

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Plevel, Ž., 2016. Analiza jeklenega objekta z upoštevanjem membranskega delovanja stropov med požarom. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Može, P.): 44 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5949/>

Datum arhiviranja: 19-10-2016

University  
of Ljubljana  
Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Plevel, Ž., 2016. Analiza jeklenega objekta z upoštevanjem membranskega delovanja stropov med požarom. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Može, P.): 44 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5949/>

Archiving Date: 19-10-2016

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM PRVE STOPNJE  
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

**ŽIGA PLEVEL**

**ANALIZA JEKLENEGA OBJEKTA Z UPOŠTEVANJEM  
MEMBRANSKEGA DELOVANJA STROPOV MED  
POŽAROM**

Diplomska naloga št.: 278/B-GR

**ANALYSIS OF STEEL BUILDING CONSIDERING  
MEMBRANE ACTION OF SLAB DURING FIRE**

Graduation thesis No.: 278/B-GR

**Mentor:**

doc. dr. Primož Može

Ljubljana, 22. 09. 2016

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## IZJAVE

Spodaj podpisani študent Žiga Plevel, vpisna številka 26110438, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Analiza jeklenega objekta z upoštevanjem membranskega delovanja stropov med požarom.

### IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)

- a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V Ljubljani, 13.9.2016

Žiga Plevel



## **BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM**

**UDK:** 624.04:624.014.2:614.83(043.2)  
**Avtor:** Žiga Plevel  
**Mentor:** doc. dr. Primož Može  
**Naslov:** Analiza jeklenega objekta z upoštevanjem membranskega delovanja stropov med požarom  
**Tip dokumenta:** Diplomaska naloga – univerzitetni študij  
**Obseg in oprema:** 44 str., 34 sl., 15 pregl., 4 pril.  
**Ključne besede:** Požarno odporno projektiranje, membransko delovanje, jekleni objekt, sovprežna konstrukcija, projekt MACS+

### **Izvleček:**

V diplomski nalogi je obravnavan jekleni poslovni objekt s sovprežno konstrukcijo. Naloga zajema dimenzioniranje tipične medetažne konstrukcije obravnavanega objekta in dimenzioniranje ekscentričnih povezij za prevzem potresne