je elastični del linearen, plastični del materialnega diagrama pa nelinearen.

Jeklo kot material, ki izraža duktilno obnašanje (velike neelastične deformacije) plastificira pri napetostih, ki so velikostnega reda tudi do tisočkrat manjše od vrednosti elastičnega modula materiala. To nakazuje, da so prava mera za napetosti in deformacije prave napetosti (Cauchyjeve napetosti) in njim pripadajoče logaritmične deformacije.



Slika 10: Plastične deformacije jekla

Ker je v standardu delovni diagram jekla pri enosni obremenitvi podan z nominalnimi napetostmi in deformacijami, je potrebno le te najprej pretvoriti v njihove ekvivalentne zveze pravih napetosti oziroma logaritmičnih deformacij. Material je izotropen, kar omogoča uporabo slednjih enostavnih zvez:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (2)$$

$$\epsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{nom}}{E} \quad (3)$$

kjer je:

E elastični modul materiala

Ker poleg odziva obravnavanih konstrukcij na mehansko obtežbo določamo tudi odziv materiala na spremenljivo temperaturno polje, so materialni podatki, vključno z zvezo napetost deformacija, funkcije neodvisne spremenljivke, temperature.

V programu Abaqus temperaturno odvisne parametre materiala definiramo tako, da jih podajamo pri različnih vrednostih temperature. Podatke je potrebno vnašati v vrstnem redu tako, da vrednosti neodvisne spremenljivke, temperature, naraščajo. Program nato v računu uporablja linearno interpolacijo med podanimi vrednostmi. Zunaj območja podanih vrednosti temperature program jemlje konstantno vrednost, ki je enaka zadnji podani vrednosti materialnega parametra. Pri materialnih parametrih, ki izkazujejo nelinearno odvisnost od temperature, je potrebno podati dovolj veliko število vrednosti, da linearna interpolacija dovolj dobro opiše nelinearni odnos.

Za definicijo elastičnega dela materialnega diagrama jekla podamo vrednost elastičnega modula jekla $E = E(\theta_a)$ ter Poissonov količnik $\nu(\theta_a) = konst = 0.3$.

Podatki za materialni model jekla

Za definicijo plastičnega dela $\sigma - \varepsilon$ diagrama podamo vrednosti pravih napetosti σ_{true} ter njim pripadajoče plastične logaritmične deformacije ε_{ln}^{pl} .

Prvi par podatkov za plastični del diagrama ustreza nastopu plastifikacije materiala, zato je vrednost plastične deformacije enaka nič. Prav tako je za vse podane vrednosti temperature napetost v zadnjem paru neničelna vrednost; najmanjša vrednost napetosti, ki jo Abaqus še dopušča je stotinka vrednosti napetosti ob nastopu plastifikacije materiala pri $20^\circ C$.

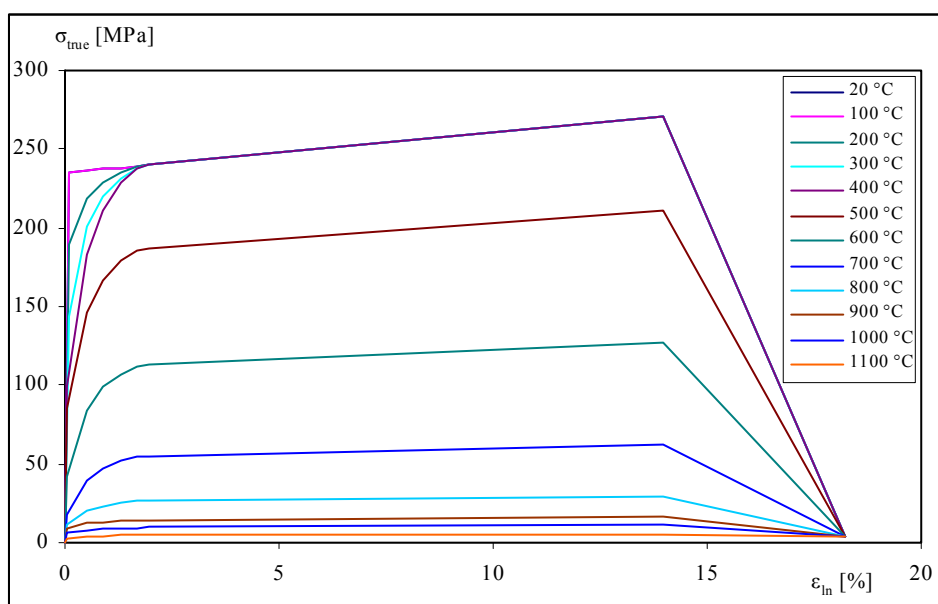
Tabela 2: Zveze med pravimi napetostmi in logaritmičnimi deformacijami pri različnih temperaturah za jeklo S 235

T = 20 °C		T = 100 °C		T = 200 °C		T = 300 °C	
σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}
235.26	0.00000	235.26	0.00000	189.84	0.00000	144.18	0.00000
236.18	0.00386	236.18	0.00386	218.34	0.00383	200.56	0.00379
237.12	0.00783	237.12	0.00783	228.55	0.00775	219.97	0.00765
238.06	0.01178	238.06	0.01178	234.78	0.01167	231.49	0.01154
239.00	0.01572	239.00	0.01572	238.41	0.01560	237.82	0.01544
239.70	0.01866	239.70	0.01866	239.70	0.01853	239.70	0.01838
270.25	0.13848	270.25	0.13848	270.25	0.13833	270.25	0.13815
3.53	0.18232	3.53	0.18232	3.53	0.18232	3.53	0.18232

T = 400 °C		T = 500 °C		T = 600 °C		T = 700 °C	
σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}
98.77	0.00000	84.66	0.00000	42.33	0.00000	17.64	0.00000
183.07	0.00374	146.05	0.00383	84.36	0.00369	39.87	0.00353
211.45	0.00752	166.51	0.00764	98.56	0.00745	47.55	0.00722
228.21	0.01136	178.61	0.01150	106.94	0.01127	52.07	0.01101
237.23	0.01524	185.15	0.01539	111.44	0.01515	54.49	0.01486
239.70	0.01817	186.97	0.01832	112.66	0.01807	55.13	0.01778
270.25	0.13792	210.80	0.13809	127.02	0.13781	62.16	0.13749
3.53	0.18232	3.53	0.18232	3.53	0.18232	3.53	0.18232

T = 800 °C		T = 900 °C		T = 1000 °C		T = 1100 °C	
σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}	σ [MPa]	ϵ_{pl}
11.76	0.00000	8.82	0.00000	5.88	0.00000	2.94	0.00000
20.57	0.00390	12.18	0.00413	8.12	0.00413	4.06	0.00413
23.47	0.00772	13.27	0.00802	8.84	0.00802	4.42	0.00802
25.18	0.01158	13.91	0.01193	9.28	0.01193	4.64	0.01193
26.11	0.01548	14.27	0.01585	9.52	0.01585	4.76	0.01585
26.37	0.01841	14.38	0.01879	9.59	0.01879	4.79	0.01879
29.73	0.13819	16.22	0.13862	10.81	0.13862	5.41	0.13862
3.53	0.18232	3.53	0.18232	3.53	0.18232	3.53	0.18232

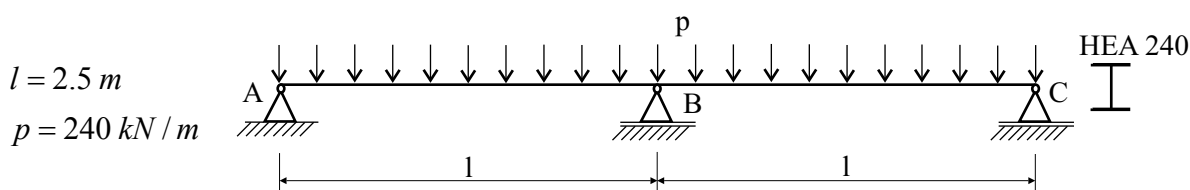
Vrednosti iz zgornje tabele za posamezno temperaturno območje prikazuje spodnja Slika 11.



Slika 11: Diagrami $\sigma_{true} - \varepsilon_{ln}$ pri povišanih temperaturah za jeklo S 235

3.2 Primer jeklenega kontinuirnega nosilca preko dveh polj

V tem poglavju na enostavnem primeru kontinuirnega nosilca preko dveh polj prikazujemo reševanje problema požarnega odziva s programskim orodjem Abaqus. Predvsem nas zanima fizikalna pravilnost reševanja problema v posameznih vmesnih intervalih zaporednih korakov obremenitve nosilca z mehansko in požarno obtežbo.

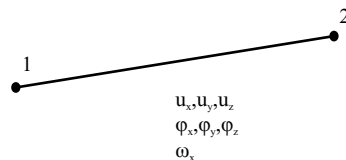


Slika 12: Geometrijske karakteristike jeklenega kontinuirnega nosilca

Vrednost linijske obtežbe je izbrana tako, da so vlakna na zgornjem robu prereza nosilca nad srednjo podporo po nanosu mehanske obtežbe p , za mehanske karakteristike jekla pri sobni temperaturi 20 °C , že plastificirana.

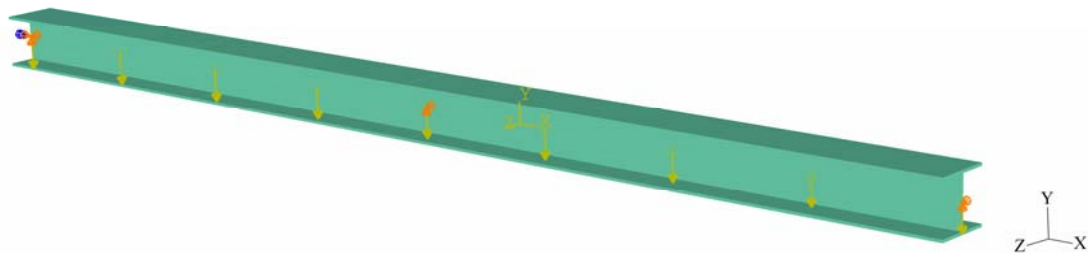
Nosilec modeliramo z linijskimi končnimi elementi, ki jih uporabimo tudi pri nadaljnji analizi jeklene konstrukcije športne dvorane. Osnovni element je dvovozliščni, 3D, linijski KE, tipa

odprtega prereza (I-profil) B31OS (a 2-node linear open-section beam in space). Končni element B31OS ima v vsakem vozlišču 7 prostostnih stopenj; tri pomike: u_x , u_y , u_z in štiri zasuke: ϕ_x , ϕ_y , ϕ_z , ω_x . Prostostna stopnja ω_x opisuje izbočitev prereza (torzija).



Slika 13: Dvovozliščni linijski končni element uporabljen v analizi

Slika 14 prikazuje nosilec z linijsko obtežbo ter lokalnim koordinatnim sistemom, v katerem izpisujemo nadaljnje rezultate analize. Podpore so označene v oranžni barvi.

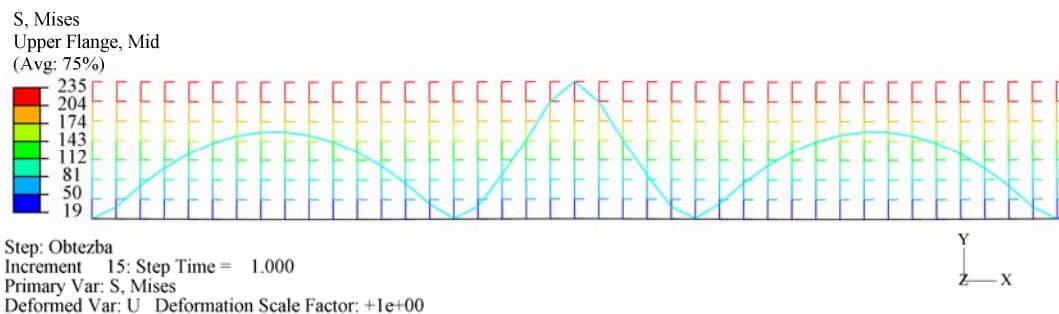


Slika 14: Model kontinuirnega nosilca preko dveh polj

3.2.1 Obremenitev nosilca z mehansko obtežbo

Kot že rečeno, smo nosilec v prvem koraku obremenili z enakomerno linijsko obtežbo p . Korak je razdeljen na petnajst inkrementov, v katerih program nanaša obtežbo v skladu z definiranimi vhodnimi podatki (začetni inkrement in maksimalna ter minimalna vrednost inkrementa).

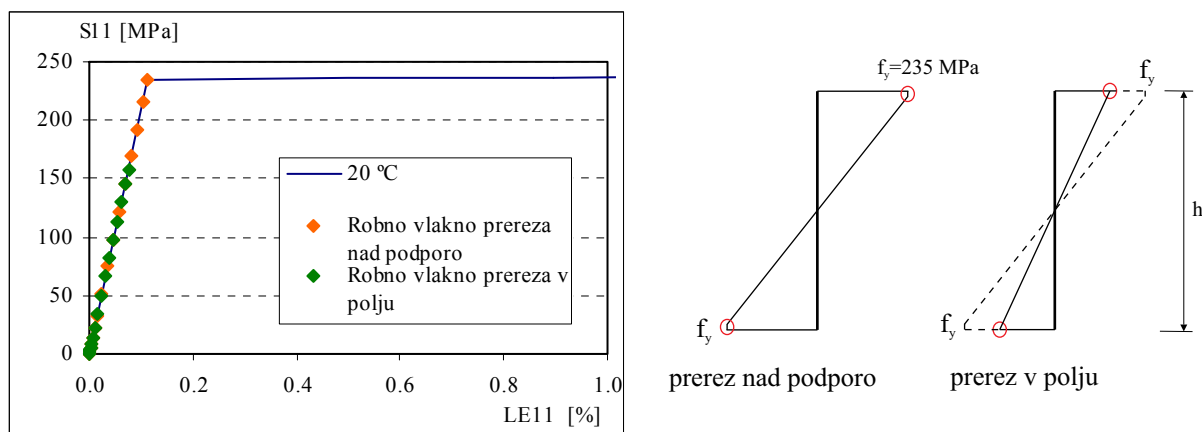
Napetostno stanje vzdolž nosilca v zadnjem inkrementu za robno vlakno prečnega prereza, opisano z Misesovimi napetostmi prikazuje spodnja Slika 15.



Slika 15: Napetostno stanje v robnem vlaknu vzdolž nosilca

Da smo lahko razvoj napetostnega stanja v posameznih točkah prereza in vrednosti dobljenih napetosti v njih primerjali s podanimi $\sigma - \epsilon$ diagrami za enosno napetostno stanje, smo izpisovali komponento napetosti S11 (prava napetost) ter njej pripadajočo deformacijo LE11 (logaritmična deformacija) v smeri vzdolžne osi nosilca (koordinatna os x).

Dobljene rezultate prikazuje Slika 16. Iz diagrama napetosti je dobro vidna plastifikacija robnega vlakna prereza nad podporo, napetost S11 znaša 235.3 MPa . Napetost S11 robnega vlakna prereza v polju, na mestu maksimalnega povesa, je manjša in znaša 158.2 MPa .



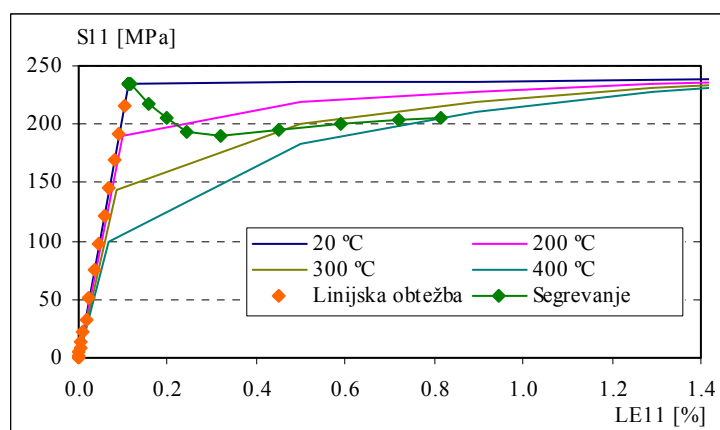
Slika 16: Potek napetosti SE11 (LE11) po prerezu zaradi obremenitve z linijsko obtežbo

3.2.2 Obremenitev nosilca z mehansko in temperaturno obtežbo

V drugem koraku smo nosilec, obremenjen z linijsko obtežbo, enakomerno segreti po prerezu do temperature 400 °C . Pri tem smo zaradi lažje interpretacije razvoja napetosti S11 v odvisnosti od deformacije LE11 v definiciji materialnega modela izključili toplotni raztezek

jekla pri povišanih temperaturah. Toplotni raztezek materiala se sicer prišteva k deformaciji jekla (v statično nedoločenih konstrukcijah povzroča tudi spremembo napetostnega stanja), njegova vrednost je v primerjavi z raztezkom na $\sigma - \epsilon$ diagramih enoosnega napetostnega stanja za posamezna temperaturna območja velika in nima zveze z mehanskimi lastnostmi jekla, saj gre za toplotno lastnost materiala, v tem primeru jekla.

Iz diagrama S11(LE11), Slika 17, je dobro razviden razvoj napetosti robnega vlakna prereza nad podporo B v drugem koraku analize. Obtežba na nosilcu je konstantna z vrednostjo p , material nosilca pa se v petnajstih inkrementih segreje od začetne temperature $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ do končne temperature $400\text{ }^{\circ}\text{C}$. Posamezna točka na diagramu predstavlja točko na sovisnici $\sigma - \epsilon$ diagrama, ki jo program določi z linearno interpolacijo med podanimi $\sigma - \epsilon$ diagrami za enoosno napetostno stanje jekla. Prva točka leži na sovisnici za temperaturo $20\text{ }^{\circ}\text{C}$, zadnja pa na krivulji, ki opisuje materialni diagram jekla pri $400\text{ }^{\circ}\text{C}$.

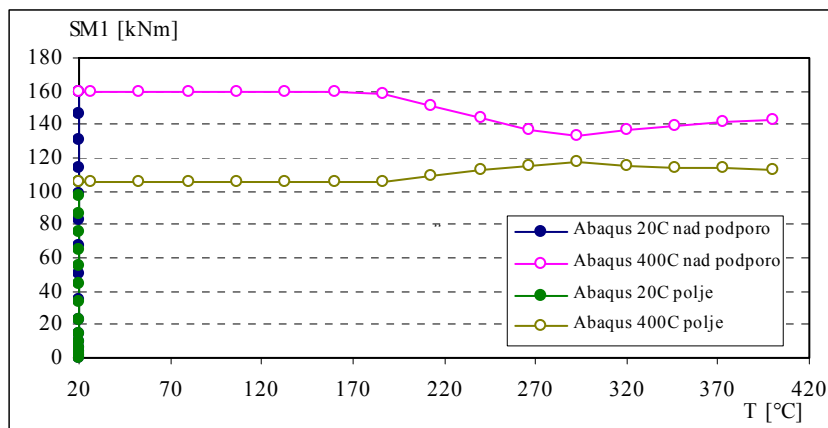


Slika 17: Diagram S11(LE11) za robno vlakno prereza nad podporo B

Pri tem je potrebno poudariti, da smo celotni interval enakomernega nanašanja temperature po prerezu (od $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $400\text{ }^{\circ}\text{C}$) izvedli znotraj enega koraka. Program Abaqus sicer tudi omogoča podajenje časovno spremenljive amplitude temperature znotraj istega koraka. V primeru, da uporabljeni program tega ne omogoča in moramo tako vstavljati posamezne vrednosti temperatur v med seboj ločenih zaporednih korakih, je potrebno paziti, da se med prehodom iz enega materialnega diagrama na drugega vrednost plastične deformacije ohranja.

Iz padca napetosti v robnem vlaknu prereza nad podporo B sledi zaradi statične nedoločenosti konstrukcije prerazporeditev napetosti na prerez nosilca v polju. Slika 18 prikazuje razvoj

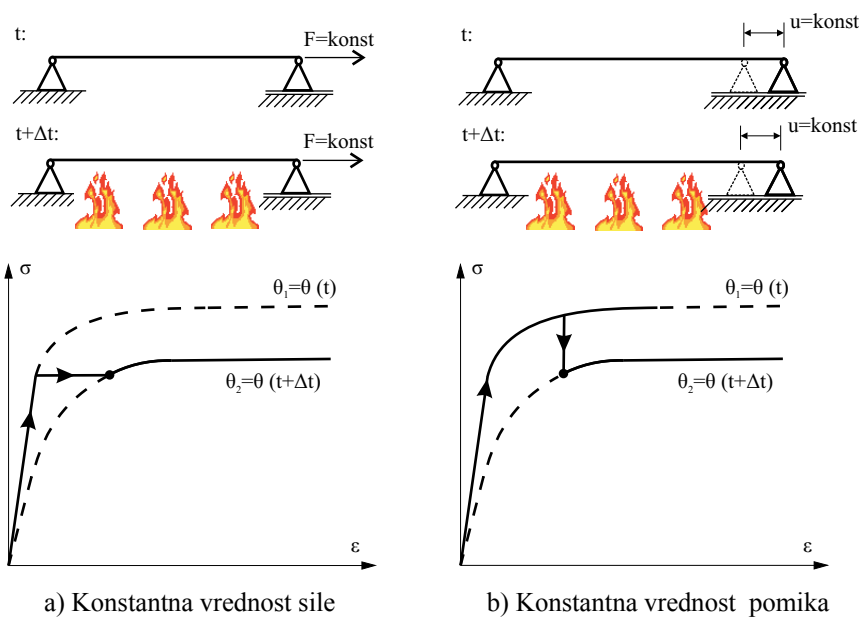
momenta SM1 okrog lokalne koordinatne osi x (močna os I-nosilca) v odvisnosti od zasuka UR1 okrog iste osi.



Slika 18: Diagram SM1 (UR1) za prerez nad podporo ter v polju nosilca

Padcu napetosti do temperature približno 290 °C sledi padec momentov prereza nad podporo B in dvig momentov prereza v polju. Po doseženi temperaturi 290 °C napetosti prereza nad srednjo podporo zopet naraščajo, kar se odraža v porasti momentov nad podporo ter padcu momentov v prerezu polja nosilca.

Za enostaven primer statično nedoločene konstrukcije lahko prehod med σ - ϵ diagramoma za različni vrednosti temperature opišemo kot prikazuje spodnja Slika 19.



Slika 19: Prehod med σ - ϵ diagramoma za različni temperaturi v Abaqusu

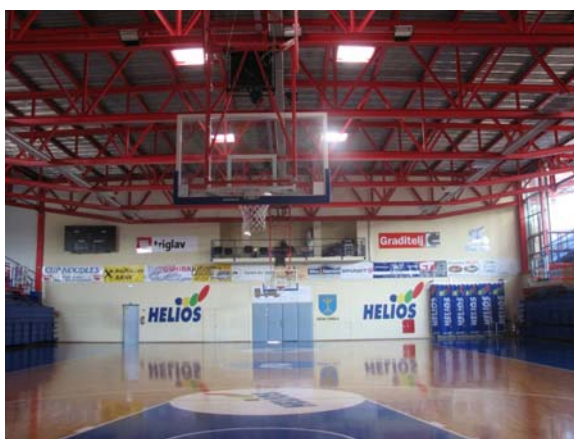
3.3 Požarna analiza jeklene večnamenske športne dvorane

V nadaljevanju izvajamo požarno analizo na konkretnem primeru jeklene konstrukcije. Gre za obstoječo večnamensko športno dvorano HKC (Hala komunalnega centra) v Domžalah, ki so jo pred časom razširili za namen izgradnje garderob in tribun za gledalce. Zato pred samo požarno analizo konstrukcije izvedemo analizo mejnega stanja nosilnosti (MSN), mejnega stanja uporabnosti (MSU) ter potresne odpornosti.

3.3.1 Opis nosilne konstrukcije

Športna dvorana je tlorisnih dimenzij 35 x 38 m. Konstrukcijo v prečni smeri (razpon 38 m) sestavljajo pomični okvirji v rastru 5 m. Stebri okvirja so škatlastega profila, dvojni profil UPN 300, in so toga vpeti v pasovne temelje širine 1.6 m. Nosilec okvira je palična konstrukcija iz standardnih vročevaljanih profilov HEA 240, HEA 120 in HEA 100. V vzdolžni smeri je konstrukcija zavarovana v obeh smereh z betonsko konstrukcijo. Na obeh straneh vzdolž dvorane poteka v ravnini zgornjega pasu paličja strešno povezje za prenos veterne obtežbe v prečni smeri. Prav tako sta nameščeni v prečni smeri na vsakem kraju strešni povezji, ki zagotavljata bočno podpiranje zgornjega tlačnega pasu paličnih nosilcev (Slika 22). Diagonale strešnega povezja so iz palic $\phi 20$ mm. Strešne lege so profila HEA 140 in se priključujejo v vozlišča zgornjega pasu paličja v rastru 1.875 m.

Vsi uporabljeni jekleni elementi so iz jekla kvalitete S 235.



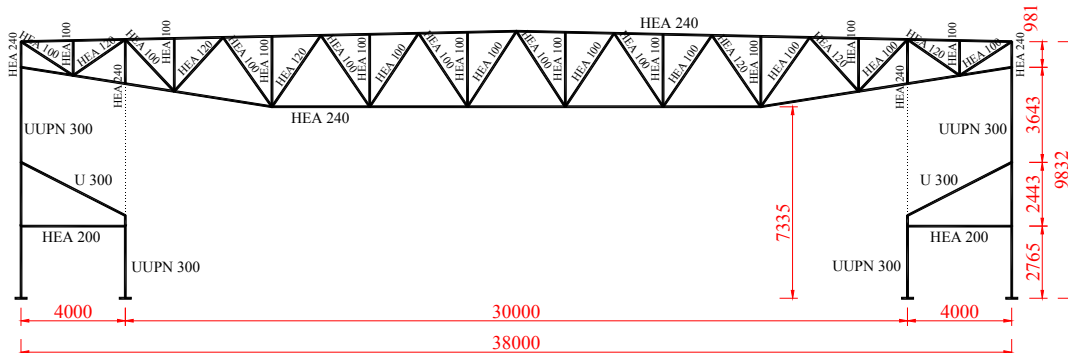
Notranjost večnamenske športne dvorane



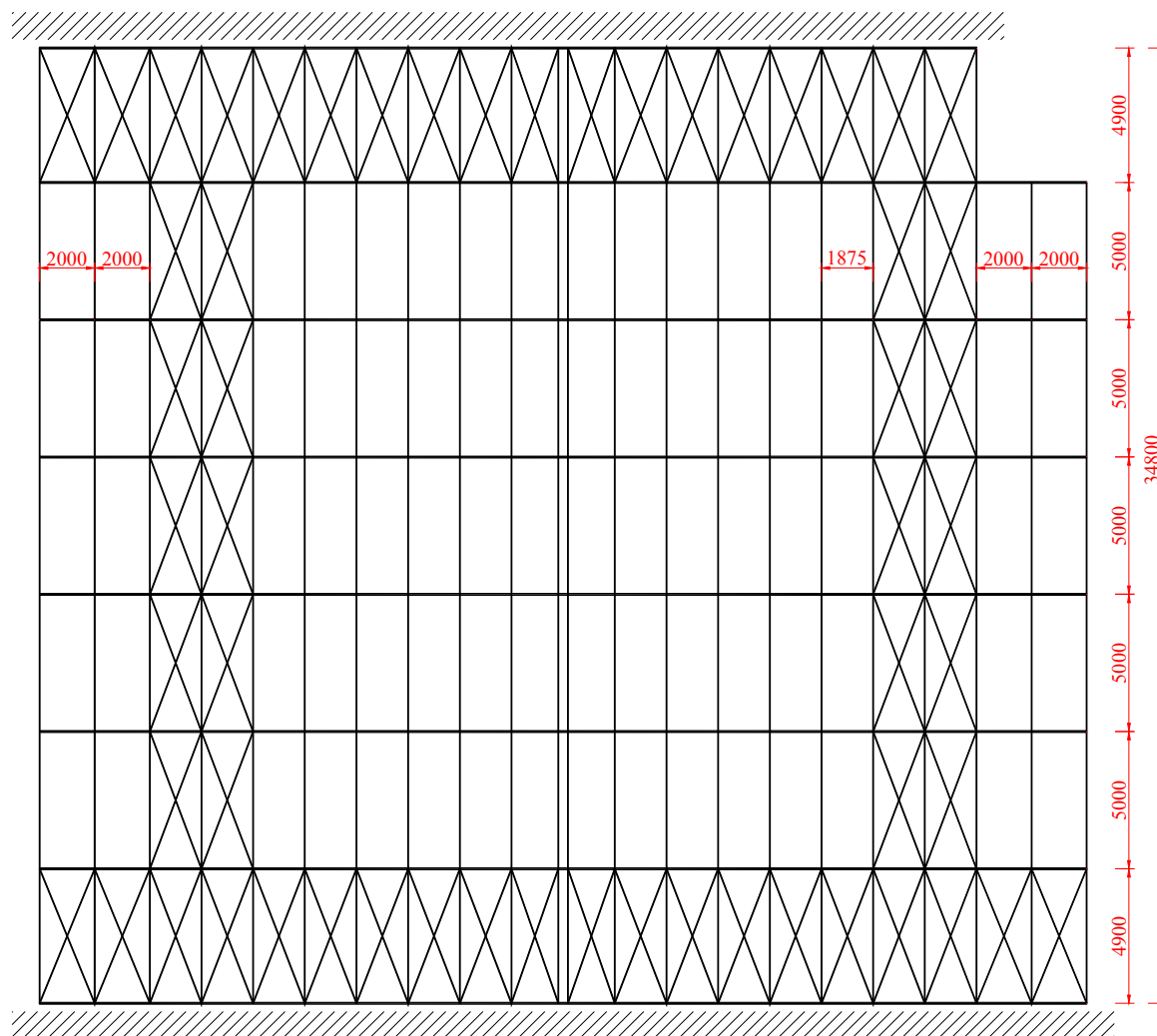
Palični nosilec glavnega okvira v prečni smeri

Slika 20: Nosilna konstrukcija športne dvorane HKC

Geometrijo konstrukcije z izbranimi profili prikazujeta spodnji sliki. Prikazane dimenzije so medosne razdalje elementov nosilne konstrukcije.



Slika 21: Jeklena konstrukcija glavnega okvira s paličnim nosilcem v prečni smeri. Označena je pozicija stebrov prvotne zasnove konstrukcije, razpona 30 m.



Slika 22: Tloris dvorane z jekleno konstrukcijo strehe

3.3.2 Kontrola MSN in MSU za pomični okvir

Za analizo glavnega okvirja konstrukcije v prečni smeri, ki ga prikazuje Slika 21, uporabimo ravninsko analizo. Račun izvajamo s programom SCIA ESA PT, pri čemer upoštevamo teorijo drugega reda ter:

- začetno globalno geometrijsko nepopolnost konstrukcije ϕ skladno s standardom SIST EN 1993-1-1 točka 5.3.2 (3), $\phi = 3 \text{ mm/m}$:

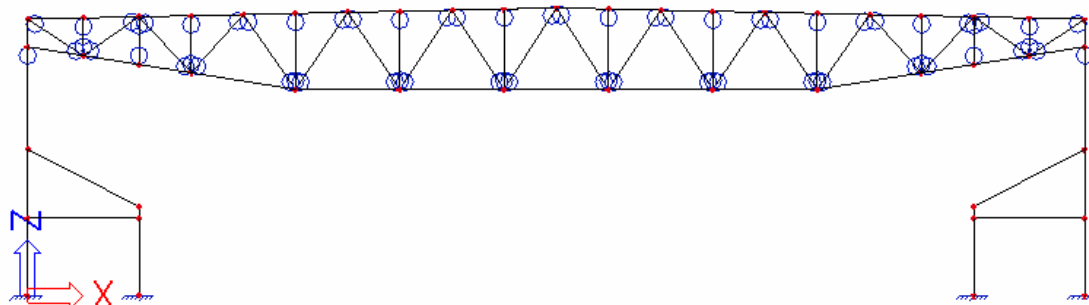
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h_{steber} [m]}} = \frac{2}{\sqrt{8.851}} = 0.672$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0.866$$

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0.672 \cdot 0.866 = 3.0 \text{ mm/m}$$

- skladno s točko 5.2.2 (3) standarda SIST EN 1993-1-1 so vplivi lokalnih nepopolnosti posameznih elementov konstrukcije vključeni v formule za kontrolo stabilnosti elementov.

Računski model pomičnega okvirja prikazuje Slika 23.



Slika 23: Računski model pomičnega okvirja v programu SCIA ESA PT

Obtežba

Lastna teža nosilne jeklene konstrukcije

Lastno težo nosilne jeklene konstrukcije smo v program vnašali ročno. Pri tem smo upoštevali tudi delež, ki ga doprinesejo zvari, ojačitve, vezne pločevine, strešne lege, diagonalna strešna povezja. Upoštevana vrednost teže konstrukcijskega jekla S 235 znaša 7850 kg/m^3 .

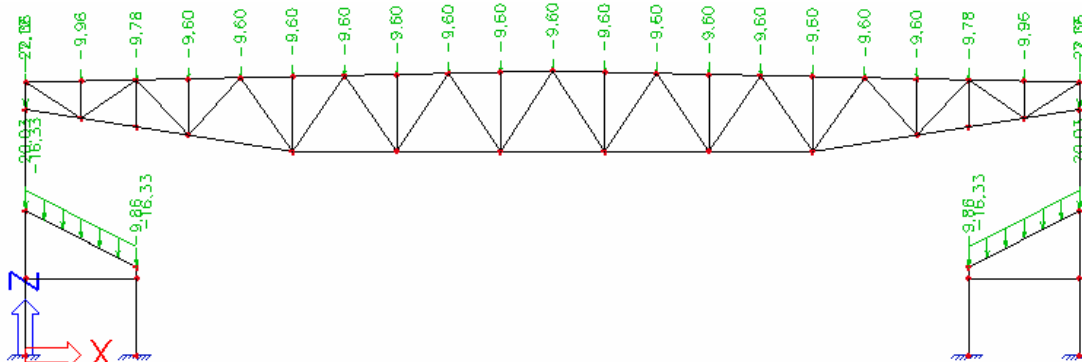
Stalna obtežba

Vrednosti obtežb elementov na enoto dolžine, pov ršine oziroma volumna, ki smo jih upoštevali za določitev stalne obtežbe prikazuje spodnja Tabela 3.

Tabela 3: Upoštevani elementi ter njihove vrednosti teže za določitev stalne obtežbe

Konstrukcijski sklop	Element	Vrednost [kN/m ²]
Streha	Stropna trapezna pločevina	0.21
	Strešna izolacija	0.29
	Kritina	0.02
Trubuna	AB plošče	5.00
Fasada	Stekleni del s fasadno podkonstrukcijo	0.51
	Fasadni paneli	0.10

Obtežbo zaradi lastne in stalne teže prikazuje Slika 24.



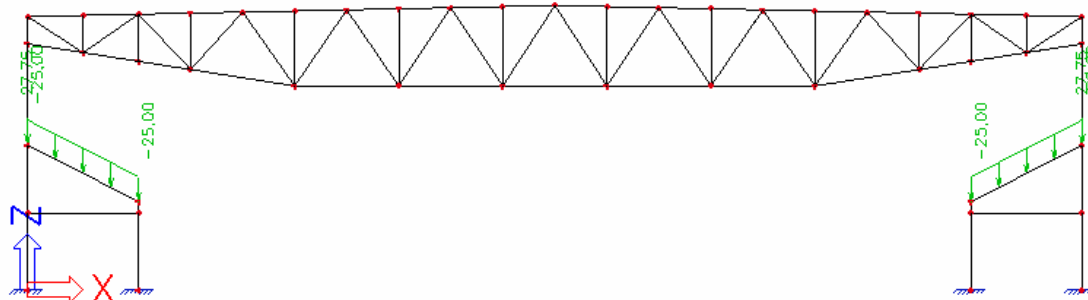
Slika 24: Lastna in stalna obtežba okvirja

Koristna obtežba tribun

Koristno obtežbo na tribunah določimo skladno s kategorijo C, koristna obtežba športnih dvoran vključno s tribunami:

$$q_k = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

V skladu s standardom SIST EN 1991-1-1 točka 6.3.4 in Preglednico 6.9 obravnavamo tudi koristno obtežbo strehe kategorije H (obtežba streh, ki so dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila), $q_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$, vendar je njen doprinos v kombinaciji z ostalimi spremenljivimi vplivi (sneg in veter) zaradi neprevladujočega vpliva nič. Delni oziroma parcialni faktorji za to kategorijo spremenljive obtežbe imajo namreč vrednost nič.



Slika 25: Koristna obtežba tribun

Obtežba snega

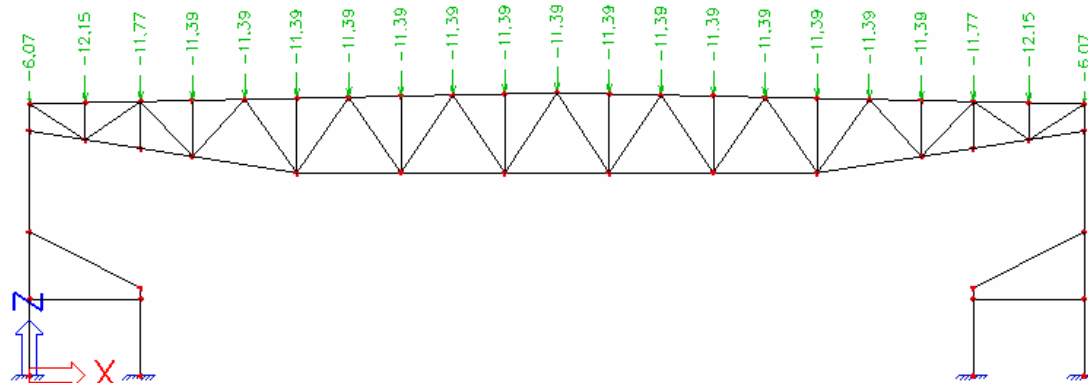
V skladu z nacionalnim dodatkom k standardu SIST EN 1991-1-3 za določitev vpliva snežne obtežbe se Domžale nahajajo v coni A2. Nadmorska višina kraja znaša 304 m. Na podlagi tega določimo karakteristično vrednost obtežbe snega:

$$s_k = 1.293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1.293 \left[1 + \left(\frac{304}{728} \right)^2 \right] = 1.52 \text{ kN/m}^2$$

Naklon strehe $\alpha = 2^\circ$ in $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow$ faktor oblike strehe $\mu = 0.8$

Odtod sledi vrednost snežne obtežbe, ki smo jo upoštevali v računu:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.52 \text{ kN/m}^2 = 1.22 \text{ kN/m}^2$$



Slika 26: Obtežba snega

Obtežba vetra

V skladu z nacionalnim dodatkom k standardu SIST EN 1991-1-4 za določitev vpliva vetrne obtežbe se Domžale nahajajo v coni I. Projektna vrednost hitrosti vetra za območja pod 800 m nadmorske višine znaša:

$$v_{b_0} = 20 \text{ m/s}$$

Osnovna hitrost vetra je:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

Posebej smo obravnavali vpliv vetra v prečni in vzdolžni smeri knstrukcije.

Vpliv vetra v prečni smeri

Iz pogoja $h \leq b$, kjer je h višina konstrukcije, $h = 9.832 \text{ m} + 1 \text{ m} = 9.932 \text{ m}$, in b dolžina dvorane, $b = 35 \text{ m}$, sledi, da je referenčna višina enaka višini konstrukcije:

$$z_e = h = 9.932 \text{ m}$$

Pri tem smo upoštevali dodaten meter višine konstrukcije zaradi finalne obdelave strehe in fasade.

Pritisk vetra

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1.15 \cdot 0.250 \text{ kN/m}^2 = 0.288 \text{ kN/m}^2$$

kjer je:

$$c_e(z) = 1.15 \quad \text{faktor izpostavljenosti, kategorija terena IV, Slika 4.2;}$$

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{gostota zraka}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot 20^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 0.250 \text{ kN/m}^2$$

Vrednosti zunanjih pritiskov vetra in pri tem upoštevani koeficienti zunanjih pritiskov so, za posamezna območja konstrukcije, prikazani v Tabeli 4 in Tabeli 5.

Tabela 4: Vrednosti vetrnega pritiska na vertikalno priveterno steno D in vertikalno zaveterno steno E

Stena	h/d	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]
D	0.27	0.703	0.202
E	0.27	-0.305	-0.088

Tabela 5: Vrednosti vetrnega pritiska na območja površine strehe

Površina strehe	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]
G	-1.2	-0.345
H	-0.7	-0.201
I*	0.2	0.058
	-0.2	-0.058

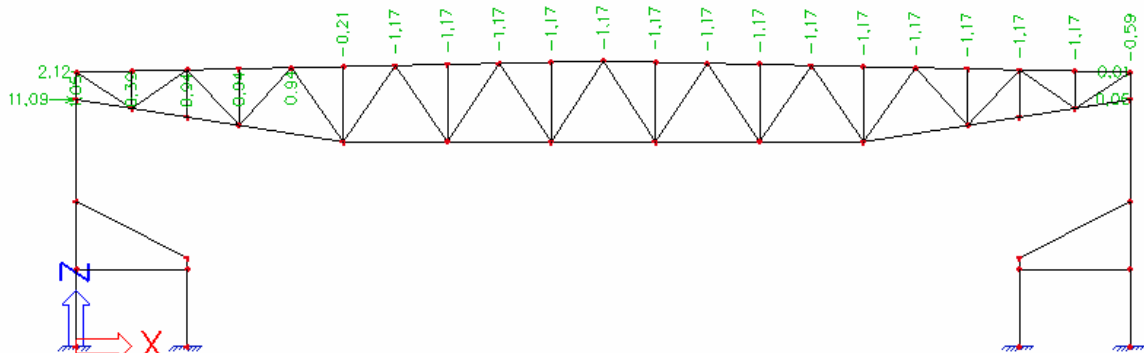
OPOMBA:
Streho smo zaradi minimalnega naklona, $\alpha < 5$ %, obravnavali kot ravno streho.
) Na območju I smo preverili pritisk in srk vetra.

V skladu s točko 7.2.9 (6) smo k zunanjemu pritisku vetra kombinirali tudi notranji pritisk, Tabela 6. Za vrednosti koeficientov notranjega pritiska smo uporabili priporočene vrednosti.

Tabela 6: Vrednosti notranjega pritiska

c_{pi}	w_i [kN/m ²]
0.2	0.058
-0.3	-0.086

Merodajne vrednosti obtežbe z vetrom v prečni smeri dobimo v kombinaciji z notranjim pritiskom. Obtežbo prikazuje Slika 27.



Slika 27: Obtežba vetra

Vpliv vetra v vzdolžni smeri

Konstrukcija je v vzdolžni smeri na obeh straneh zavetrovana z betonsko konstrukcijo. Vpliva vetra, ki bi se na jekleno nosilno konstrukcijo vzdolž dvorane prenašal zaradi vpliva na vertikalni steni, torej ni. Posebej pa smo preverili situacijo, v kateri bi lahko prišlo, zaradi srkov v začetnem delu strehe, do dvigovanja posameznega prečnega jeklenega okvira. Z računsko kontrolo, ki jo posebej ne prikazujemo, smo ugotovili, da do dvigov okvira, zaradi srkov vetra v območju začetnega dela strehe, ne pride.

Kombinacija obtežbe

Upoštevane kombinacije za MSN in MSU prikazuje spodnja Tabela 7.

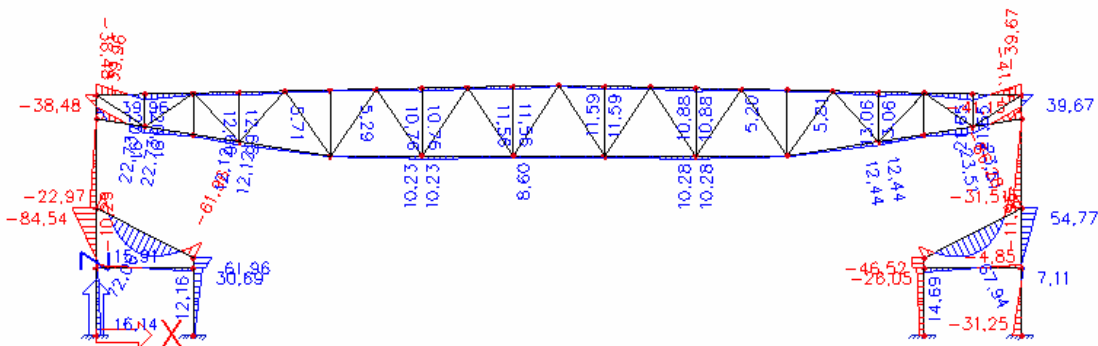
Tabela 7: Kombinacije obtežb za mejna projektna stanja

Projektno mejno stanje	Kombinacija obtežbe	
MSN	1	streha $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S (+0.9 \cdot W)$
	2	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{SRK}$ tribuna $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$
MSU	3	streha $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot S + 0.6 \cdot W$ tribuna $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q$
	4	streha $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot W + 0.5 \cdot S$ tribuna $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

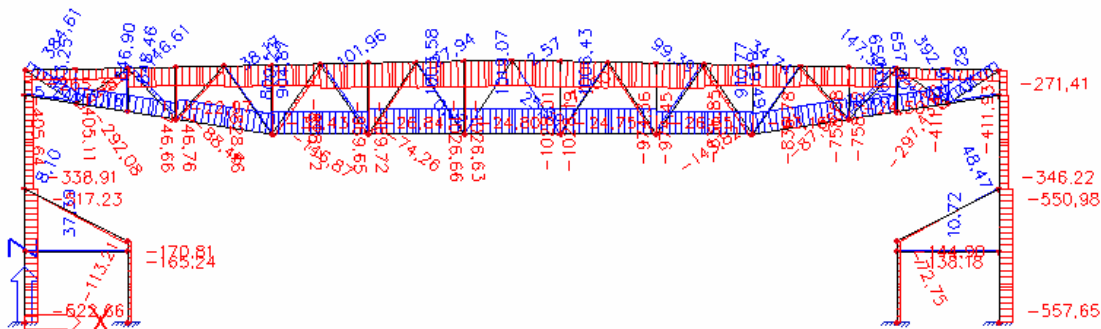
Rezultati analize

MSN

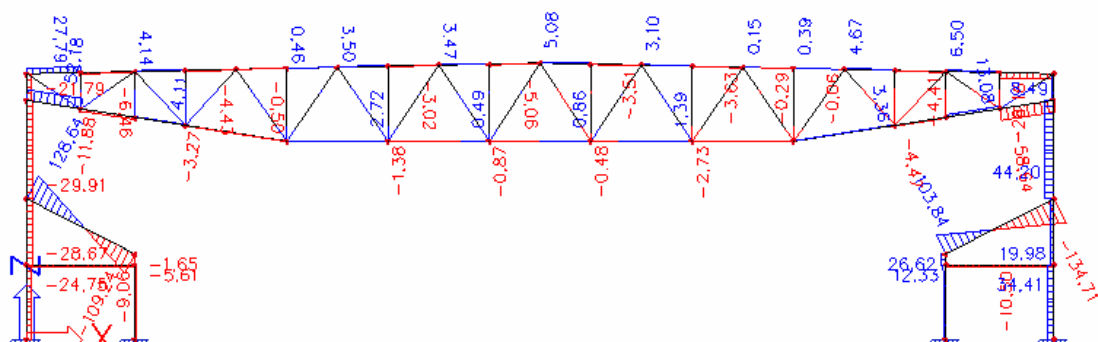
Diagrami notranjih sil in momentov za prvo obtežno kombinacijo z upoštevanjem vpliva vetra so prikazani na spodnjih slikah.



Slika 28: Momenti M_y [kNm]

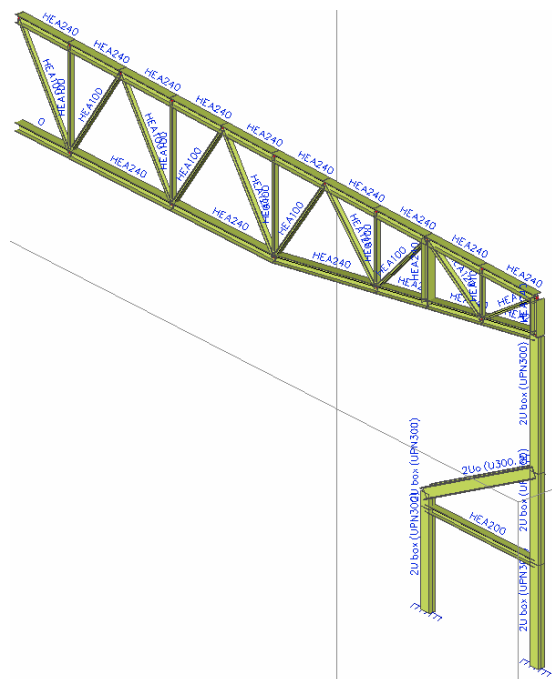


Slika 29: Osne sile [kN]



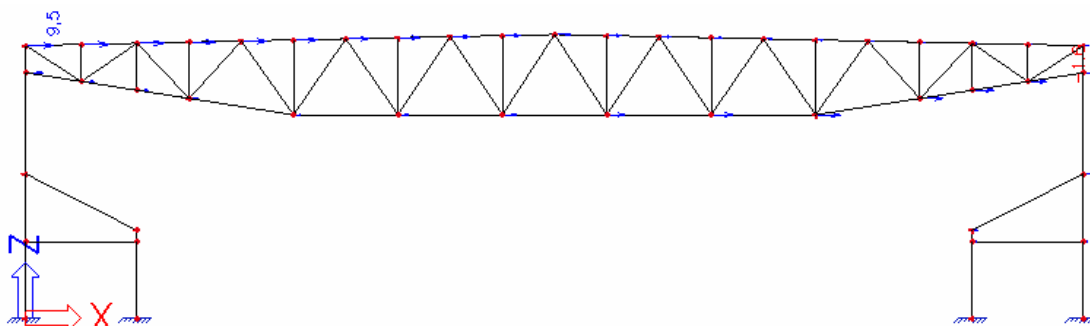
Slika 30: Prečne sile V_z [kN]

V skladu s kontrolo stabilnosti po standardu SIST EN 1993-1-1 za posamezne elemente pomičnega okvirja (kontrole nosilnosti elementov ne prikazujemo) ugotovimo, da izbrani profili okvirja zadoščajo vsem kontrolam. Okvir z uporabljenimi profili prikazuje Slika 31.

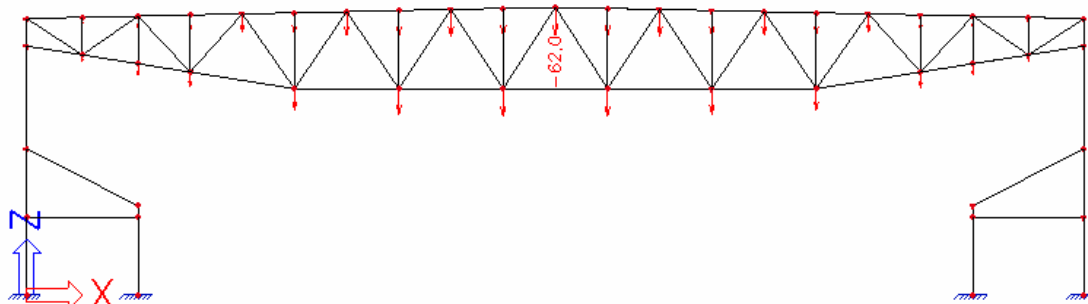


Slika 31: Aksonometrija polovice okvirja s prikazanimi profili

MSU

Kontrola vodoravnega pomika u_x Slika 32: Vodoravni pomik u_x za MSU (4. obtežna kombinacija)

$$u_x = 9.5 \text{ mm} \leq \frac{H}{300} = \frac{9832 \text{ mm}}{300} = 32.8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Kontrola navpičnega pomika u_z Slika 33: Navpični pomik u_z za MSU (3. obtežna kombinacija)

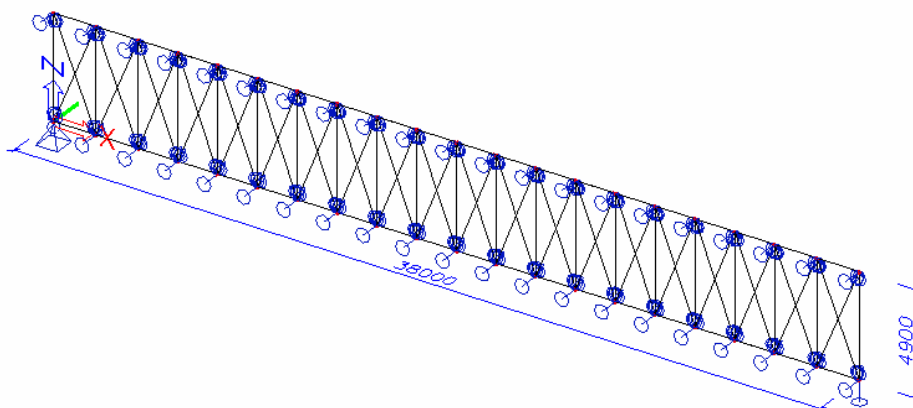
$$u_z = 62.0 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{38000 \text{ mm}}{250} = 152.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

3.3.3 Kontrola nosilnosti za strešno povezje

Za analizo jeklenega pomičnega okvira v prečni smeri je pomembno obnašanje povezja v prečni smeri, ki zagotavlja bočno stabilnost v polju tlačno obremenjenega zgornjega pasu paličnega nosilca.

Računski model povezja sestavljata zgornja kontinuirna pasova sosednjih paličnih nosilcev, profil HEA 240, vertikale tvorijo strešne lege, ki se členkasto pripenjajo na pasova. Razstoj med legami znaša 2.0 m v dveh zunanjih poljih iz vsake strani, sicer pa 1.9 m. Diagonale tvorijo palice premera $\phi 20$ mm. V računu uporabimo funkcijo »Tension Only« s katero se

upoštevajo samo diagonale, ki nosijo v nategu (diagonale v tlaku se izklonijo). Povezje je v svoji ravnini členkasto podprto na levem in desnem koncu, kot prikazuje Slika 34. Analizo izvajamo s programom SCIA ESA PT.



Slika 34: Računski model povezja

Vrednosti upoštevane obtežbe in obtežne kombinacije so enake tistim, ki so navedene v poglavju 3.3.2. Hkrati upoštevamo, v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1, točka 5.3.3, nadomestne izbočne sile, zaradi vpliva nepopolnosti podprtih elementov.

Račun nadomestnih izbočnih sil

$n_r = 4$ število tlačnih elementov, ki jih povezje podpira

$N_{Ed} = 1028.2 \text{ kN}$ največja tlačna sila zgornjega pasu paličja (MSN)

$\delta q = \frac{L}{2000} = \frac{38000 \text{ mm}}{2000} = 19.0 \text{ mm}$ predpostavljen upogibek povezja

$$k_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_r}} = \sqrt{0.2 + \frac{1}{4}} = 0.671$$

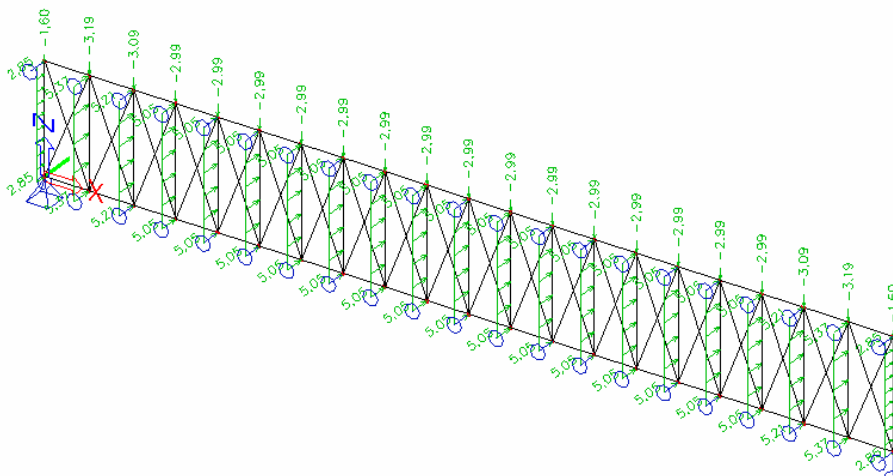
$$\alpha = \frac{500 \cdot \delta q}{L} = \frac{500 \cdot 19 \text{ mm}}{38000 \text{ mm}} = 0.250$$

$$\beta = \frac{(k_r + \alpha)}{62.5} = \frac{(0.671 + 0.250)}{62.5} = 0.015$$

$$\sum q = \beta \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{L} = \beta \cdot \frac{n_r \cdot N_{Ed}}{L} = 0.015 \cdot \frac{4 \cdot 1028.2 \text{ kN}}{38 \text{ m}} = 1.6 \text{ kN/m}$$

Na Sliki 35 je prikazana obtežba povezja. Pri tem smo upoštevali nadomestne izbočne sile (točkovne sile v ravnini povezja), ter lastno, stalno in spremenljivo obtežbo na strešne lege

(linijska obtežba vzdolž leg v smeri pravokotno na ravnino povezja). Veter v vzdolžni smeri (prečno na glavne pomični okvire) ne vpliva na strešno povezje, saj je v tej smeri konstrukcija iz obeh strani zavetrovana z betonsko konstrukcijo.

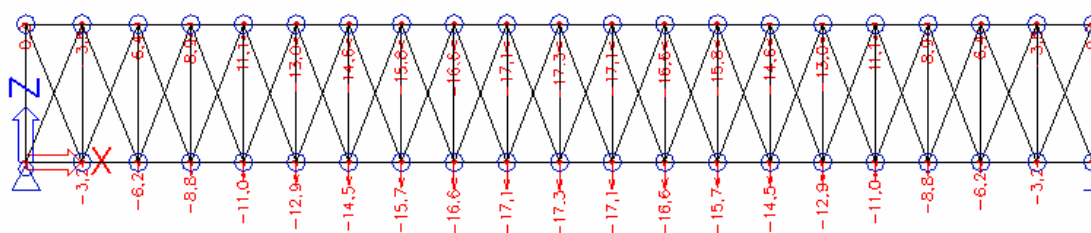


Slika 35: Obtežba strešnega povezja

Rezultati analize

V skladu s kontrolo stabilnosti po standardu SIST EN 1993-1-1 za posamezne elemente pomičnega okvirja (kontrole nosilnosti elementov ne prikazujemo) ugotovimo, da izbrani profili povezja zadoščajo vsem kontrolam.

Kontrola vodoravnega pomika povezja δ_q



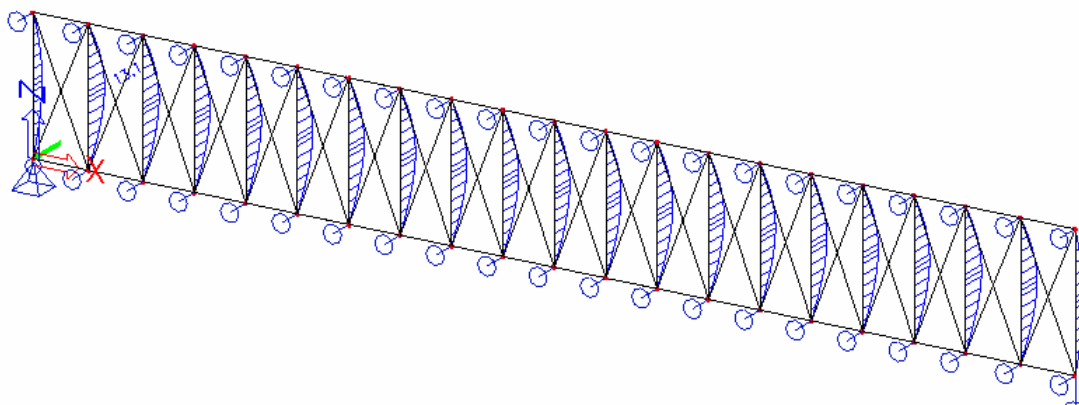
Slika 36: Vodoravni pomik v ravnini povezja δ_q [mm]

$$\delta_{q,dej} = 17.3 \text{ mm} \leq \delta_q = \frac{L}{2000} = \frac{38000 \text{ mm}}{2000} = 19.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

kjer je:

δ_q upogibek povezja zaradi delovanja izbočnih sil predpostavljen v računu izbočnih sil.

Kontrola navpičnega pomika strešne lege (MSU)



Slika 37: Poves strešne lege u_y [mm] za MSU

$$u_z = 13.1 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{4900 \text{ mm}}{250} = 19.6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

3.3.4 Potresna analiza pomičnega okvira

Potresno analizo računamo po določilih standarda SIST EN 1998-1.

Dvorana se nahaja v Domžalah, kjer projektni pospešek znaša $0.225 \cdot g$. ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$). Temelji konstrukcije so temeljeni na tleh tipa B; faktor zemljine in ostali parametri potrebni za izračun projektnega potresnega spektra so podani v Tabeli 8.

Tabela 8: Parametri za tla tipa B

S	1.20
T_B	0.15 s
T_C	0.50 s
T_D	2.00 s

Kategorija pomembnosti objekta: III (dvorana, kjer se zbirajo ljudje) \rightarrow faktor pomembnosti $\gamma_I = 1.2$.

Kombinacijo vplivov za potresno projektno stanje prikazuje Tabela 9.

Tabela 9: Kombinaciji za potresno projektno stanje

Potresni vpliv	$\gamma_I \cdot A_{Ed}$
Nepotresni vpliv	$G_k + \psi_2 \cdot Q_k$

Pri določitvi mase za projektni potresni vpliv upoštevamo sledečo obtežbo:

$$\sum G_{kj} + \psi_{Ei} \cdot Q_{ki},$$

kjer je:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i};$$

$$\varphi = 1.0.$$

V G_{kj} je upoštevana vsa lastna in stalna teža nosilne konstrukcije vključno z lastno težo profilov ter fasadno konstrukcijo.

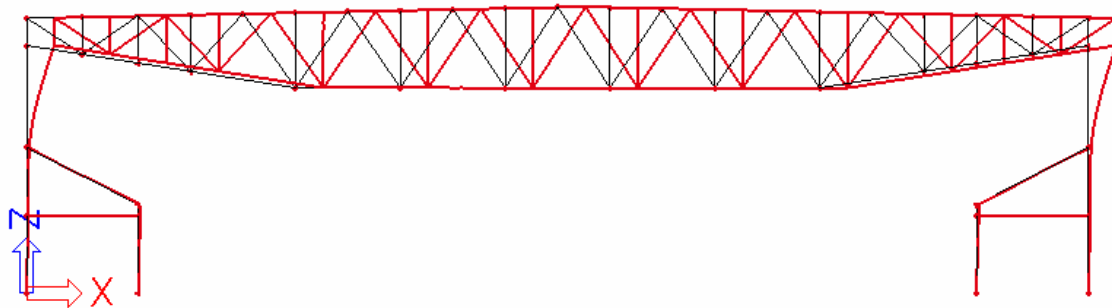
Faktorje ψ upoštevamo skladno s preglednico A.1.1 standarda SIST EN 1990. Pri tem za sneg upoštevamo faktor $\psi = 0.2$, ki sicer velja za območja z nad 1000 m nadmorske višine.

Tabela 10: Delni (parcialni) faktorji ψ za stavbe

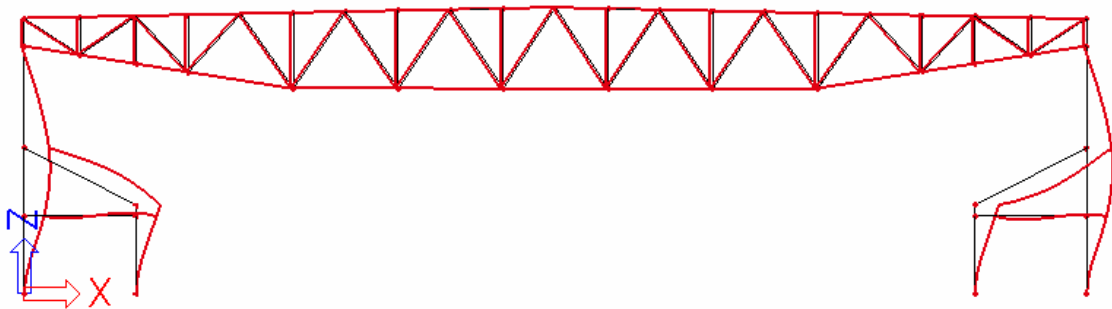
	ψ_{2i}
Q _{strehe}	0
Q _{tribune}	0.6
Veter	0
Sneg	0.2

Konstrukcija je pravilna po tlorisu in višini, zato lahko uporabimo ravninski model. Uporabimo modalno analizo z minimalnim faktorjem obnašanja konstrukcije $q=1.5$ (elastičen odziv konstrukcije). Račun izvajamo s programom SCIA ESA PT.

Izkaže se, da ima konstrukcija pomičnega okvira v prečni ravnini zx dve nihajni obliki. Nihajni čas konstrukcije za prvo nihajno obliko, Slika 38, pri kateri v prečni ravnini zx niha 55 % celotne upoštevane mase, znaša $T_1 = 0.66 s$, za drugo nihajno obliko, kjer niha ostalih 45 % mase, pa znaša $T_2 = 0.23 s$.

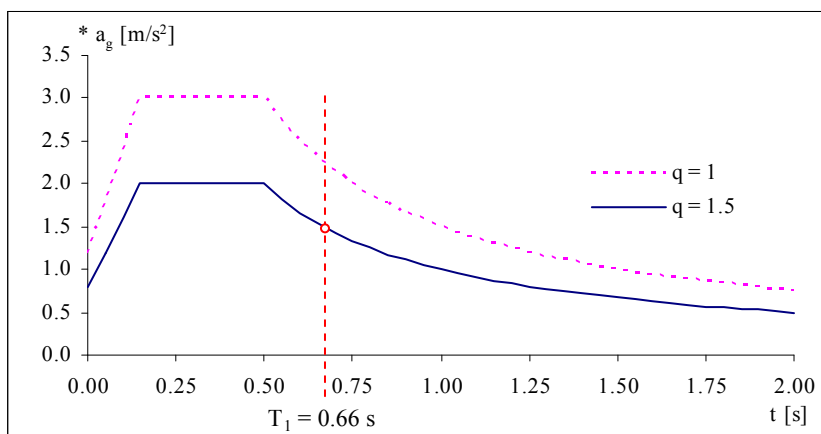


Slika 38: Prva nihajna oblika pomičnega okvira v ravnini zx



Slika 39: Druga nihajna oblika pomičnega okvira v ravnini zx

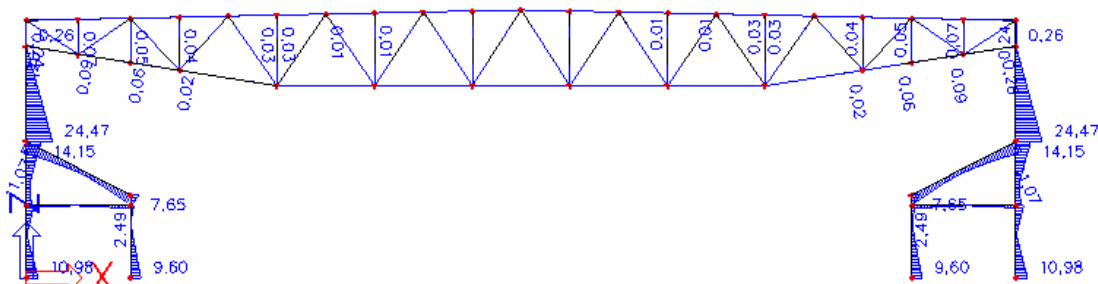
Na podlagi izračunanega nihajnega časa določimo projektni spekter pospeškov, s katerim izvedemo modalno analizo pomičnega okvira.



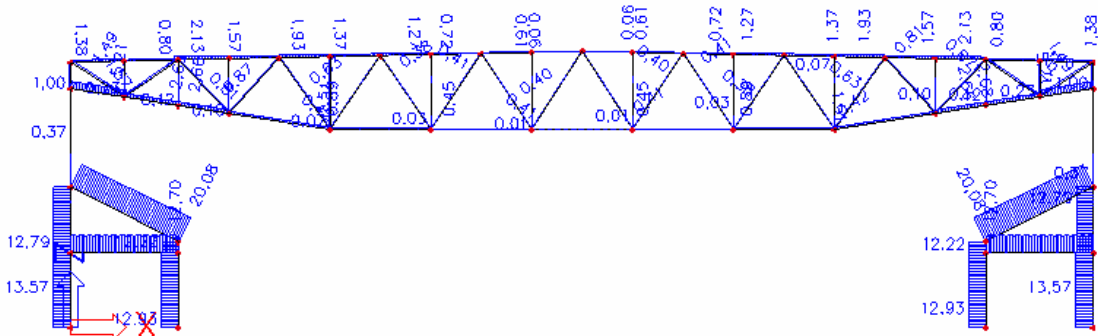
Slika 40: Elastični ($q = 1.0$) ter projektni spekter pospeškov za $q = 1.5$

Rezultati analize

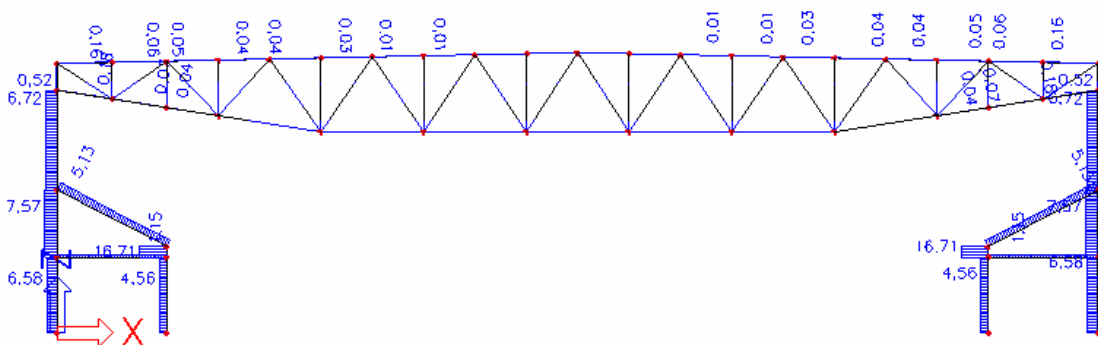
Diagrami notranjih sil in momentov za seizmični del projektnega potresnega obtežnega stanja.



Slika 41: Momenti M_y [kNm]

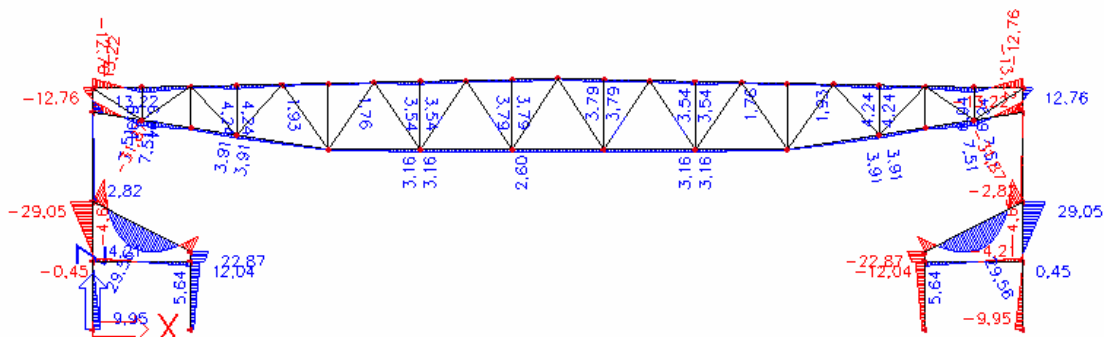


Slika 42: Osne sile [kN]

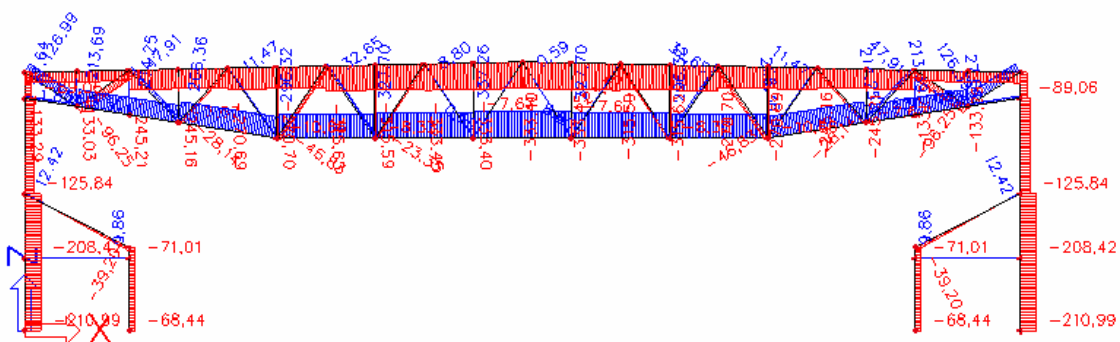


Slika 43: Prečne sile V_z [kN]

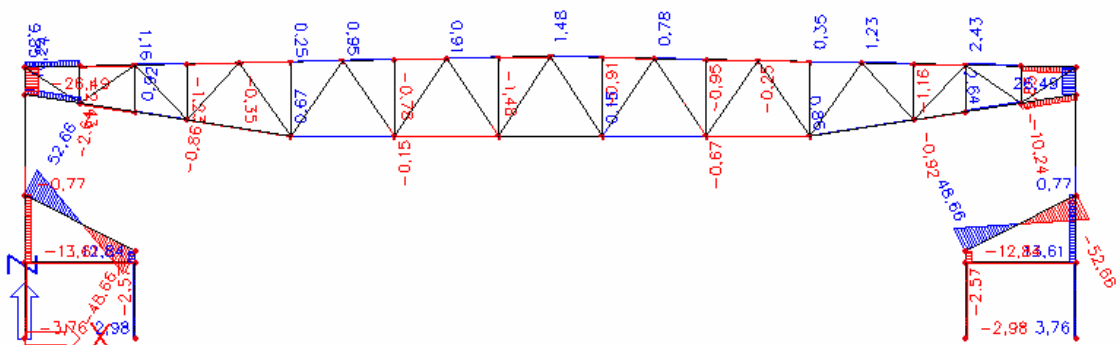
Diagrami notranjih sil in momentov za gravitacijski del projektne potresnega obtežnega stanja.



Slika 44: Momenti M_y [kNm]



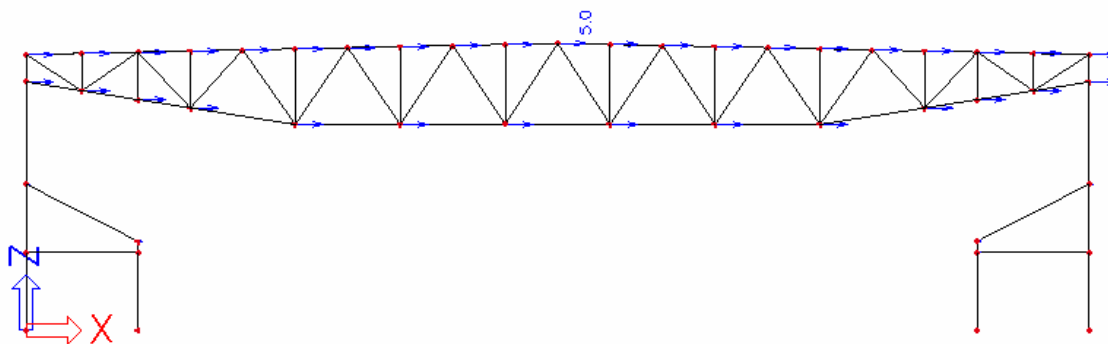
Slika 45: Osne sile [kN]



Slika 46: Prečne sile V_z [kN]

Izkaže se, da projektna potresna obtežna kombinacija za dimenzioniranje elementov okvira, ni merodajna.

Kontrola etažnih pomikov

Slika 47: Vodoravni pomik okvira d_e [mm] za seizmični del projektne potresne obtežbe

$$d_r = d_e \cdot q = 5.0 \text{ mm} \cdot 1.5 = 7.5 \text{ mm}$$

SIST EN 1998-1; točka 4.4.3.2 (1) a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov velja sledeč pogoj:

$$d_r \cdot v = 7.5 \text{ mm} \cdot 0.4 = 3.0 \text{ mm} \leq 0.005 \cdot h = 0.005 \cdot 9832 = 49.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

3.3.5 Požarna analiza jeklene nosilne konstrukcije

Objekt je konstrukcijsko razdeljen na tri sklope, tj. vzhodni trak v dveh etažah, osrednji del športne dvorane in zahodni del dvorane z glavnim vhodom in predprostorom. Osrednji del športne dvorane, vključno s hodniki ter spremljajočimi prostori v pritličju in kleti, je samostojni požarni sektor.

Opis obravnavanega dela požarnega sektorja in zahteve požarne odpornosti

Z namenom študije požarne odpornosti izključno jeklene nosilne konstrukcije v nalogi obravnavamo osrednji del športne dvorane vključno s tribunama tlorisnih dimenzij 35 x 38 m. V skladu z elaboratom študije požarne varnosti se za objekt zahteva 30 minutno požarno odpornost nosilne konstrukcije (znotraj požarnega sektorja R30, na mejah požarnega sektorja REI30), ali pa mora biti konstrukcija na ustrezen način zaščitena, da zadostuje pogojem zagotavljanja nosilnosti predviden čas. Za strešno konstrukcijo se prav tako zahteva požarna odpornost 30 minut.

Prisotni so sledeči aktivni protipožarni ukrepi:

- zunanje gasilske enote;

- varne dostopne poti;
- naprave za ročno gašenje požara;
- sistem za odvod dima in toplote.

Požarna obremenitev

Karakteristično gostoto požarne obtežbe $q_{f,k}$ določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-2. Povprečna vrednost požarne obremenitve, v skladu s standardom, za dvorane znaša 300 MJ/m². Enako vrednost določa tudi poročilo o požarni obtežbi za obravnavano dvorano. To vrednost smo za posamezne scenarije požara, v skladu z dodatkom E k SIST EN 1991-1-2, ustrezno reducirali zaradi prisotnih pozitivnih protipožarnih ukrepov.

Računska vrednost požarne obtežbe $q_{f,d}$ je definirana kot:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n, \quad (4)$$

kjer je:

m faktor izgorevanja (za celulozne materiale se privzame $m = 0,8$);

δ_{q1} faktor, ki zajema vpliv nevarnosti pojava požara glede na velikost požarnega sektorja;

δ_{q2} faktor, ki zajema vpliv nevarnosti pojava požara glede na namembnost prostora;

$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$ faktor, ki zajema vpliv različnih aktivnih protipožarnih ukrepov;

$q_{f,k}$ je karakteristična vrednost požarne obtežbe na enoto površine [MJ/m²].

Koeficienti δ_{q1} in δ_{q2} (Vir: EN1991-1-2:2002, Aneks E, E.1)

Površina požarnega sektorja A_f [m ²]	δ_{q1}	Namembnost prostora	δ_{q2}
25	1.10	galerija, muzej, plavalni bazen	0.78
250	1.50	pisarna, rezidenca, hotel, papirna industrija	1.00
2500	1.90	strojna in motorna industrija	1.22
5000	2.00	kemični laboratorij, pleskarske delavnice	1.44
10000	2.13	pirotehnična industrija, barvna industrija	1.66

Koeficienti δ_{ni} (Vir: EN1991-1-2:2002, Aneks E, E.1)

δ_{ni} faktor aktivnih protipožarnih ukrepov											
Avtomatsko gašenje z vodo	Samostojna oskrba z vodo			Avtomatsko zaznavanje požara & alarm		Avtomatsko opozarjanje gasilske postaje	Lastna gasilsk a enota	Zunanje gasilske enote	Varne dostop ne poti	Ročne naprave za gašenje požara	Sistem za odvod dima
δ_{n1}	0	1	2	s toploto	z dimom	δ_{n5}	δ_{n6}	δ_{n7}	δ_{n8}	δ_{n9}	δ_{n10}
0.61	1.0	0.87	0.7	0,87 ali 0.73		0.87	0,61 ali	0.78	1,0 ali 1,5	1,0 ali 1,5	1,0 ali 1,5

Za običajne protipožarne naprave, ki bi morale biti vedno prisotne, kot so varne dostopne poti, naprave za ročno gašenje požara in sistem za odvajanje dima na stopniščih, se privzame, da je vrednost δ_{ni} enaka 1.0. V kolikor te naprave niso prisotne, se privzame vrednost 1.5 za ustrezne koeficiente δ_{ni} . V kolikor se na stopnišču v primeru požara aktivira nadtlak, potem se za δ_{n8} privzame vrednost 0.9.

Mehanska obtežba za požar

Mehansko obtežbo za projektno požarno nezgodno obtežno stanje določimo v skladu s poglavjem 2.2.

Tabela 11: Kombinacije obtežbe za požarno projektno stanje

streha	$1.0 \cdot G + 0.2 \cdot S$
tribuna	$1.0 \cdot G + 0.7 \cdot Q$

Pregled po opravljenih scenarijih požarnih analiz

Pred analizo posameznih variant, predstavljamo v Tabeli 12 scenarije požarnih analiz, ki jih podrobneje obravnavamo v nadaljevanju.

Tabela 12: Pregled po opravljenih cenarijih požarnih analiz

Požarni scenarij		Opis scenarija
Globalni	osnovna varianta	Polno razvit požar po celotni dvorani z upoštevanjem vseh prisotnih protipožarnih ukrepov.
	varianta 1	Enaka situacija kot v osnovni varianti, vhodi v dvorano se odprejo po 10 minutah.
	varianta 2	Enaka situacija kot v osnovni varianti, vhodi v dvorano se odprejo po 20 minutah.
	varianta 3	Enaka situacija kot v osnovni varianti, steklena fasada postopoma popoka.

Lokalni	požar na sredini dvorane	osnovna varianta	Lokaliziran požar na sredini dvorane z upoštevanjem vseh prisotnih protipožarnih ukrepov.
		varianta 1	Enaka situacija kot v osnovni varianti lokalnega požara, brez upoštevanja strešnih kupol.
	požar ob stebri na tribuni		Lokaliziran požar ob stebri na tribuni z upoštevanjem vseh prisotnih protipožarnih ukrepov.

3.3.5.1 Določitev razvoja temperatur s programom OZone V2.2

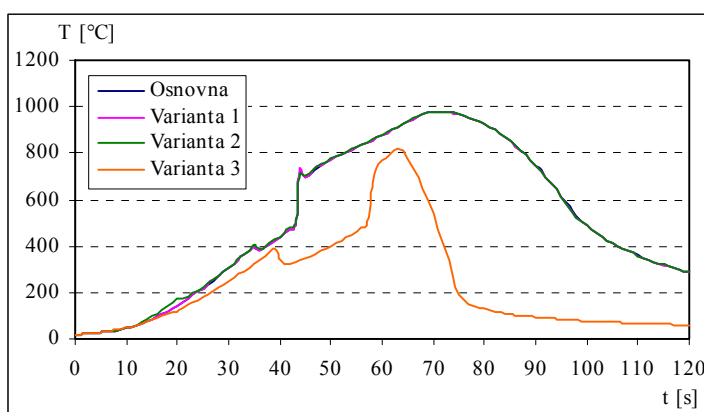
Program OZone nima vgrajene možnosti uporabe škatlastih in okroglih profilov, zato smo za izračun temperatur v jeklenih stebrih pomičnega okvira (škatlasti profil UUPN 300) ter diagonalah strešnega povezja (polna cev $\phi 20$) uporabili nadomestni profil HEM 220 ter HEB 120 s podobnima faktorjema izpostavljenosti prereza (UUPN 300: 84.0 m^{-1} , HEM 220: 88.6 m^{-1} ; palica RD 20: 200.0 m^{-1} , HEB 120: 201.8 m^{-1} – na varni strani). V računu je bil upoštevan 5 mm debel nanos obrizga z mineralnimi vlakni na stebrih, ki računsko na konzervativen način nadomešča intumescentni premaz R30. Vsi ostali jekleni elementi so nezaščiteni.

Izvedli smo več različnih požarnih scenarijev, katerih rezultati so predstavljeni v nadaljevanju. Pri vseh je čas trajanja požara dolg 2 uri.

3.3.5.1.1 Požar po celotni dvorani

Opravili smo več variant za polni požar po celotni dvorani z upoštevanjem karakteristične požarne obremenitve, ki velja za celotni požarni sektor. Gorljiva površina znaša 1330 m^2 . Variante se nanašajo na stanje odprtih oz vhodov v dvorano. Obravnavana je situacija v kateri se vsa vrata odpro po 10 (varianta 1) in 20 min (varianta 2) - prihod gasilcev ter situacija, v kateri postopoma popoka zastekljeni vrhni del fasade na severni vzdolžni strani fasade, površine 144 m^2 (varianta 3). Pri vseh variantah je upoštevano odvajanje toplote skozi šest strešnih kupol ($1.2 \times 1.2 \text{ m}$). Za vse tri variante je bila upoštevana sledeče projektna vrednost požarne obtežbe, ki jo določimo po Enačbi (4):

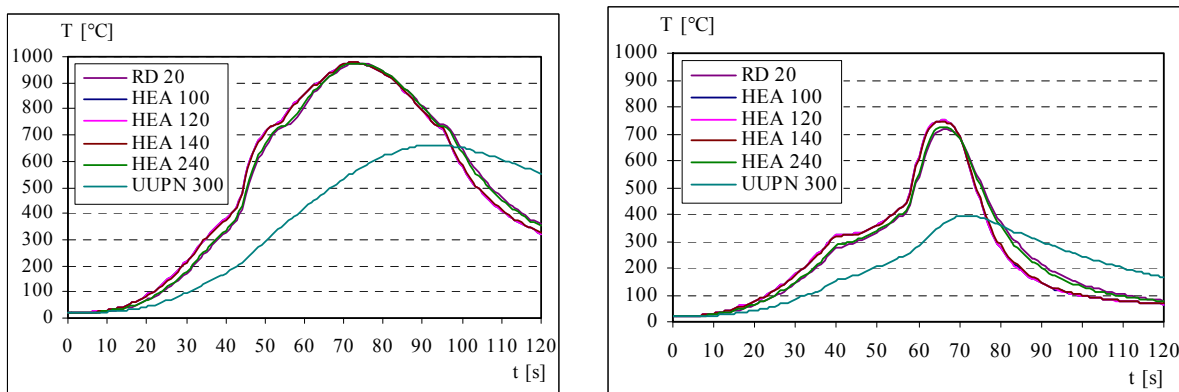
$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n = 300 \text{ MJ} / \text{m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.79 \cdot 0.85 \cdot 0.78 = 284.8 \text{ MJ} / \text{m}^2$$



Slika 48: Primerjava časovnega razvoja temperatur plinov v požarnem sektorju

Kot je razvidno iz Slike 48 se varianti 1 in 2 praktično ne razlikujeta od osnovne situacije, kjer so vsa vrata zaprta. Rezultat je smiseln, saj imajo vse vratne odprtine zaradi prisotnosti velikega volumna zraka v dvorani majhen vpliv na razvoj intenzivnosti požara. Večje odstopanje v razvoju temperatur daje varianta 3, kjer je zaradi postopnega popokanja steklene fasade omogočen vstop večji količini hladnejšega zraka v prostor.

Potek temperatur s časom v elementih konstrukcije za osnovno varianto in varianto 3 prikazuje spodnja Slika 49.



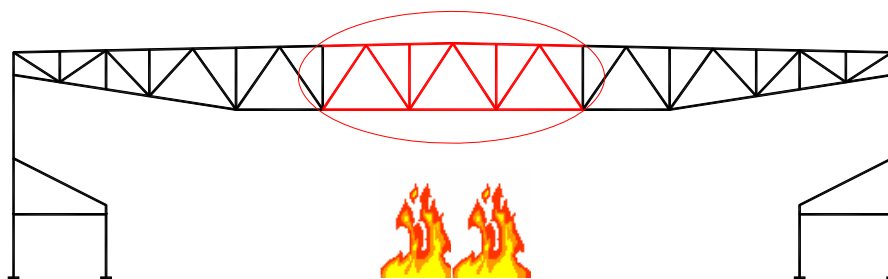
Slika 49: Razvoj temperatur s časom v jeklenih elementih; levo: osnovna varianta, desno: varianta 3

3.3.5.1.2 Lokaliziran požar na sredini dvorane

Obravnavamo situacijo v kateri pride do požara na sredini dvorane. Maksimalna velikost površine na kateri je predviden požar znaša 35 m^2 . Izvor požara se nahaja neposredno pod sredino paličnega nosilca. Za karakteristično gostoto požarne obtežbe $q_{f,k}$ smo v tem primeru

izbrali nekoliko večjo vrednost kot jo sicer standard SIST EN 1991-1-2 predpisuje za dvorane (300 MJ/m^2) in znaša 420 MJ/m^2 (primerljivo s karakteristično gostoto požarne obtežbe za pisarne). Takšna izbira je namreč povsem upravičena v primerih, ko je v dvorani na enem mestu zbrana računalniška tehnika, razni leseni rekviziti in instalacije (mize, stoli, blazine, plastificirane žice, ...).

Povišanim temperaturam so izpostavljeni samo elementi paličnega nosilca (brez stebrov), Slika 50. Konzervativno smo predpostavili, da se vsi označeni elementi segrejejo z enako intenziteto in torej ni padca intenzitete segrevanja levo in desno od lokacije požara.



Slika 50: Povišanim temperaturam izpostavljeni elementi paličnega nosilca za lokaliziran požar na sredini dvorane

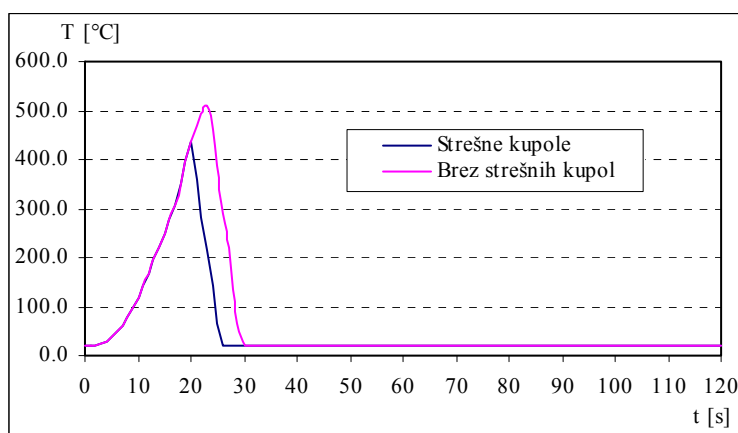
Obravnavana je osnovna situacija, v kateri prav tako kot v vseh prejšnjih požarnih scenarijih upoštevamo odvajanje toplote in dima skozi strešne kupole. Projektna vrednost požarne obremenitve znaša:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n = 420 \text{ MJ/m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.18 \cdot 0.85 \cdot 0.78 = 262.9 \text{ MJ/m}^2$$

Poleg osnovne variante smo obravnavali še scenarij, ki ne vključuje sistema za odvajanje toplote in dima. Projektna vrednost požarne obtežbe je v tem večja in znaša:

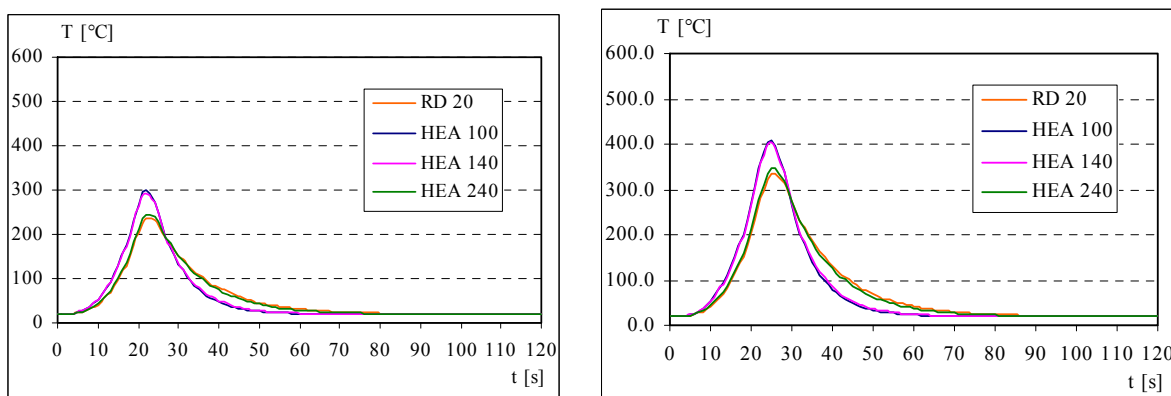
$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n = 420 \text{ MJ/m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.18 \cdot 0.85 \cdot 1.17 = 394.3 \text{ MJ/m}^2$$

Potek temperature plinov s časom za obe varianti prikazuje Slika 51.



Slika 51: Primerjava časovnega razvoja temperatur plinov za dvourni požar

Potek temperature s časom za temperaturno obremenjene elemente paličnega nosilca za oba scenarija prikazuje spodnja Slika 52.



Slika 52: Razvoj temperatur s časom v elementih paličnega nosilca; levo: situacija s strešnimi kupolami, desno: situacija brez strešnih kupol

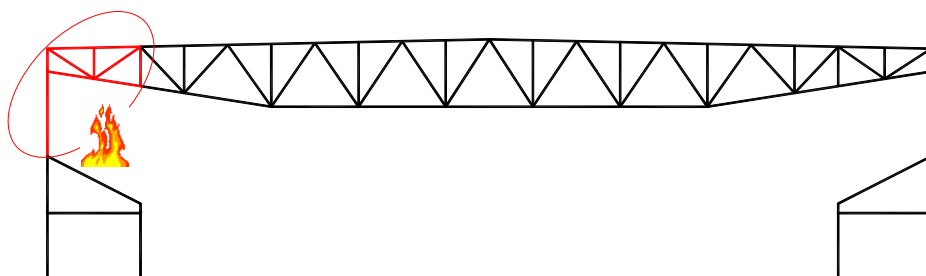
3.3.5.1.3 Lokaliziran požar v bližini stebra na tribuni

Obravnavamo situacijo v kateri pride do požara na tribuni. Maksimalna velikost površine na kateri je predviden požar znaša 20 m^2 . Izvor požara se nahaja 1 m od stebra neposredno pod okvirom. Za karakteristično gostoto požarne obtežbe $q_{f,k}$ je izbrana enaka vrednost kot v prejšnjem primeru likalnega požara na sredini dvorane in znaša 420 MJ/m^2 . Prav tako kot v prejšnjih požarnih scenarijih upoštevamo odvajanje toplote in dima skozi strešne kupole.

Projektna vrednost požarne obremenitve znaša:

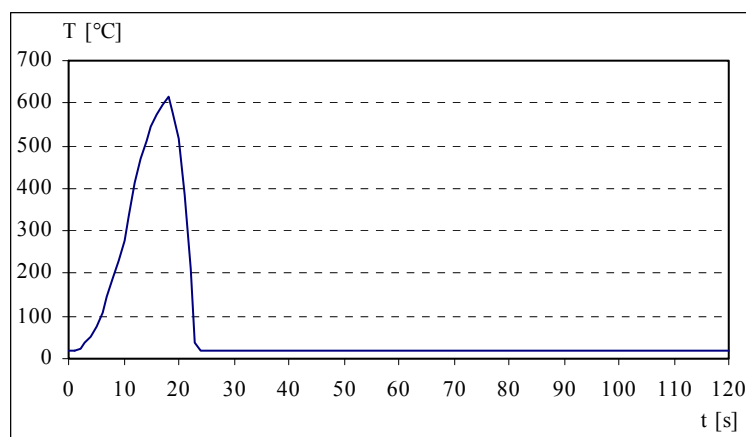
$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n = 420 \text{ MJ} / \text{m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.08 \cdot 0.85 \cdot 0.78 = 240.6 \text{ MJ} / \text{m}^2$$

Povišanim temperaturam je izpostavljen del stebra iznad tribune ter elementi paličnega nosilca, kot prikazuje Slika 53. Konzervativno smo predpostavili, da se vsi označeni elementi segrejejo z enako intenziteto in torej ni padca intenzitete segrevanja izven neposredne lokacije požara.



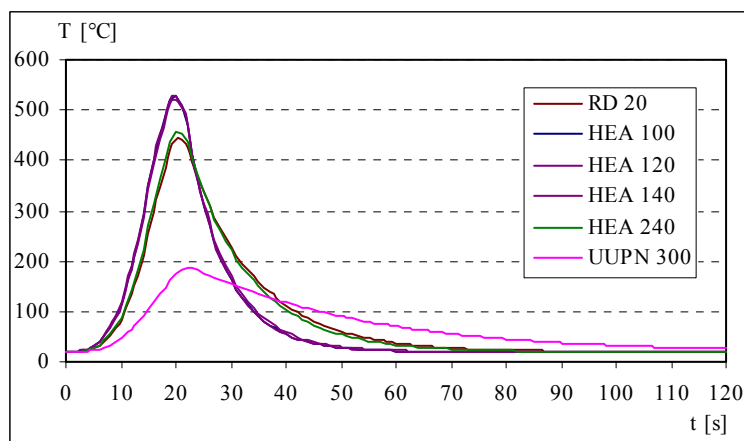
Slika 53: Povišanim temperaturam izpostavljeni elementi jeklenega okvira za lokaliziran požar na tribuni ob stebru

Potek temperature plinov s časom prikazuje Slika 57. V primerjavi z lokalnim požarom na sredini dvorane, vrednosti temperatur v tem primeru dosegajo precej višje vrednosti. Eden izmed razlogov je nižja višina dvorane v predelu tribun.



Slika 54: Primerjava časovnega razvoja temperatur plinov za dvourni požar

Potek temperature s časom za temperaturno obremenjene elemente jeklenega okvira prikazuje spodnja Slika 55.



Slika 55: Razvoj temperatur s časom v elementih okvirja

3.3.5.2 Požarna analiza s programom Abaqus

Predstavljeni rezultate iz požarnega modela v obliki tabelaričnega zapisa za razvoj temperatur s časom za posamezen profil, s pomočjo programa Excel, vnesemo v model za mehansko analizo obravnavane konstrukcije.

Pri požarni analizi pomičnega okvira s programom Abaqus so poleg predpisanih globalnih upoštevane še lokalne (ločne) nepopolnosti. Upoštevana je vrednost $L/500$, s čimer poleg geometrijskih nepopolnosti upoštevamo tudi vpliv zaostalih napetosti. Posebej analiziramo tudi mehanski odziv strešnega povezja, ki zagotavlja bočno podpiranje tlačnih pasov paličnih nosilcev izven ravnine posameznega pomičnega okvira.

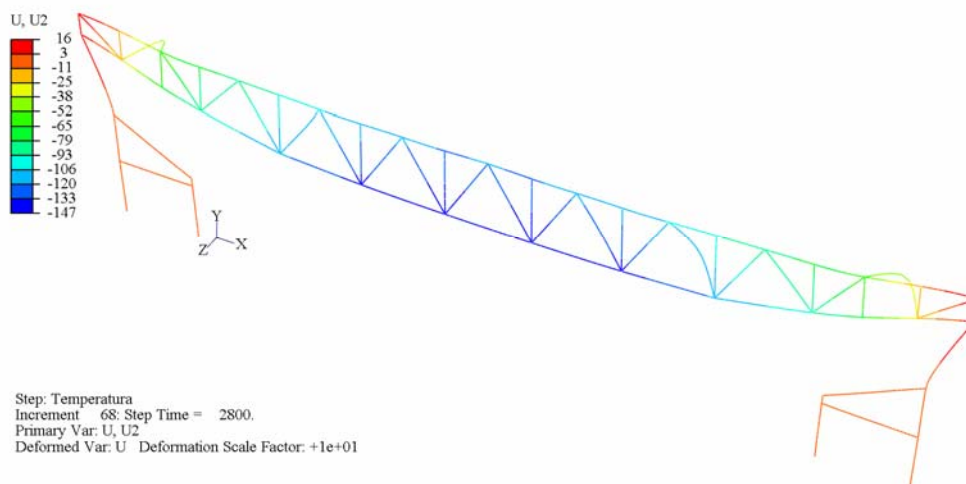
Upoštevana je TDR ter nelinearen odziv jekla S235 pri različnih temperaturah.

Rezultate analize predstavljajo deformacije in čas požarne odpornosti obravnavanega jeklenega okvira in povezja.

3.3.5.2.1 Odziv jeklenega okvira in strešnega povezja za požar po celotni dvorani

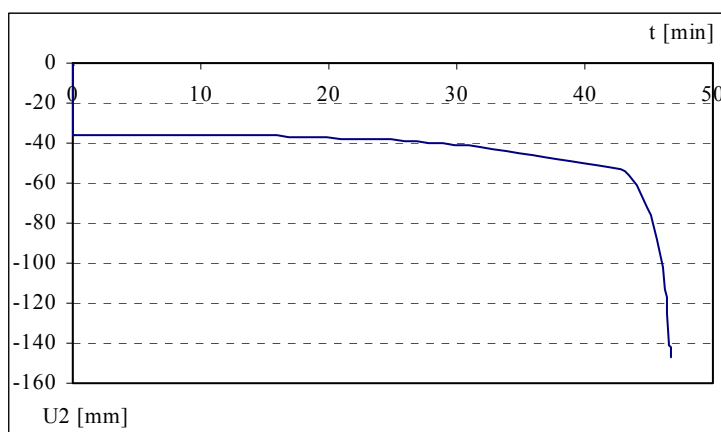
3.3.5.2.1.1 Osnovna varianta

Slika 56 prikazuje deformirano obliko okvira za osnovno varianto polno razvitega požara po dvorani vključno s tribunami v času $t = 47$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša $636\text{ }^{\circ}\text{C}$. Deformacije na sliki so povečane za faktor 10.



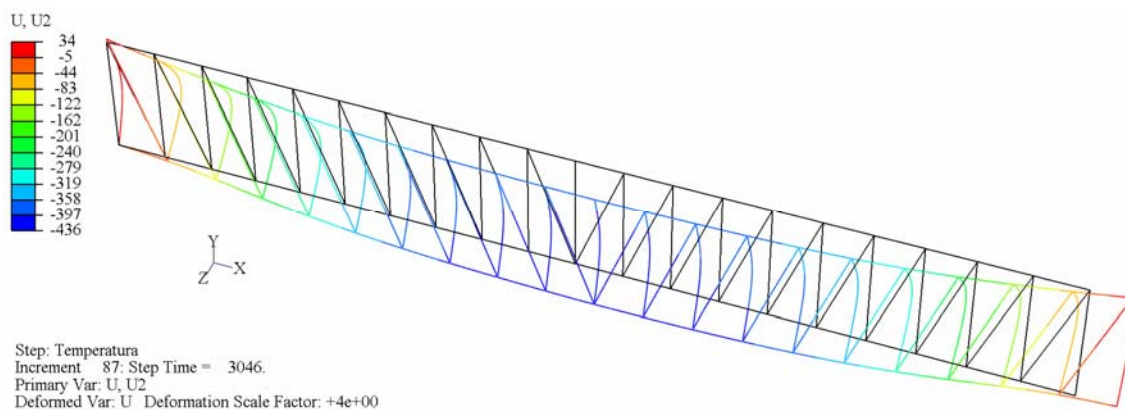
Slika 56: Deformirana oblika okvira za osnovno varianto požara, $t = 47$ min

Porušitev konstrukcije nastopi v paličnem nosilcu po odpovedi tlačnih diagonal (uklon izven ravnine okvira v smeri šibke osi diagonale) pri času 47 minut. Oba stebra se sicer močno deformirata vendar se ne porušita. Navpični pomik točke na sredini paličnega nosilca do porušitve prikazuje Slika 57.



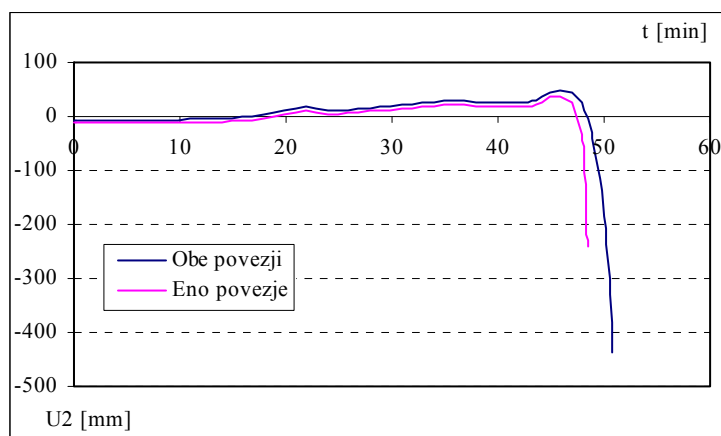
Slika 57: Navpični pomik U_2 [mm] na sredini paličnega nosilca

Slika 58 prikazuje deformirano obliko povezja v času $t = 51$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša $688\text{ }^{\circ}\text{C}$. Deformacije na sliki so povečane za faktor 4.



Slika 58: Deformirana oblika povezja za osnovno varianto požara, $t = 51$ min

Porušitev povezja nastopi pri času 51 min. Slika 59 prikazuje pomik točke v pasu povezja na sredini razpona (krivulja za obe povezji). Dodatno smo v tem scenariju preverili situacijo, ko eno izmed obeh povezij odpove med požarom. V tem primeru se izbočne sile iz vseh osmih pomičnih okvirov prenesejo na preostalo povezje. Čas porušitve povezja v tem primeru znaša 49 min.

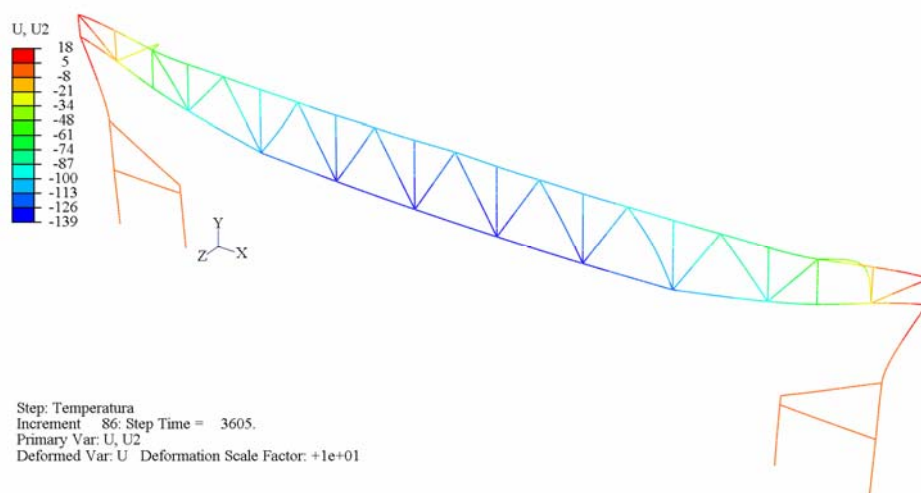


Slika 59: Pomik v ravnini povezja U_2 [mm] na sredini razpona

3.3.5.2.1.2 Varianta 3

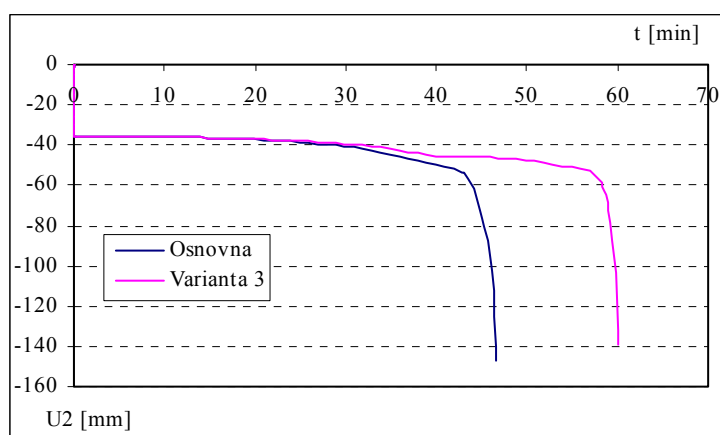
Kot že rečeno, smo v tej varianti polno razvitega požara upoštevali situacijo, v kateri postopoma popoka steklena fasada. Takšna situacija je zagotovo mogoča in celo realno lahko pričakujemo, da steklo pod vplivom povišanih temperatur in nenazadnje velikih deformacij jeklene nosilne konstrukcije postopoma popoka. Iz dobljenih rezultatov je tudi razvidno, da je v primerjavi z osnovno varianto precej ugodnejša, saj nosilna konstrukcija ohrani nosilnost skoraj 20 min dlje.

Slika 60 prikazuje deformirano obliko okvira za 3. varianto polno razvitega požara po dvorani vključno s tribunami v času $t = 60$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša $614\text{ }^{\circ}\text{C}$. Deformacije na sliki so povečane za faktor 10.



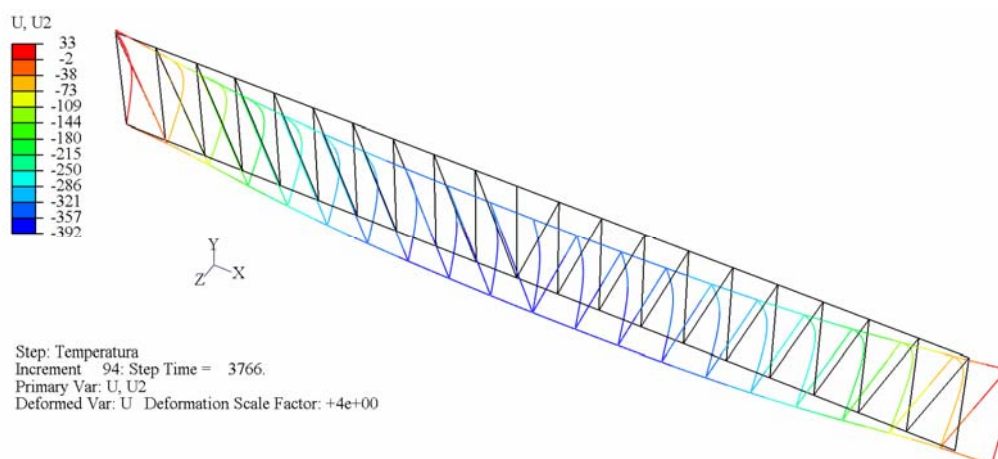
Slika 60: Deformirana oblika okvira za 3. variantu polno razvitega požara, $t = 60$ min

Porušitev konstrukcije nastopi v paličnem nosilcu po odpovedi tlačnih diagonal (uklon izven ravnine okvira v smeri šibke osi diagonale) pri času $t = 60$ min. Oba stebra se sicer močno deformirata vendar se ne porušita. Navpični pomik točke na sredini paličnega nosilca do porušitve prikazuje Slika 61.



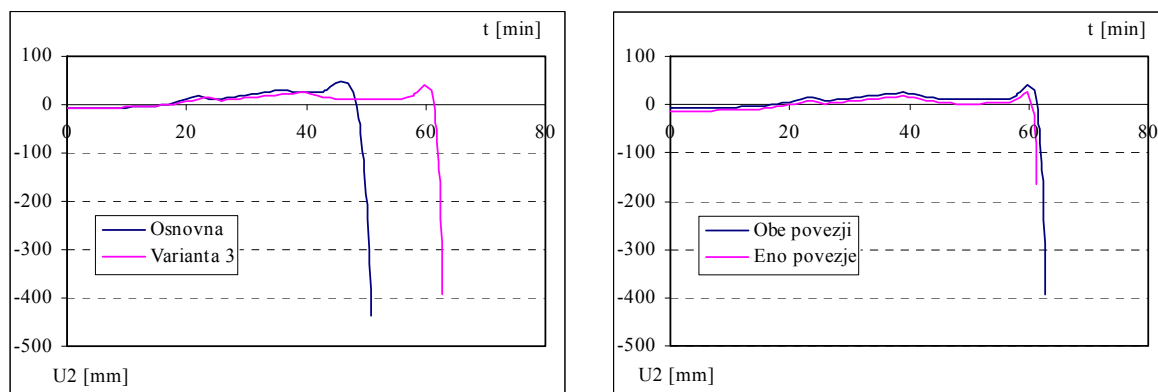
Slika 61: Navpični pomik U_2 [mm] na sredini paličnega nosilca za osnovno in tretjo varianto

Slika 62 prikazuje deformirano obliko povezja v času $t = 63$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša 682 °C. Deformacije na sliki so povečane za faktor 4.



Slika 62: Deformirana oblika povezja za 3. variantu polno razvitega požara, $t = 63$ min

Porušitev povezja nastopi pri času 63 min. Slika 63 prikazuje primerjavo pomika točke v pasu povezja na sredini razpona z osnovno varianto. Dodatno smo tudi v tem scenariju preverili situacijo, ko eno izmed obeh povezij odpove med požarom. Čas porušitve povezja v tem primeru znaša 61 min.



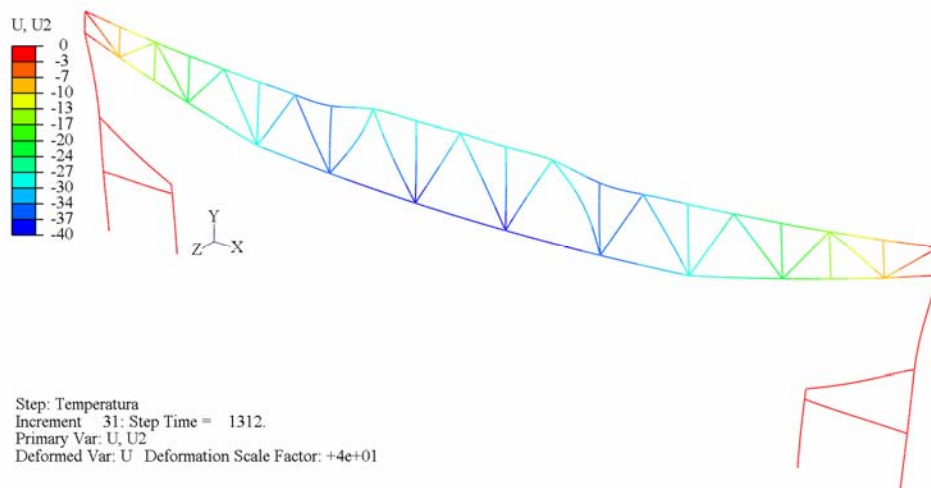
Slika 63: Primerjava pomika v ravnini povezja U2 [mm] na sredini razpona

3.3.5.2.2 Odziv jeklenega okvira in strešnega povezja na lokaliziran požar

3.3.5.2.2.1 Požar na sredini dvorane

Upoštevanje strešnih kupol

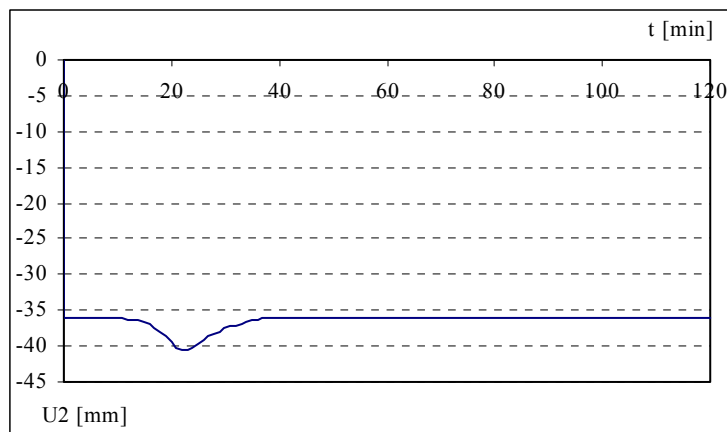
Slika 64 prikazuje deformirano obliko okvira za scenarij lokalnega požara z upoštevanjem odvajanja toplote in plinov skozi strešne kupole pri času $t = 22$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša $300\text{ }^{\circ}\text{C}$. Deformacije na sliki so povečane za faktor 40.



Slika 64: Deformirana oblika okvira za scenarij z upoštevanjem strešnih kupol, $t = 22$ min

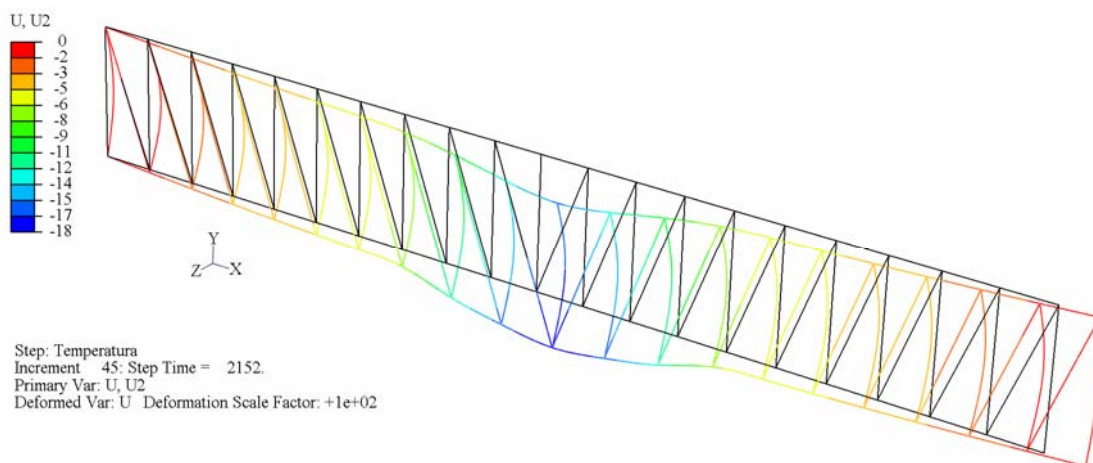
Konstrukcija prenese podano projektno požarno obtežbo. Iz Slike 64 je dobro vidna deformacija tistih elementov paličja, ki so izpostavljeni povišanim temperaturam (Slika 50). Kritični sta predvsem tlačeni diagonali, pri katerih pride do uklona izven ravnine okvira v

smeri lokalne šibke osi. Spreminjanje vrednosti navpičnega pomika točke na sredini paličnega nosilca za celotni čas požara prikazuje Slika 65.



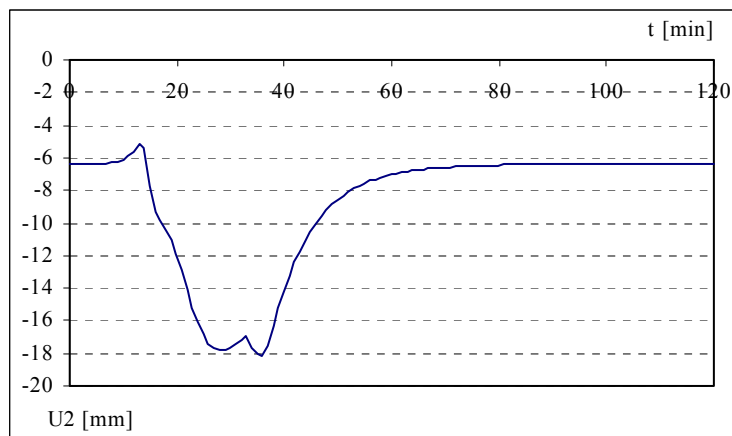
Slika 65: Navpični pomik U2 [mm] na sredini paličnega nosilca

Slika 66 prikazuje deformirano obliko povezja pri času $t = 36$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša 294 °C. Deformacije na sliki so povečane za faktor 100.



Slika 66: Deformirana oblika povezja za scenarij z upoštevanjem strešnih kupol, $t = 36$ min

Povezje prenese podano projektno požarno obtežbo. Spreminjanje vrednosti pomika v ravnini povezja točke na sredini razpona za celotni čas požara prikazuje Slika 67.

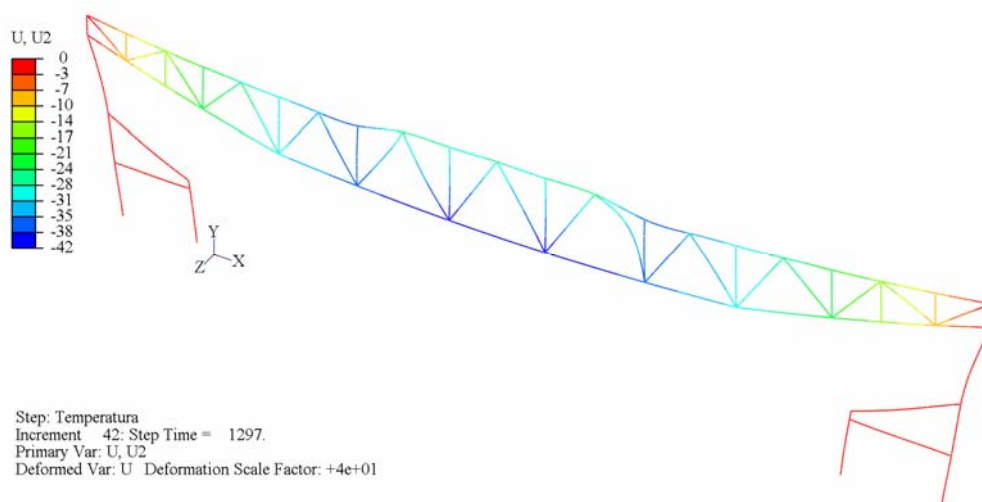


Slika 67: Pomik v ravnini povezja U2 [mm] na sredini razpona

Brez upoštevanja strešnih kupol

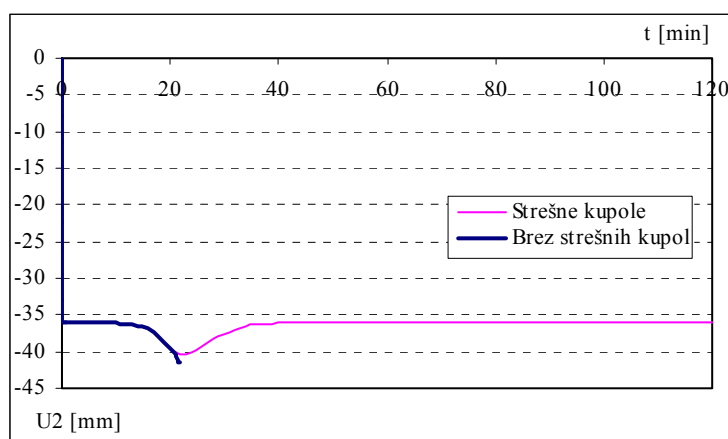
Konstrukcija paličnega nosilca je za lokalno segrevanje elementov zelo občutljiva na nivo povišanih temperatur v jeklu. Podani so rezultati mehanske analize za primer enakih karakteristik požara kot v prejšnjem primeru s tem, da pri računu razvoja temperatur v programu OZone ne upoštevamo funkcije odvajanja toplote in plinov skozi strešne kupole. Kot je razvidno iz Slike 51 in Slike 52 so dosežene temperature plinov ter jekla segrevanih elementov paličja v lokalni okolici požara višje kot v primeru, ko funkcijo odvajanja plinov in toplote strešnih kupol upoštevamo.

Slika 68 prikazuje deformirano obliko okvira za scenarij lokalnega požara brez upoštevanja odvajanja toplote in plinov skozi strešne kupole pri času $t = 22$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša 346 °C. Deformacije na sliki so povečane za faktor 40.



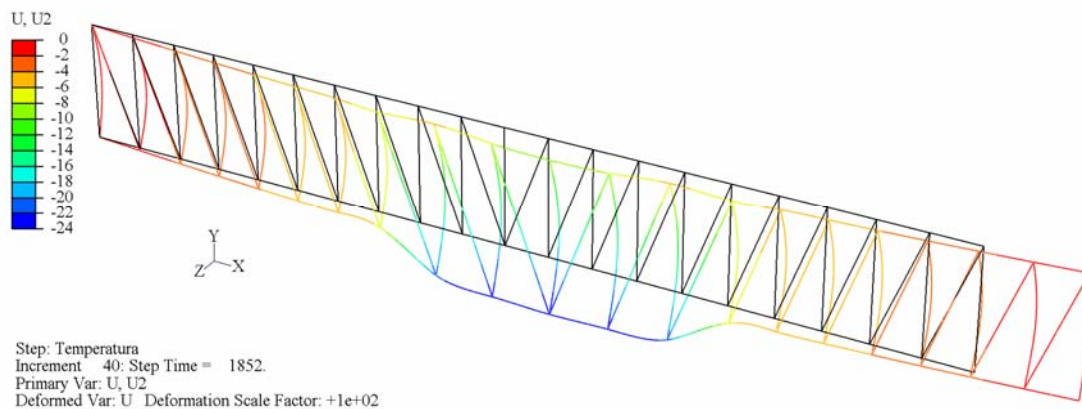
Slika 68: Deformirana oblika okvira za scenarij brez upoštevanja strešnih kupol, $t = 22$ min

Konstrukcija v tem scenariju ne prenese podane projektne požarne obtežbe. Iz Slike 68 je dobro vidna deformacija tistih elementov paličja, ki so izpostavljeni povišanim temperaturam (Slika 50). Kritični sta predvsem tlačeni diagonali, pri katerih pride do uklona izven ravnine okvira v smeri lokalne šibke osi. Spreminjanje vrednosti navpičnega pomika točke na sredini paličnega nosilca do odpovedi nosilnosti pri času 22 min prikazuje Slika 69.



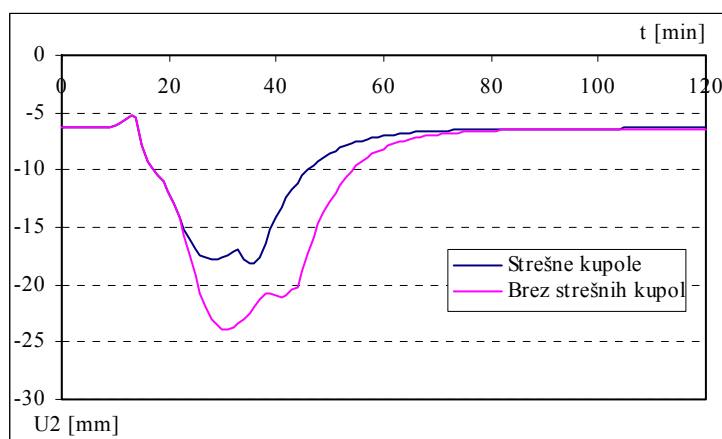
Slika 69: Navpični pomik U_2 [mm] na sredini paličnega nosilca

Slika 70 prikazuje deformirano obliko povezja za scenarij lokalnega požara brez upoštevanja odvajanja toplote in plinov skozi strešne kupole pri času $t = 31$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša 403 °C. Deformacije na sliki so povečane za faktor 100.



Slika 70: Deformirana oblika povezja za scenarij brez upoštevanja strešnih kupol, $t = 31$ min

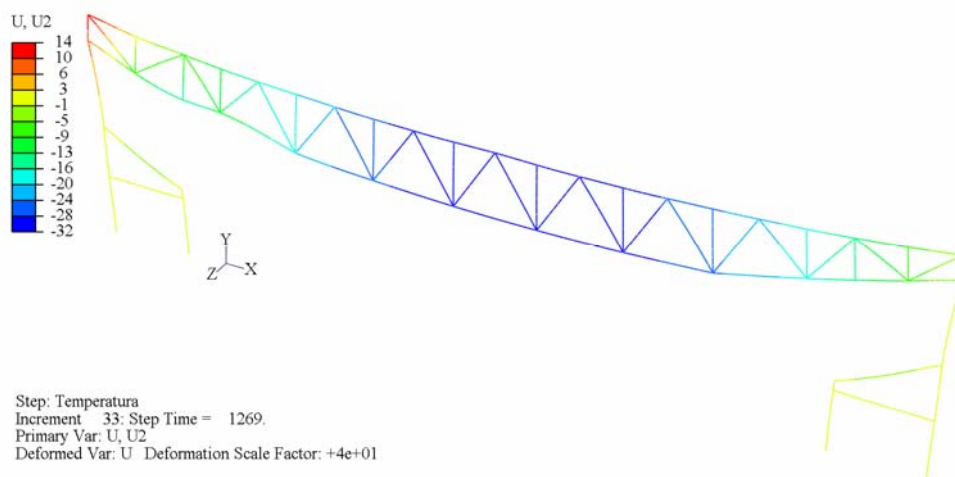
Konstrukcija povezja za predviden scenarij prenese podano projektno požarno obtežbo. Spreminjanje vrednosti pomika v ravnini povezja točke na sredini razpona prikazuje Slika 71.



Slika 71: Primerjava pomika v ravnini povezja U_2 [mm] na sredini razpona

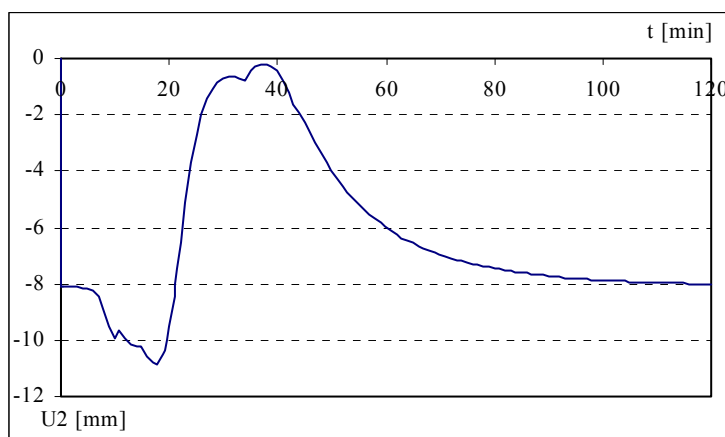
3.3.5.2.2 Požar v bližini stebra na tribuni

Slika 72 prikazuje deformirano obliko okvira za scenarij lokalnega požara ob stebri na tribuni v času $t = 21$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša $510\text{ }^{\circ}\text{C}$. Deformacije na sliki so povečane za faktor 40.



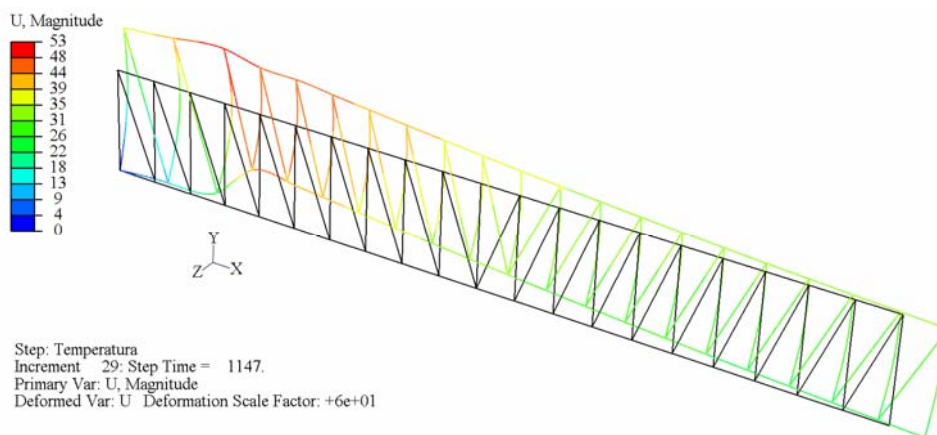
Slika 72: Deformirana oblika okvira za scenarij lokalnega požara na tribuni, $t = 21$ min

Konstrukcija prenese podano projektno požarno obtežbo. Iz Slike 72 je dobro vidna deformacija tistih elementov paličja, ki so izpostavljeni povišanim temperaturam. Kritična je predvsem tlačena diagonala, pri kateri prihaja do uklona izven ravnine okvira v smeri lokalne šibke osi. Spreminjanje vrednosti navpičnega pomika točke v drugem vozlišču spodnjega pasu paličnega nosilca za celotni čas požara prikazuje Slika 73.



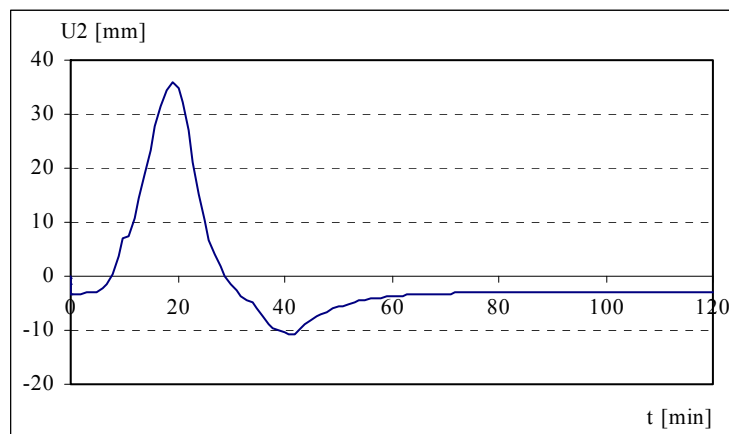
Slika 73: Navpični pomik U_2 [mm] drugega vozlišča spodnjega pasu paličnega nosilca

Slika 74 prikazuje deformirano obliko povezja v času $t = 19$ min. Maksimalna dosežena temperatura nosilnih elementov pri tem času znaša $513\text{ }^{\circ}\text{C}$. Deformacije na sliki so povečane za faktor 60.



Slika 74: Deformirana oblika povezja za scenarij lokalnega požara na tribuni, $t = 19$ min

Konstrukcija prenese podano projektno požarno obtežbo. Spreminjanje vrednosti pomika v ravnini povezja za točko v tretjem vozlišču spodnjega pasu iz leve, (Slika 74) za celotni čas požara prikazuje Slika 75.



Slika 75: Pomik v ravnini povezja U_2 [mm] tretjega vozlišča iz leve strani spodnjega pasu povezja

Komentar k rezultatom opravljenе požarne analize

Tabela 13: Rezultati analiziranih požarnih scenarijev

Požarni scenarij	Opis scenarija	Del obravnavane konstrukcije	Čas požarne odpornosti (nosilnosti) [min]	
Globalni	Osnovna varianta	pomični okvir	47	
		strešno povezje (dve strešni povezji)	51	
		strešno povezje (eno izmed strešnih povezij odpove)	49	
	Varianta 3	pomični okvir	60	
		strešno povezje (dve strešni povezji)	63	
		strešno povezje (eno izmed strešnih povezij odpove)	61	
Lokalni	Požar na sredini dvorane	pomični okvir	strešne kupole	120*
			brez strešnih kupol	22
		strešno povezje	strešne kupole	120*
			brez strešnih kupol	120*
	Požar ob stebri na tribuni	pomični okvir	120*	
		strešno povezje	120*	
OPOMBA: *) Celoten čas trajanja požarne analize znaša 120 minut.				

Ob upoštevanju vseh požarnih parametrov, vključno s prisotnimi protipožarnimi ukrepi v dvorani, je jeklena konstrukcija pomičnega okvira sposobna ohraniti nosilnost vsaj za 47 minutni čas, kot je to zahtevano v študiji požarne varnosti. V vseh primerih smo izvajali požarno analizo za 120 minutni čas, saj nas je zanimalo obnašanje konstrukcije tudi v času ohlajanja. Povsem mogoče je namreč, da porušitev konstrukcije nastopi med ohlajanjem materiala, kar pa se v analiziranih primerih ni zgodilo.

Rezultate analiziranih primerov požarne analize, v obliki časov požarne odpornosti (nosilnosti), prikazuje Tabela 13.

Iz primerjave obeh izvedb lokalnega požara (požar na sredini dvorane, požar ob stebri na tribuni) lahko zaključimo, da je bistveno neugodnejši scenarij lokalnega požara na sredini dvorane. Temu je tako tudi zato, ker nismo upoštevali postopnega padca temperaturne obtežbe za območju izven lokacije požara. V tem primeru namreč pride do porušitve konstrukcije okvira že pri temperaturah elementov paličnega nosilca (tlačeni diagonalni) okrog

350 °, do česar lahko privede situacija, v kateri odvodi toplote in plinov v strehi (strešne kupole) ostanejo zaprti.

Konstrukcija strešnega povezja je v vseh analiziranih scenarijih izkazala daljši čas mehanske odpornost (nosilnosti) na projektno požarno stanje v primerjavi s pomičnim okvirom. Najkrajši zabeleženi čas znaša 49 minut (v istem požarnem scenariju jeklena konstrukcija pomičnega okvira zdrži 47 minut). To je dobro, saj bi v nasprotnem primeru pomenilo, da so šibek člen konstrukcije jeklene dvorane prav bočne podpore tlačnih pasov paličnih nosilcev.

4 Požarna analiza sovprežnih stropnih konstrukcij

4.1 Mehanski materialni model za beton

V programu Abaqus smo za mehanski odziv betona uporabili elasto–plastičen materialni model, ki omogoča tabelarni vnos zveze napetost deformacija.

Beton je za razliko od jekla izrazito anizotropen material, ki dobro prenaša tlačne obremenitve, v nategu pa izkazuje krhko obnašanje. Prav zato se v inženirskih izračunih natezno nosilnost betona ponavadi zanemari. Standard SIST EN 1994-1-2 v točki 3.2.2 (9) dopušča, da se v naprednih računskih modelih natezna trdnost betona upošteva pri čemer določa, naj bodo vrednosti v okviru določil točke 3.2.2.2 standarda SIST EN 1992-1-2.

Redukcija karakteristične natezne trdnosti betona je definirana z naslednjim izrazom

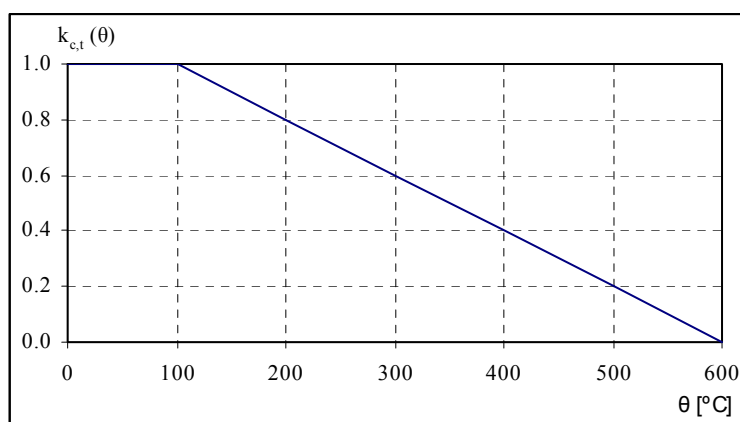
$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t}$$

kjer je

$$k_{c,t}(\theta) = 1.0 \quad \text{za } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1.0 - 1.0 \cdot (\theta - 100) / 500 \quad \text{za } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

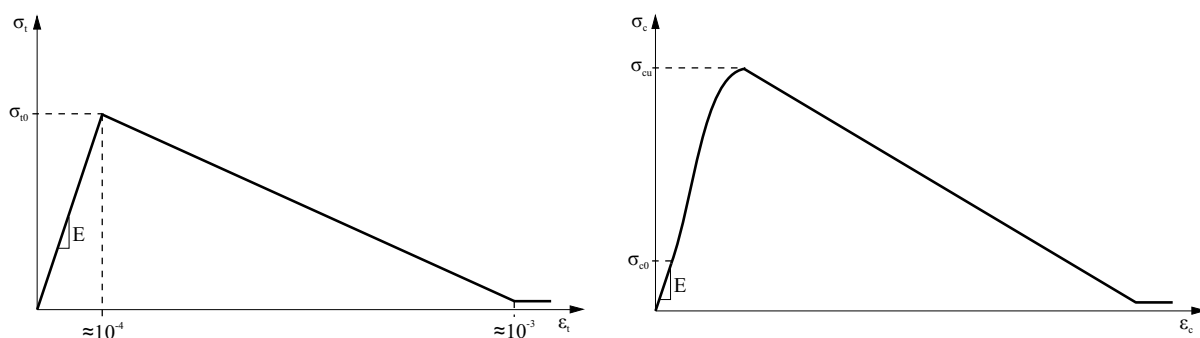
Spreminjanje koeficienta $k_{c,t}(\theta)$ za redukcijo natezne trdnosti betona pri povišanih vrednostih temperature prikazuje spodnja Slika 76.



Slika 76: Spreminjanje koeficienta $k_{c,t}(\theta)$ s temperaturo betona

V programu smo iz knjižnice materialnih modelov uporabili elasto-plastični materialni model za beton (Concrete plasticity model), ki ga sicer najdemo pod splošnim materialnim modelom betona (Concrete damaged plasticity model) in predstavlja njegovo poenostavitev. Plastični model betona, definiran brez poškodb v nategu (pokanje betona) in tlaku (drobljenje betona), je namreč povsem zadovoljiv za primere z monotono obtežbo. Model temelji na konceptu izotropne elastičnosti ter ločenega plastičnega dela materialnega diagrama posebej za nateg in tlak.

Materialni model predpostavlja, da se beton pri enoosnem nategu in tlaku obnaša kot prikazuje Slika 77. Izbrani model povsem ustreza določilom standarda SIST EN 1994-1-2, točka 3.2.2, kjer so podane zahteve glede trdnostnih in deformacijskih lastnosti betona v sovprežnih konstrukcijah (glej tudi točko 2.3.2).



Slika 77: Materialni diagram v Abaqusu za beton v enoosnem nategu (levo) in tlaku (desno)

Pri enoosnem nategu $\sigma - \epsilon$ diagram sledi linearno elastični zvezi do vrednosti rušne napetosti σ_{t0} . Nastop rušne napetosti pomeni začetek pojava razpok v mikrostrukturi betona. Nadaljnji linearni del diagrama predstavlja mehčanje materiala (softening of stress strain response), kar rezultira v lokalizacijo deformacij v strukturi betona. V enoosnem tlaku je odziv betona linearen do nastopa plastifikacije materiala pri napetosti σ_{c0} . V standardu SIST EN 1994-1-2 je tudi ta del diagrama opisan z nelinearno zvezo. Ker pa program zahteva linearno-elastični začetni del diagrama, smo v tabelaričnih podatkih podajali za vrednost napetosti na meji elastičnosti σ_{c0} poljubno majhno vrednost. Plastični del diagrama predstavlja utrjevanje materiala, ki mu, po doseženi mejni napetosti σ_{cu} , sledi linearno padajoči del oziroma mehčanje materiala v tlaku.

Armatura v betonu

V programu Abaqus armaturo v betoskih elementih predstavljajo armaturne palice. To so enodimenzijski elementi, ki jih lahko vstavljamo v beton posamezno ali pa uporabimo možnost pri kateri definiramo skupino z več palicami. V našem primeru smo se za armiranje ploskovnih konstrukcij poslužili drugega načina. Za definicijo ene plasti armature je potrebno podati material armature, površino prereza ene palice, razstoj med palicami ter smer in pozicijo težišča palic v betonskem prerezu. Materialni model za armaturo je enak kot pri konstrukcijskem jeklu (elasto-plastični materialni model za jeklo). Mrežo KE za armaturo program generira na podlagi mreže uporabljenih elementov za betonski element.

S tem pristopom k modeliranju armature je obnašanje betona neodvisno od obnašanja armature v njem. Pojavi povezani z medsebojno interakcijo armature in betona, kot sta zdrsa armature in efekt mozničenja, so modelirani na poenostavljen način z vključitvijo zvezne redukcije nosilnosti betona v nategu (dejansko je pokanje betona hipen pojav), s čimer na posreden način program simulira prenos obtežbe med razpokami preko armaturih palic.

Utrjevanje betona v nategu po doseženi mejni napetosti σ_u

V primerih, ko beton ni armiran ali pa je v njem premalo armature, program ne konvergira k eni rešitvi, saj pri tem beton poka samo v lokaliziranih območjih konstrukcije, premajhna finost mreže pa ne omogoča formiranja novih razpok zunaj teh območij. Zato je pri uporabi armiranega betona priporočljivo uporabiti tako mrežo KE, da vsak KE vsebuje armaturo.

Pomemben dejavnik, ki ugodno vpliva na zmanjšanje občutljivosti računa na finost mreže KE, je tudi ustrezno definiranje plastičnega dela materialnega modela betona v nategu po nastopu mejne napetosti σ_{t0} .

Po priporočilih Abaqusa je za dobro armiran beton z enakomerno gostoto mreže KE upravičena predpostavka da se napetosti linearno zmanjšajo na nično vrednost pri celotni deformaciji, ki znaša deset-kratno vrednost deformacije ob začetku nastajanja razpok v betonu. Deformacija ob nastopu razpok za standardne betone znaša 10^{-4} . Iz tega privzamemo, da je utrjevanje betona v nategu, ki reducira natezno napetost na nič pri deformaciji 10^{-3} , upravičeno (Slika 77).

Podatki za materialni model betona

Za definicijo elastičnega dela materialnega diagrama betona v nategu in tlaku ($E_c = E_t$) podamo vrednost elastičnega modula jekla $E = E(\theta_a)$ ter Poissonov količnik $\nu(\theta_a) = konst = 0.2$.

Za definicijo plastičnega dela $\sigma - \epsilon$ diagrama podamo vrednosti nominalnih napetosti σ_{nom} ter njim pripadajoče plastične deformacije ϵ_{pl} .

Tabela 14: Zveze med napetostmi in deformacijami pri različnih temperaturah za beton C 25/30 v tlaku

T = 20 °C		T = 100 °C		T = 200 °C		T = 300 °C	
σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$
1.88	0.00000	1.88	0.00000	1.78	0.00000	1.59	0.00000
3.75	0.00013	3.75	0.00028	3.56	0.00043	3.19	0.00060
7.47	0.00026	7.48	0.00056	7.10	0.00087	6.36	0.00119
11.11	0.00039	11.11	0.00084	10.56	0.00131	9.45	0.00179
14.55	0.00053	14.56	0.00113	13.84	0.00175	12.39	0.00240
17.67	0.00068	17.68	0.00143	16.81	0.00220	15.05	0.00301
20.34	0.00084	20.36	0.00174	19.36	0.00267	17.33	0.00363
22.45	0.00102	22.47	0.00207	21.37	0.00315	19.14	0.00427
23.93	0.00123	23.96	0.00242	22.79	0.00366	20.42	0.00493
24.79	0.00145	24.82	0.00279	23.61	0.00418	21.16	0.00560
25.06	0.00169	25.10	0.00318	23.88	0.00471	21.40	0.00629
0.04	0.01980	0.04	0.02225	0.04	0.02469	0.04	0.02713

T = 400 °C		T = 500 °C		T = 600 °C		T = 700 °C	
σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$
1.41	0.00000	1.13	0.00000	0.84	0.00000	0.56	0.00000
2.81	0.00091	2.25	0.00143	1.69	0.00195	1.13	0.00213
5.61	0.00182	4.50	0.00285	3.38	0.00390	2.25	0.00426
8.35	0.00273	6.69	0.00427	5.03	0.00585	3.36	0.00639
10.94	0.00364	8.77	0.00570	6.61	0.00782	4.40	0.00853
13.30	0.00456	10.67	0.00713	8.04	0.00983	5.36	0.01069
15.32	0.00549	12.29	0.00856	9.28	0.01190	6.18	0.01289
16.92	0.00643	13.59	0.01001	10.26	0.01404	6.84	0.01514
18.06	0.00739	14.50	0.01146	10.96	0.01627	7.31	0.01744
18.72	0.00836	15.04	0.01292	11.38	0.01858	7.59	0.01980
18.94	0.00934	15.23	0.01440	11.53	0.02097	7.69	0.02221
0.04	0.02956	0.04	0.03198	0.04	0.03440	0.04	0.03681

T = 800 °C		T = 900 °C		T = 1000 °C		T = 1100 °C	
σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$	σ_c [MPa]	$\epsilon_{c,pl}$
0.28	0.00000	0.15	0.00000	0.08	0.00000	0.02	0.00000
0.56	0.00232	0.30	0.00240	0.15	0.00245	0.04	0.00248
1.13	0.00462	0.60	0.00479	0.30	0.00489	0.08	0.00496
1.68	0.00693	0.89	0.00718	0.45	0.00733	0.11	0.00744
2.20	0.00924	1.17	0.00957	0.59	0.00976	0.15	0.00990
2.68	0.01156	1.43	0.01196	0.71	0.01219	0.18	0.01236
3.09	0.01389	1.65	0.01436	0.82	0.01462	0.21	0.01482
3.42	0.01625	1.82	0.01676	0.91	0.01705	0.23	0.01728
3.65	0.01862	1.95	0.01917	0.97	0.01949	0.24	0.01972
3.79	0.02103	2.02	0.02160	1.01	0.02192	0.25	0.02217
3.84	0.02345	2.05	0.02403	1.03	0.02436	0.26	0.02461
0.04	0.03922	0.04	0.04162	0.04	0.04402	0.04	0.04641

Tabela 15: Zveze med napetostmi in deformacijami pri različnih temperaturah za beton C 25/30 v nategu

T = 20 °C		T = 100 °C		T = 200 °C		T = 300 °C	
σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$
3.300	0.00000	3.300	0.00000	2.640	0.00000	1.980	0.00000
0.033	0.00106	0.033	0.00106	0.033	0.00085	0.033	0.00064

T = 400 °C		T = 500 °C		T = 600 °C		T = 700 °C	
σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$
1.320	0.00000	0.660	0.00000	0.033	0.00000	0.033	0.00000
0.033	0.00043	0.033	0.00021	0.033	0.00001	0.033	0.00001

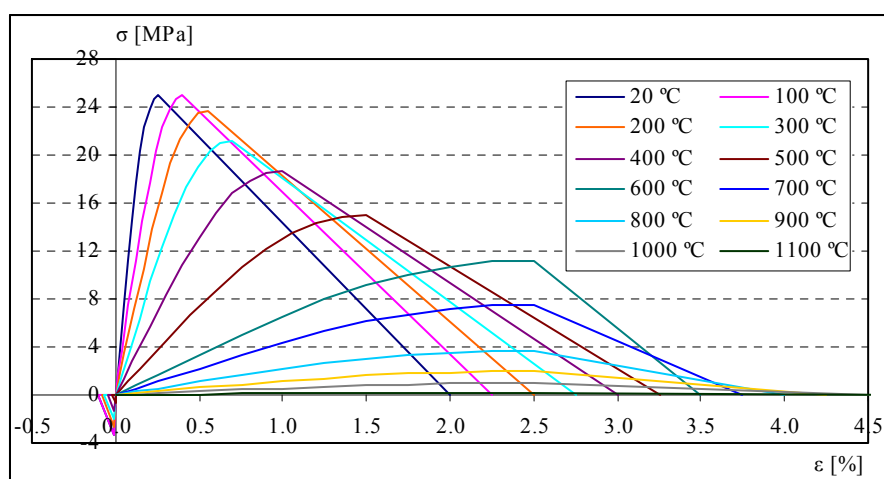
T = 800 °C		T = 900 °C		T = 1000 °C		T = 1100 °C	
σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$	σ_t [MPa]	$\epsilon_{t,pl}$
0.033	0.00000	0.033	0.00000	0.033	0.00000	0.033	0.00000
0.033	0.00001	0.033	0.00001	0.033	0.00001	0.033	0.00001

Prvi par podatkov za plastični del diagrama ustreza nastopu plastifikacije materiala, zato je vrednost plastične deformacije enaka nič. Prav tako je za vse podane vrednosti temperature napetost v zadnjem paru neničelna vrednost; najmanjša vrednost napetosti, ki jo Abaqus še dopušča je stotinka vrednosti napetosti ob nastopu plastifikacije materiala pri 20 °C. To smo upoštevali posebej pri podatkih za tlačni in natezni del delovnega diagrama betona.

Iz Tabele 15 je razvidno, da smo tudi za beton, ki je segret na temperaturo $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ in več, za natezno trdnost predpostavili neničelne vrednosti, čeprav standard SIST EN 1992-1-2 v tem temperaturnem območju predpostavlja ničelno vrednost koeficienta redukcije natezne trdnosti betona $k_{c,t}(\theta)$, Slika 76.

Pri tem je potrebno omeniti, da smo z upoštevanim materialnim modelom za beton, naredili poenostavitev. V skladu s standardom SIST EN 1994-1-2, Aneks C, je pri matematičnem modelu betona za sovisnost napetost-deformacija v naprednih računskih modelih potrebno upoštevati degradacijo trdnosti betona v procesu ohlajanja (ireverzibilen material).

Vrednosti iz zgornjih tabel za beton v nategu in tlaku za posamezno temperaturno območje prikazuje spodnja Slika 78.



Slika 78: Diagrami $\sigma - \varepsilon$ pri povišanih temperaturah za beton C 25/30

4.2 Primer armirano betonskega prostoležečega nosilca

4.2.1 Obremenitev nosilca z mehansko obtežbo

Na enostavnem primeru prostoležečega nosilca prikazujemo reševanje problema požarnega odziva armirano betonskega (AB) elementa s programskim orodjem Abaqus. Predvsem nas zanima fizikalna pravilnost reševanja problema v posameznih vmesnih intervalih zaporednih korakov obremenitve nosilca z mehansko in požarno obtežbo.

$$l = 6.0 \text{ m}$$

$$P = 13.4 \text{ kN}$$

Podatki AB prereza

$$h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm} \quad a = 2 \text{ cm}$$

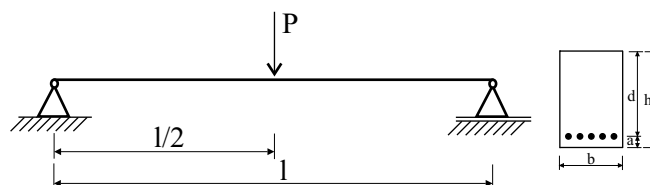
$$A_s = 5 \times A_{S,\Phi 8} = 5 \times 0.50 \text{ cm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

Beton

Armatura

C 25/30

S 500



Slika 79: Geometrijske karakteristike AB nosilca

Vrednost koncentrirane sile P predstavlja mejno obremenitev nosilca za mehanske karakteristike betona in jekla za armiranje pri sobni temperaturi 20 °C.

Mejna sila v natezni armaturi

$$N_s = \int_{A_s} \sigma_s \cdot dA_s = \sigma_s \cdot A_s = 50 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2.52 \text{ cm}^2 = 125.8 \text{ kN}$$

Mejna sila v tlačnem delu betonskega prereza

$$N_c = \int_{A_c} \sigma_c \cdot dA_c = \sigma_c \cdot A_c$$

Odtod izračunamo površino betona v tlaku

$$A_c = \frac{N_c}{\sigma_c} = \frac{125.8 \text{ kN}}{2.5 \text{ kN/cm}^2} = 50.30 \text{ cm}^2$$

Zapišemo ravnotežni pogoj sil v smeri x osi

$$\sum X = 0 \rightarrow N_c = N_s = 125.8 \text{ kN}$$

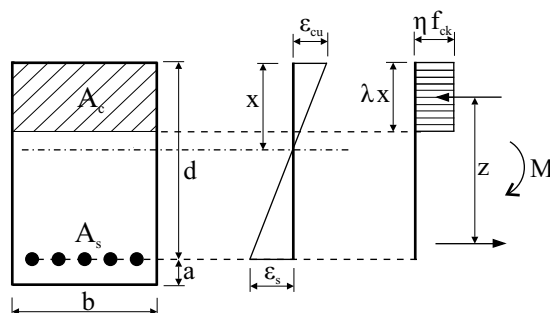
Višina tlačene cone betonskega prereza x

$$x = \frac{A_c}{b} = \frac{50.30 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}} = 5.03 \text{ cm}$$

Standard SIST EN 1992-1-1, točka 3.1.7 (3), v primeru predpostavljene konstantne porazdelitve tlačnih napetosti v betonu, kot je upoštevana na Sliki 80, določa faktor λ s katerim je določena učinkovita višina tlačne cone ter faktor η s katerim je določena učinkovita trdnost betona.

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 0.8 \\ \eta = 1.0 \end{array} \right\} \text{ za } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda \cdot x = 0.8 \cdot 5.03 \text{ cm} = 4.02 \text{ cm}$$



Slika 80: Konstantna porazdelitev napetosti

Maksimalna vrednost koncentrirane sile v sredini nosilca je torej

$$\sum M^{A_s} = 0 \rightarrow M - z \cdot N_c = 0$$

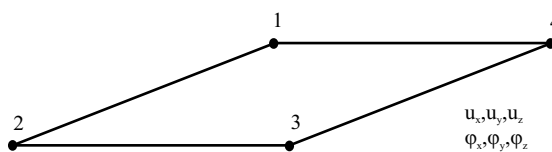
$$z = h - \frac{\lambda \cdot x}{2} - a = 20 \text{ cm} - \frac{4.02 \text{ cm}}{2} - 2 \text{ cm} = 16.0 \text{ cm}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{4}$$

$$P = \frac{4 \cdot z \cdot N_c}{l} = \frac{4 \cdot 16.0 \text{ cm} \cdot 125.8 \text{ kN}}{600 \text{ cm}} = 13.4 \text{ kN}$$

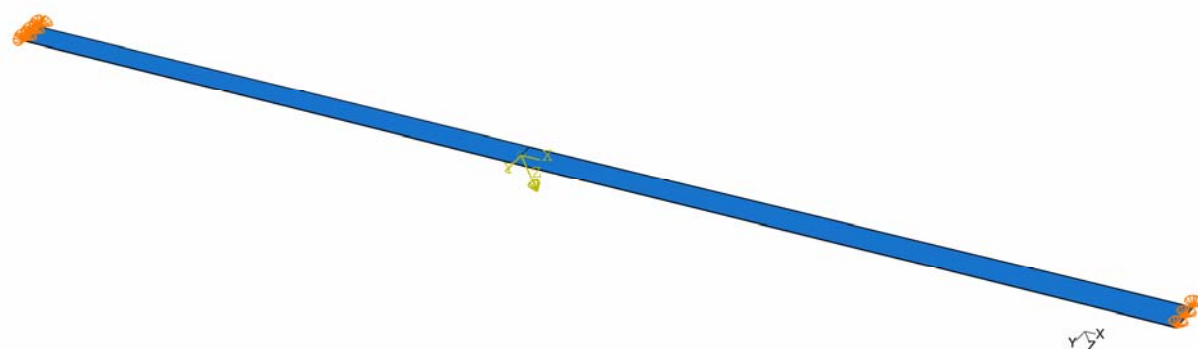
Analiza nosilca v programu Abaqus

Betonski nosilec modeliramo s štirivozliščnimi lupinastimi elementi z reducirano integracijo – S4R, ki jih uporabimo tudi pri nadaljni analizi sovprežnih stropov za betonsko ploščo. Integracija se reducira samo pri izračunu togosti elementa, medtem ko se pri določitvi masne matrike in razporeditvi obtežbe uporabi točna integracija. Izbrani končni element S4R ima v vsakem vozlišču 6 prostostnih stopenj: u_x , u_y , u_z , ϕ_x , ϕ_y , ϕ_z .



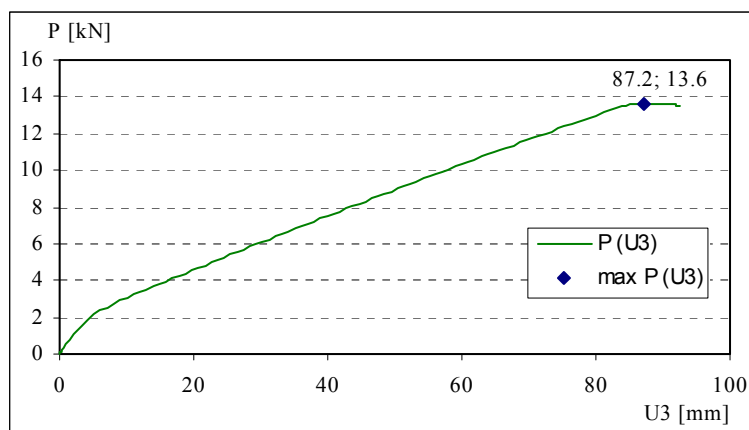
Slika 81: Štirivozliščni lupinasti končni element uporabljen v analizi

Slika 82 prikazuje nosilec s koncentrirano obtežbo v sredini ter lokalnim koordinatnim sistemom, v katerem izpisujemo nadaljnje rezultate analize. Podpore so označene v oranžni barvi.



Slika 82: Armirano betonski prostoležeči nosilec

S programom smo najprej določili zvezo sila–pomik na mestu in v smeri vnešene koncentrirane sile P . Odziv AB nosilca prikazuje Slika 83.



Slika 83: Odziv sila-pomik AB nosilca v programu Abaqus

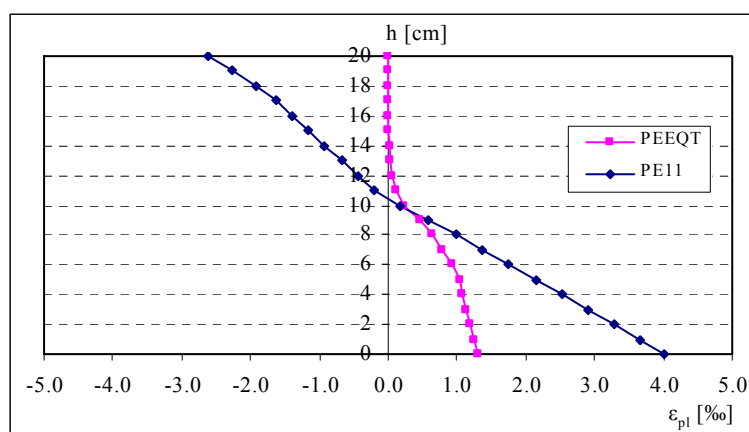
Na zgornjem diagramu je prikazana tudi maksimalna dosežena vrednost prečne sile, ki znaša 13.6 kN . Odstopanje mejne obtežbe določene s »pešč« postopkom in programom Abaqus je torej:

$$\Delta = \frac{P_{Abaqus} - P}{P} = \frac{13.6 \text{ kN} - 13.4 \text{ kN}}{13.4 \text{ kN}} = 0.016 \rightarrow 1.6 \%$$

Vrednost mejne sile dobljene s programom je za 1.6% večja od vrednosti, ki smo jo izračunali s »peš« izračunom. To je zato, ker smo v materialnem modelu betona v Abaqusu upoštevali tudi natezno trdnost betona, ki smo jo sicer v »peš« računu zanemarili (varna stran izračuna).

Z rezultati Abaqusa smo preverili še stanje razpokanega betona v najbolj izkoriščenem prerezu na sredini razpona prostoležečega nosilca. Vrednosti deformacij in napetosti smo izpisovali v dvajsetih ekvidistančnih točkah prereza. Smer glavne napetosti in deformacije je zaradi geometrije elementa (linijski element - $l / \max(h, b) = 30$) v smeri lokalne osi x (Slika 82)

Slika 84 prikazuje potek plastične (PE11) in ekvivalentne plastične deformacije pri enoosnem nategu (PEEQT) po prerezu na sredini nosilca.



Slika 84: Plastični deformaciji prereza na sredini nosilca

Po priporočilih Abaqusa lahko predpostavimo, da je beton razpokan v točkah, kjer je natezna ekvivalentna plastična deformacija večja od nič in kjer je maksimalna glavna plastična deformacija pozitivna. V tem primeru je to na višini med 10 in 11 cm.

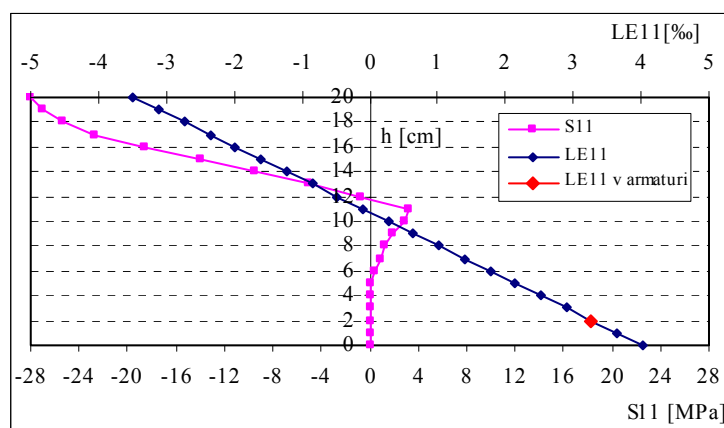
Na podlagi poteka natezne ekvivalentne plastične deformacije lahko ocenimo tudi položaj nevtralne osi v prerezu (Slika 84). Nevtralna os je na višini med 17. in 18. integracijsko točko oziroma na višini med 16 in 17 cm. Rezultat iz programa lahko primerjamo z izračunano vrednostjo višine tlačene cone x , Tabela 16.

Tabela 16: Primerjava vrednosti za višino tlačene cone betonskega prereza

	Abaqus	"peš" izračun
Višina tlačene cone x [cm]	med 3 in 4	4.02

Zopet je rezultat »peš« izračuna konzervativnejši. Program Abaqus daje manjšo vrednost višine tlačene cone prereza, ker v območju nategov upošteva definirano natezno trdnost betona.

Na podlagi poteka glavne napetosti in njej pripadajoče deformacije, Slika 85, je dobro razviden padec nateznih napetosti v spodnjem tegnjem delu betonskega prereza (razpokan del prereza). Iz poteka deformacije po prerezu je mogoče opaziti, da je deformacija betona na mestu armature enaka deformaciji armature.



Slika 85: Glavna napetost in njej pripadajoča deformacija prereza na sredini nosilca

4.2.2 Obremenitev nosilca z mehansko in temperaturno obtežbo

Prečna sila in časovno spremenljiva temperaturna obtežba

V drugem koraku analize s programom Abaqus smo nosilec, obremenjen z zmanjšano koncentrirano prečno silo, $P' = 0.3 \cdot P = 4.1 \text{ kN}$, enakomerno segrevali na spodnjem robu vzdolž celotnega razpona. Potek temperature plinov v prostoru smo za testni dvo urni požar določili s programom OZone V2.2 (Slika 86 a)). Nato smo v programu Abaqus določili potek temperature po prerezu nosilca.

Skladno s standardom SIST EN 1991-1-2: Splošni vplivi – Vplivi na konstrukcije izpostavljene požaru, točka 3.1, smo temperaturo po prerezu določili z upoštevanjem prenosa

toplote s konvekcijo in sevanjem. Na površini, izpostavljeni ognju, se neto toplotni tok $\dot{h}_{net} [W / m^2]$ določi z naslednjim izrazom:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (5)$$

kjer je

$\dot{h}_{net,c}$ je podan z enačbo (6)

$\dot{h}_{net,r}$ je podan z enačbo (7)

Konvekcijski del neto toplotnega toka

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (6)$$

kjer je

α_c prestopni koeficient $[W / m^2 K]$

θ_g temperatura plinov v okolici požaru izpostavljenega elementa $[^{\circ}C]$

θ_m površinska temperatura elementa $[^{\circ}C]$

Za prestopni koeficient smo skladno z določili zgoraj omenjenega standarda ter uporabo točnejšega požarnega modela uporabili vrednost $\alpha_c = 35 W / m^2 K$.

Radiacijski (sevalni) del neto toplotnega toka na enoto ploščine mejne ploskve je določen z enačbo:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (7)$$

kjer je

Φ faktor oblike

ε_m emisivnost površine elementa

ε_f emisivnost plamenskega telesa

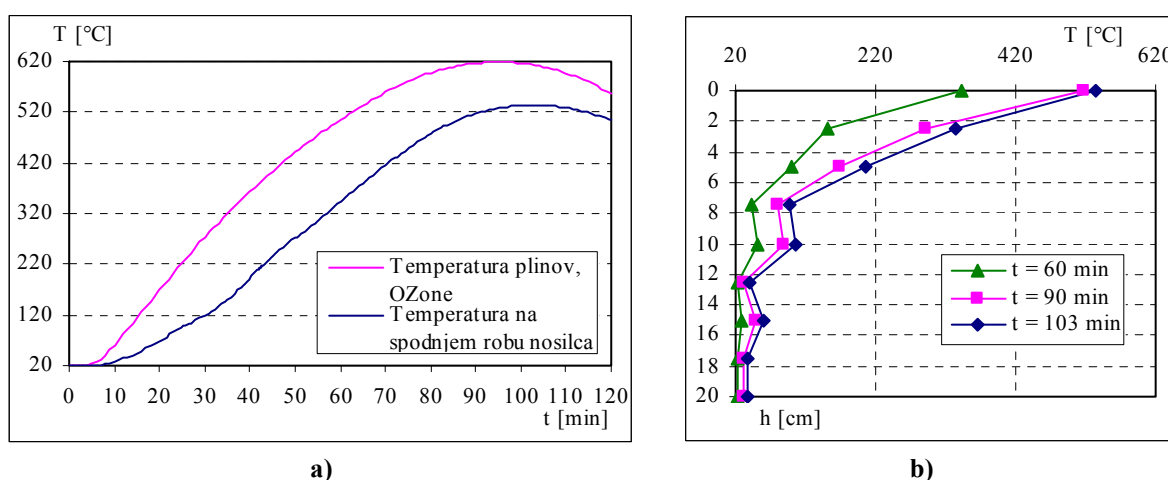
σ Stefan-Boltzmannova konstanta $(= 5.67 \cdot 10^{-8} W / m^2 K^4)$

θ_r efektivna temperatura sevanja požara $[^{\circ}C]$

θ_m površinska temperatura elementa $[^{\circ}C]$

Za emisivnost plamenskega telesa smo privzeli vrednost $\varepsilon_f = 1.0$, za emisivnost površine betonskih in jeklenih elementov skladno s standardom SIST EN 1994-1-2, točka 2.2. (2) vrednost $\varepsilon_m = 0.7$ ter za faktor oblike vrednost $\Phi = 1.0$. Standard dopušča, da lahko v primeru, ko plamen popolnoma zaobjame element, temperaturo sevanja θ_r , izrazimo s temperaturo plinov θ_g okolice elementa.

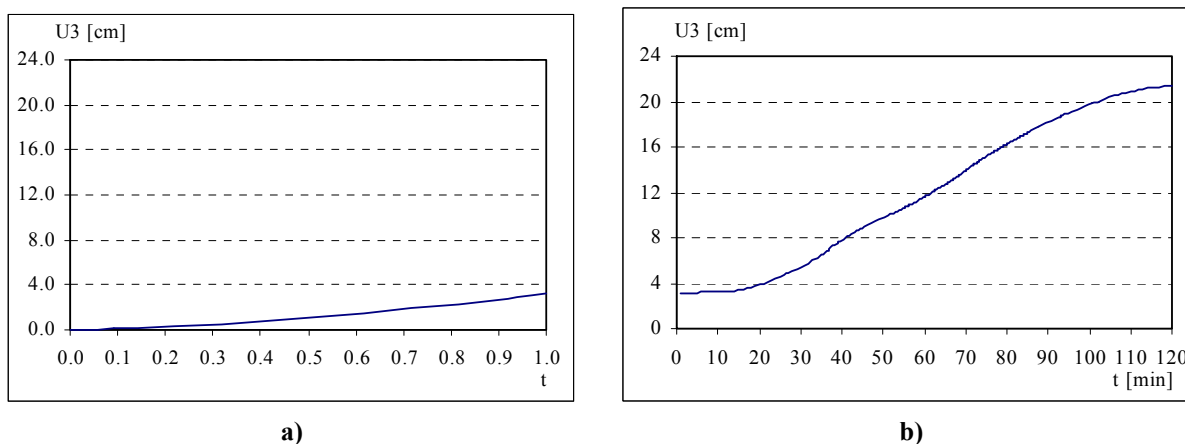
Rezultate analize prehoda toplote po prečnem prerezu betonskega nosilca prikazuje Slika 86.



Slika 86: a) Temperatura plinov v prostoru, b) potek temperature po prerezu nosilca pri izbranih časih

Rezultate toplotne analize (vrednosti temperature po prerezu) smo vnesli v mehansko analizo preko funkcije »Predefined field«, ki vnaprej določa pogoje za račun mehanskega odziva obravnavanega problema. Vrednosti temperature se spreminjajo s položajem v prerezu in so časovno odvisne. V računu imajo oznako predefinirane zato, ker so neodvisne od rezultata mehanske analize. Tako definirani podatki se v programu preberejo v vozliščih končnih elementov (rezultati so definirani kot NT – nodal temperatures oziroma temperature v vozliščih). Prav zato je zelo pomembno, da sta mreži končnih elementov v toplotni in kasnejši mehanski analizi enaki, sicer pride do napačnega prenosa podatkov med analizama. Iz vozlišč končnih elementov se nato vrednosti interpolirajo do posameznih integracijskih točk prereza. Abaqus pri tem dovoljuje uporabo največ devetih integracijskih točk po prerezu elementa. Izbrani končni element za toplotno analizo je lupinasti končni element za račun prehoda toplote – DS4, ki je kompatibilen prej izbranemu lupinastemu končnemu elementu S4R za mehansko analizo.

Slika 87 prikazuje rezultat analize v programu Abaqus. Vertikalni pomik se je na sredini nosilca pri hkratni mehanski in temperaturni obtežbi v primerjavi s pomikom zaradi koncentrirane sile P' povečal za faktor 6.7.

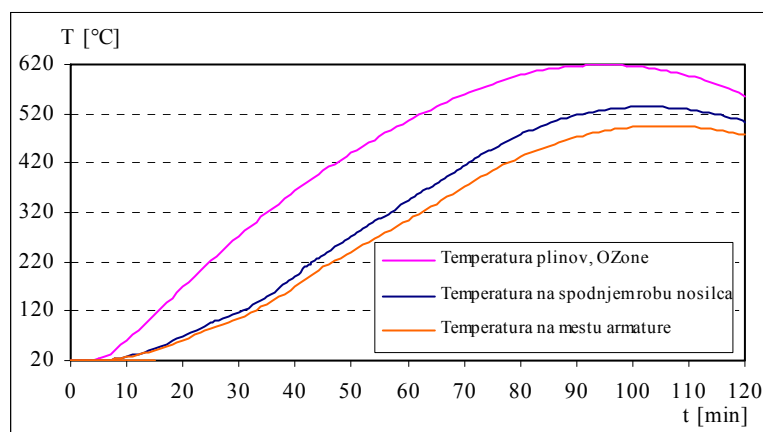


Slika 87: a) pomik $U3$ na sredini nosilca zaradi koncentrirane sile P' , b) pomik $U3$ zaradi hkratne delujoče mehanske in temperaturne obtežbe

Natezna osna sila in temperaturna obtežba s konstantnim potekom po prerezu nosilca

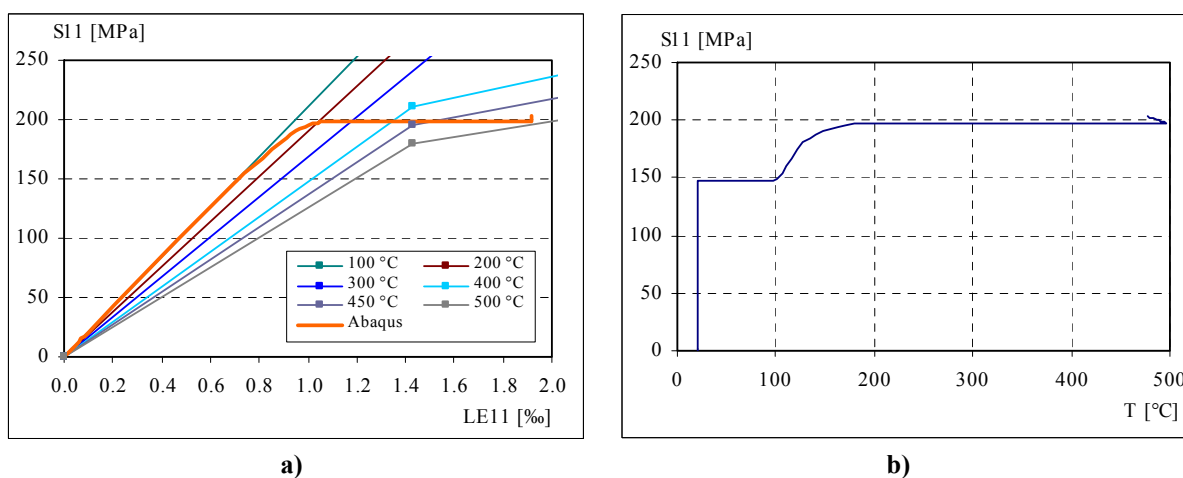
Na primeru armiranobetonskega prostoležečega nosilca iz prejšnje točke nas zanima obnašanje armature in betona na njunem stiku. Zaradi lažje interpretacije rezultatov v nadaljevanju nosilec obremenimo z natezno osno silo $N = 100 \text{ kN}$ in ga nato izpostavimo časovno spremenljivi amplitudi temperature na mestu armature, ki smo jo izračunali v prejšnji točki. Temperatura ima konstanten potek po prerezu nosilca. Geometrijske karakteristike nosilca kot tudi karakteristike prečnega prereza so enake kot v prejšnji točki, s to razliko, da je prerez armiran simetrično spodaj in zgoraj ($A_s' = A_s = 2.52 \text{ cm}^2$, $a' = a = 2 \text{ cm}$).

V analizi smo, zaradi lažje interpretacije razvoja glavne napetosti $S11$ v odvisnosti od pripadajoče deformacije $LE11$, v definiciji materialnega modela za armaturo in beton izključili toplotni raztezek pri povišanih temperaturah. Toplotni raztezek materiala sicer povečuje deformacije, vendar zaradi statično določenega sistema (prostoležeči nosilec) ne vpliva na spremembo napetostnega stanja.



Slika 88: Potek amplitude temperature s časom na mestu armature izračunan v Abaqusu

Po nanosu osne sile N v prvem obtežnem koraku smo v drugem koraku opazovali odziv armirano betonskega nosilca na povišano temperaturo. Spreminjanje amplitude temperature s časom prikazuje Slika 88. Za inkrement obtežnega koraka smo izbrali 60 s. Vseh korakov je torej za dvo urni testni požar 120. V vsakem koraku program izpisuje željene rezultate, ki so, posebej za armaturo in beton, prikazani v spodnjih diagramih.

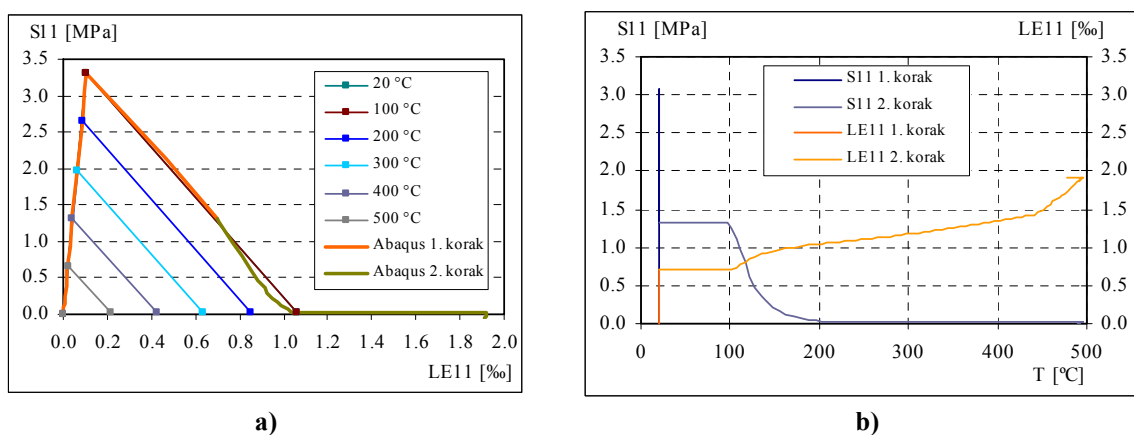


Slika 89: Potek napetosti v eni armaturni palici za oba obtežna koraka v odvisnosti od a) deformacije b) temperature v armaturi

Kot je razvidno iz diagrama na Sliki 89 b), napetost v eni armaturni palici med 100 in 200 °C naraste za približno 50 MPa ($\Delta S_{11_{arm}}=52.1\text{MPa}$). Prav tako lahko na levem diagramu poteka napetosti S11 v odvisnosti od deformacije LE11 opazimo prirastek napetosti enake amplitude. Po dosegu temperature v nosilcu 200 °C v času med 40 in 50 minutami (Slika 88), napetost v armaturi ne narašča več in je konstantna. Iz tega lahko sklepamo, da je pri tem času beton že izgubil vso natezno nosilnost. Celotno natezno obremenitev prevzame armatura. Na Sliki 89

a) je dobro razviden prirast deformacij armature pri konstantni napetosti do vrednosti, ki ustreza delovnemu diagramu jekla S500 za največjo doseženo temperaturo 496 °C.

Na podlagi Slike 90, ki prikazuje napetosti ter njim pripadajoče deformacije betona, lahko zgornje ugotovitve glede obnašanja betona potrdimo.



Slika 90: a) potek napetosti in b) deformacije betona za oba obtežna koraka

Hitro lahko računsko preverimo ravnotežno stanje v prerezu nosilca po obeh obtežnih korakih.

Vrednost sile v eni armaturni palici po nanosu natezne osne sile v prvem obtežnem koraku iz Abaqusa:

$$N_{arm,1} = 7.4 \text{ kN}$$

Celotna armatura (spodaj in zgoraj) v prerezu prenaša silo:

$$N_{arm} = N_{arm}^{sp} + N_{arm}^{zg} = 2 \cdot 5 \cdot N_{arm,1} = 2 \cdot 5 \cdot 7.4 \text{ kN} = 73.7 \text{ kN}$$

Dodatna sila v armaturi zaradi odpovedi betona v nategu v drugem obtežnem koraku znaša

$$\Delta S11_{arm,1} = 52.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta N_{arm,1} = \Delta S11_{arm,1} \cdot A_{s,1} = 52.1 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.50 \text{ cm}^2 = 2.6 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{arm} = \Delta N_{arm}^{sp} + \Delta N_{arm}^{zg} = 2 \cdot 5 \cdot 2.6 \text{ kN} = 26.3 \text{ kN}$$

Pogoj ravnotežja sil v prerezu

$$\sum X = N - (N_{arm} + \Delta N_{arm}) = 100 \text{ kN} - (73.7 \text{ kN} + 26.3 \text{ kN}) = 0 \quad \checkmark$$

Iz rezultatov smo pokazali, da beton na koncu popolnoma razpoka in da vso natezno osno obremenitev prevzame armatura.

Na podlagi prikazanih primerov lahko zaključimo, da materialni model betona z armaturo popolnoma ustreza zahtevam za modeliranje armirano betonskega prereza. Zato vnaprej detajlnih izpisov obnašanja napetosti ter deformacij v armiranem prerezu ne prikazujemo. Osredotočamo se na obnašanje sovprežnega stropa (pomiki, deformacije, nosilnost) za požarno obtežno stanje.

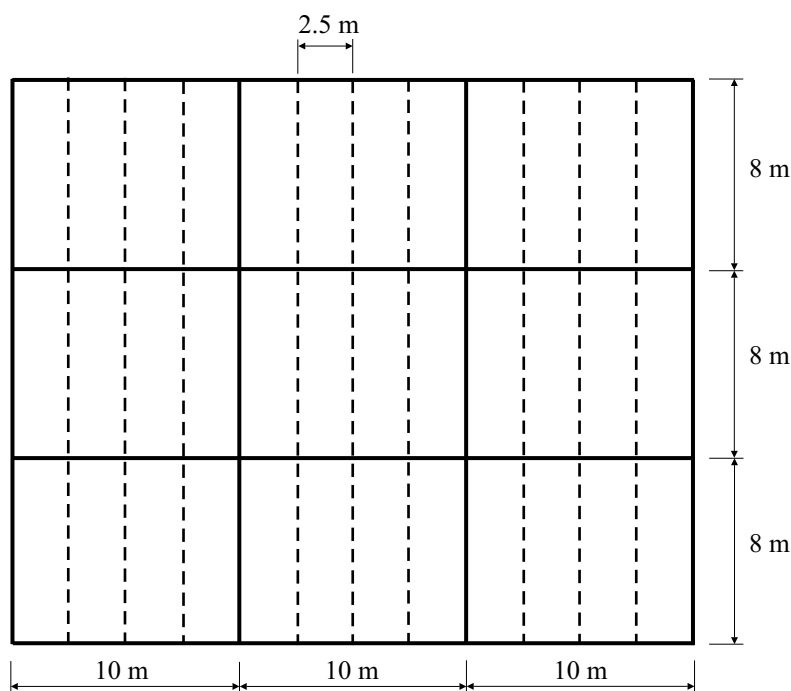
4.3 Požarna analiza sovprežnega stropa

4.3.1 Opis problema

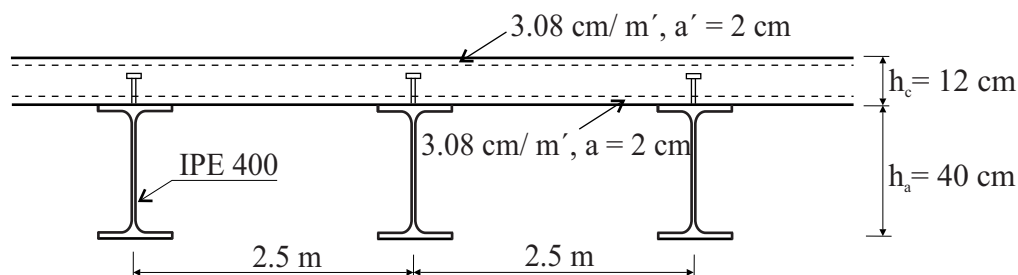
V sledeči analizi obravnavamo sovprežni strop, ki ga sestavljata klasična betonska plošča ter jekleni I-nosilci pod ploščo. Med ploščo in nosilci predpostavimo togo strižno povezavo, ki je zagotovljena s strižnimi veznimi sredstvi (čepi). Geometrijo celotne sovprežne plošče z rastrom primarnih in sekundarnih jeklenih nosilcev prikazuje Slika 91.

Sekundarni nosilci so profila IPE 400 iz jekla kvalitete S235, razstoj med njimi znaša 2.5 m. Debelina betonske plošče je 12 cm. Beton je kvalitete C25/30. Plošča je armirana na spodnji in zgornji strani v obeh smereh (armaturna mreža Q308) z armaturo kvalitete S500.

V analizi smo obravnavali le del celotne sovprežne plošče, in sicer strop tlorisnih dimenzij 8 x 10 m, ki se nahaja nad požarnim sektorjem enakih tlorisnih dimenzij. Vpliv preostalega dela plošče (robni primarni jekleni nosilci in betonska plošča) nadomestimo z nepomičnimi togo vpetimi linijskimi podporami, ki preprečujejo zasuk robov okoli vzdolžne osi posameznega robu obravnavanega dela plošče.



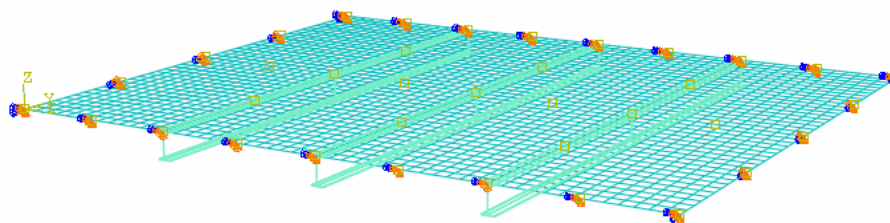
Slika 91: Tloris sovprežne plošče z dimenzijami rastra primarnih jeklenih nosilcev



Slika 92: Sovprežni strop (betonska plošča s sekundarnimi jeklenimi nosilci)

4.3.2 Kontrola nosilnosti sovprežne plošče

Na Sliki 93 je prikazan računski model sovprežne plošče v Abaqusu. Izrisana je mreža KE s koordinatnim sistemom, v katerem izpisujemo rezultate. Nosilci pod ploščo so modelirani z linijskimi končnimi elementi (dvovozliščni 3D linijski KE, B31OS), plošča pa z lupinastimi končnimi elementi (štirivozliščni lupinastimi elementi z reducirano integracijo, S4R). Prikazane so linijske podpore na robovih modeliranega dela plošče.



Slika 93: Računski model sovprežne plošče v Abaqusu

Obtežba za mejno stanje nosilnosti

Obraunavana plošča je obtremenjena z lastno (sovprežni strop ter finalna obdelava površine plošče) in koristno obtežbo, ki predstavlja površinsko obtežbo veleblagovnice.

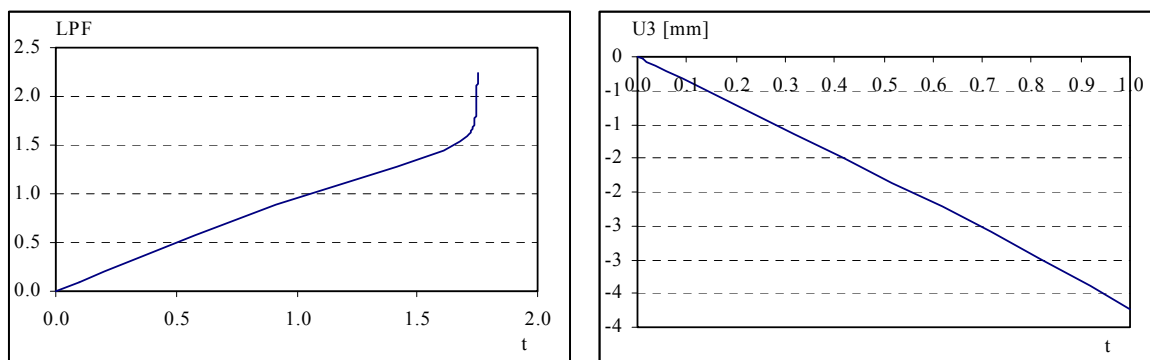
$$g_k = 5.93 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_k = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Upoštevamo sledečo obtežno kombinacijo:

$$1.35 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k = 1.35 \cdot 5.93 \text{ kN} / \text{m}^2 + 1.5 \cdot 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2 = 15.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

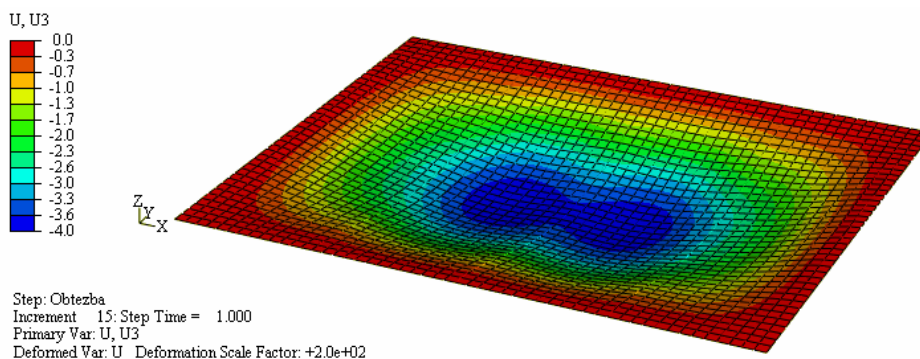
Na Sliki 94 je na levi strani prikazan faktor mejne obtežbe (Load Proportionality Factor) za stropno ploščo (nanaša se na projektno obtežbo za MSN). Na desni strani je prikazan pomik plošče pri obtežbi za MSN.



Slika 94: Levo: faktor mejne obtežbe, desno: navpični pomik za MSN

Faktor mejne obtežbe znaša 2.24. Temu je primerno majhna tudi vrednost največjega navpičnega pomika sovprežnega stropu. Temu je tako, ker je bila sovprežna plošča prvotno dimenzionirana s členkasto vrtljivimi podporami.

Deformacijsko obliko sovprežnega stropu za MSN prikazuje Slika 95. Deformacije so pomnožene s faktorjem 200.



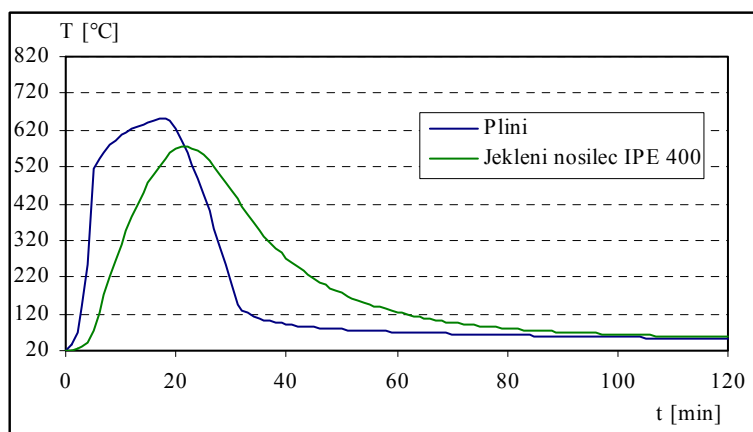
Slika 95: Deformacijska oblika sovprežnega stropu pri obtežbi za MSN

4.3.3 Požarna analiza sovprežne plošče

Račun temperatur plinov in jeklenih nosilcev je izveden s požarnim modelom OZone V2.2. Obravnavani požarni sektor je tlorisnih dimenzij 8 x 10 m. Za gostoto požarne obtežbe smo upoštevali karakteristično vrednost $q_{f,k}$ za nakupovalna središča ter pri tem upoštevali 80% kvantil, $q_{f,k} = 730 \text{ MJ} / \text{m}^2$. Z upoštevanjem protipožarnih ukrepov skladno s standardom SIST EN 1990-1-2 znaša projektna vrednost požarne obtežbe po Enačbi (4):

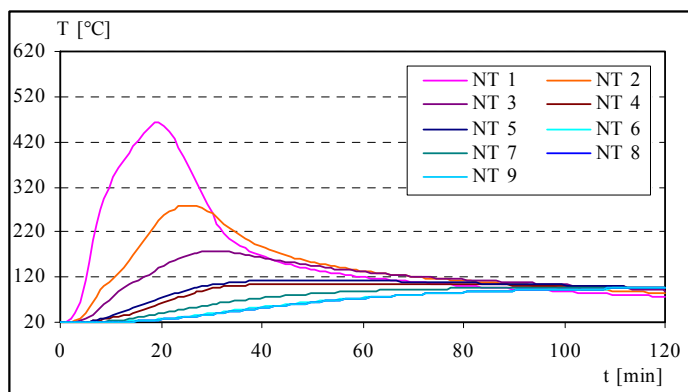
$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n = 730 \text{ MJ} / \text{m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 0.41 = 309.4 \text{ MJ} / \text{m}^2$$

Jekleni nosilci in betonska plošča so nezaščiteni. Plošča je na spodnji strani enakomerno segrevana po vsej površini. V jeklenih nosilcih je potek temperature po prerezu konstanten (program OZone V2.2), upoštevano je segrevanje profila s treh strani, saj se zgornja pasnica I –profila dotika betonske plošče.



Slika 96: Razvoj temperatur plinov v prostoru in temperatur jeklenega nosilca iz OZona

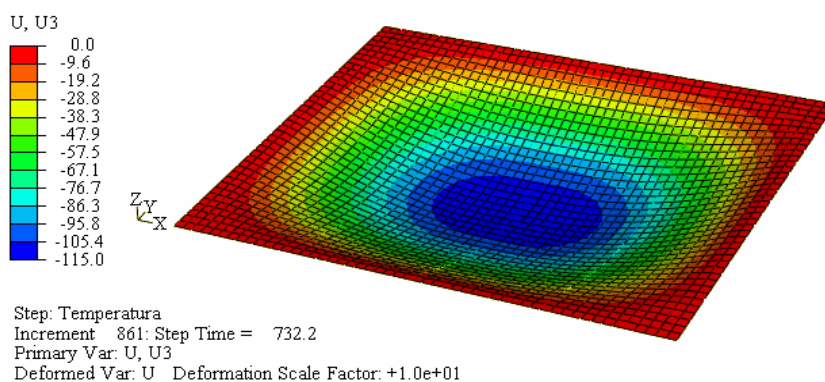
Razvoj temperaturnega polja s časom in potek povišanih temperatur po debelini betonske plošče določimo na podlagi tabeliranih podatkov za temperaturo plinov v programu Abaqus. Pri tem v skladu s standardom SIST EN 1990-1-2 upoštevamo segrevanje plošče s konvekcijo in radiacijo (postopek je opisan v poglavju 4.2.2: Enačba (5), (6), (7)).



Prerez	Int. točka	Pozicija [cm]
spodaj	1	0
	2	1.5
	3	3
	4	4.5
	5	6
	6	7.5
	7	9
	8	10.5
zgoraj	9	12

Slika 97: Razvoj temperatur v 9 ekvidistančnih računskih točkah po debelini betonske plošče določen v Abaqusu

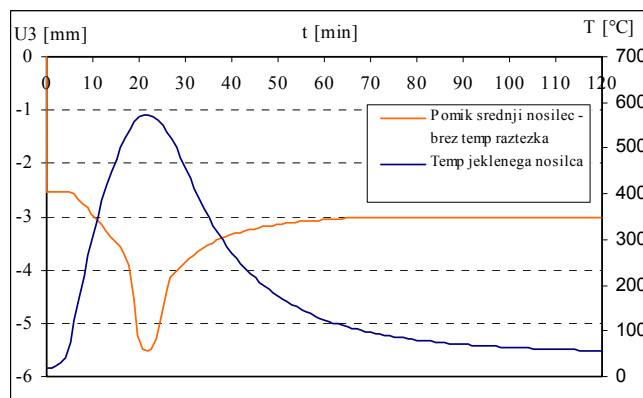
Termo mehanski odziv obravnavanega sovprežnega stropa pri času porušitve $t = 12.2$ min prikazuje spodnja Slika 98.



Slika 98: Deformacijska oblika sovprežnega stropa za požarno obtežno stanje pri času $t = 12.2$ min. Konstrukcija pri času 12.2 min odpove. Dosežena temperatura na spodnjem robu betonskega prerezu znaša 371 °C, v jeklenem nosilcu IPE 400 pa 390 °C.

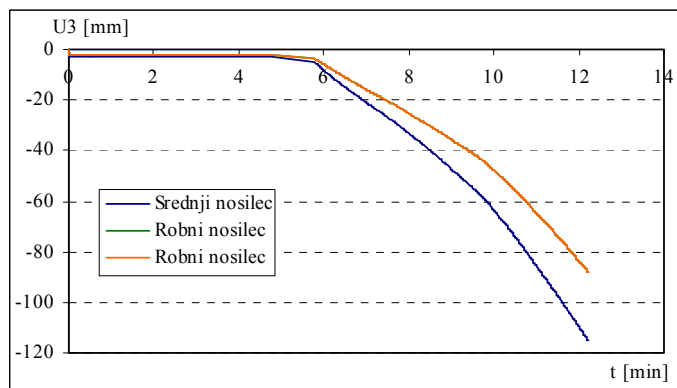
Omeniti je potrebno, da smo pri požarni analizi modela naleteli na težavo s počasnim in slabim konvergiranjem programa. Ugotovili smo, da je temu tako zaradi neenakega spreminjanja koeficienta toplotnega raztezka s spremembo temperature posebej za beton in jeklo (konstrukcijsko jeklo nosilcev in armaturno jeklo v betonu). Pri tem dodatno otežkoča račun dejstvo, da se časovni potek temperatur v jeklenih nosilcih pod betonsko ploščo razlikuje od poteka temperatur v betonu, kjer se temperature spreminjajo tudi po debelini plošče. Račun smo poenostavili s tem, da smo za oba materiala vzeli enak faktor temperaturnega raztezka.

Slika 99 prikazuje navpični pomik U3 točke na sredini razpona srednjega nosilca za požarno analizo, v kateri nismo upoštevali toplotnega raztezka jekla in betona. Dodan je potek spreminjanja temperature s časom v jeklenem nosilcu.



Slika 99: Navpični pomik srednjega nosilca na sredini razpona za analizo brez upoštevanja toplotnega raztezka materialov za požarno obtežno stanje

Slika 100 prikazuje navpične pomike U3 točke na sredini razpona vseh treh sekundarnih jeklenih nosilcev za požarno analizo, ki upošteva toplotni raztezak uporabljenih materialov.



Slika 100: Navpični pomik U3 točk na sredini razpona sekundarnih nosilcev z upoštevanjem toplotnega raztezka materialov za požarno obtežno stanje

5 Zaključek in sklepne ugotovitve

Uporaba naprednih računskih metod se dandanes z naraščajočo zanesljivostjo in obenem zmogljivostjo programske opreme, ki je za to potrebna, povečuje. Inženirsko delo na področju projektiranja mehanske ter požarne odpornosti jeklenih stavb ni nobena izjema. Izhodiščni cilj pričujoče diplomske naloge je bil prikazati aplikacijo izbrane programske opreme, ki je sicer dostopna širšemu krogu uporabnikov. In sicer je to program OZone V2.2 kot napredni požarni računski model in program Abaqus 6.7 kot napredni mehanski računski model.

Za razliko od standardnih temperaturnih krivulj nam napredni požarni modeli za obravnavan požarni sektor in izbran požarni scenarij podajajo časovni potek temperature plinov, ki je zelo podoben dejanskemu. Program OZone V2.2, uporablja namreč pri svojih izračunih vpliv različnih parametrov, kot so: oblika in velikost požarnega sektorja, karakteristike površin, faktor odprtin, prezračevanje, namembnost prostorov, aktivni protipožarni ukrepi in karakteristična požarna obtežba določena v skladu z namembnostjo prostora. Parametri in postopki izračuna so skladni z zahtevami požarnega dela Evrokod standarda.

Uporaba naprednih računskih modelov za analizo stavb pri požarni obtežni kombinaciji omogoča vpogled v globalno obnašanje stavbe med požarom. Velika prednost naprednih računskih modelov pred poenostavljenimi je v tem, da napredni modeli upoštevajo medsebojno interakcijo posameznih konstrukcijskih elementov. To pomeni, da lahko analiziramo, poleg posameznih elementov, tudi obnašanje dela konstrukcije ali pa globalno obnašanje konstrukcije med požarom.

V prvem delu diplomske naloge smo z uporabo linijskih končnih elementov analizirali glavni pomični okvir športne dvorane in strešno povezje. Izvedena je bila kontrola mejnega stanja nosilnosti, uporabnosti in potresna analiza, ki ji obstoječa razširjena jeklena konstrukcija zadošča. V požarni analizi smo analizirali več požarnih scenarijev. V grobem jih lahko, po razsežnosti požara v dvorani, razdelimo v globalne in lokalne. Izkazalo se je, da konstrukcija v vsaki od 12 obravnavanih situacij zdrži več kot je zahtevano v projektu požarnega elaborata, t.j. 30 minut. Lokaliziran požar je imel bistveno neugodnejši vpliv kot požar razširjen po celotni dvorani. Ob upoštevanju vseh požarnih parametrov, vključno s prisotnimi protipožarnimi ukrepi v dvorani je jeklena konstrukcija pomičnega okvira sposobna ohraniti nosilnost za 47 minutni čas. Strešno povezje v isti situaciji zdrži 49 minut. Za vse analizirane

primere se je izkazalo, da povezje ohrani nosilnost dlje kot pomični okvir. To pomeni, da konstrukcija bočnih podpor tlačnega pasu paličnega nosilca, ki jo strešno povezje predstavlja, zagotavlja svojo funkcijo vsaj do časa odpovedi glavnega nosilca.

V drugem delu naloge smo izvedli požarno analizo sovprežnega stropu, v kateri smo uporabili dva materiala, armiran beton in jeklo, in dva tipa končnih elementov, linijske ter ploskovne. Veliko časa smo porabili za ustrezno definicijo materialnega modela za beton v programu Abaqus. Beton je za razliko od jekla izrazito anizotropen material, ki dobro prenaša tlačne obremenitve, v nategu pa izkazuje krhko obnašanje. Iz knjižnice materialnih modelov smo izbrali plastični model betona, definiran brez poškodb v nategu (pokanje betona) in tlaku (drobljenje betona). Model temelji na konceptu izotropne elastičnosti ter ločenega plastičnega dela materialnega diagrama posebej za nateg in tlak. Rezultate dobljene na primeru enostavnega prostoležečega armirano betonskega nosilca obremenjenega s koncentrirano silo na sredini smo primerjali s »pešč« izračunom in dobili odstopanje za 1.6 %. Isti materialni model smo uporabili za modeliranje betona v armirano betonski plošči sovprežnega stropu. Vendar smo pri požarni analizi modela naleteli na težavo s počasnim in slabim konvergiranjem programa. Ugotovili smo, da je temu tako zaradi neenakega spreminjanja koeficienta toplotnega raztezka s spremembo temperature za beton in jeklo (konstrukcijsko jeklo nosilcev in armaturno jeklo v betonu). Pri tem dodatno otežkoča račun dejstvo, da se časovni potek temperatur v jeklenih nosilcih pod betonsko ploščo razlikuje od poteka temperatur v betonu, kjer se temperature spreminjajo tudi po debelini plošče. Račun smo poenostavili s tem, da smo za oba materiala vzeli enak faktor temperaturnega raztezka.

Kjub temu, da je bil za požarni del analize pri izračunu potreben nekoliko daljši komputacijski čas, smo dobili zelo dober vpogled v globalno obnašanje sovprežnega stropa v primeru požara.

VIRI

Beg D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Cadorin JF, Pintea D., Franssen JM. 2001. The Design Fire Tool OZone V2.0 – Theoretical Description and Validation On Experimental Fire Tests. Liege, University of Liege.

Schleich JB. 2006. Fire Safety in Buildings – "Architectural & Engineering Measures for some logic in fire safety". Slovenian Chamber of Engineers, Ljubljana. 23. – 25. October 2006. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije – IZS v sodelovanju z Odborom za jeklene konstrukcije – OJK.

Teden požarne varnosti konstrukcij. Zbornik mednarodnega seminarja. Ljubljana. 23. – 27. oktober 2006. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije – IZS v sodelovanju z Odborom za jeklene konstrukcije – OJK.

SIST EN 1991-1-1: 2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek

SIST EN 1991-1-2: 2002. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire.

SIST EN 1992-1-2: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.

SIST EN 1993-1-1: 2004. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1993-1-2: 2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.

SIST EN 1994-1-2: 2005. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.

Abaqus Version 6.7 Documentation. 2007. United States of America. Abaqus, Inc.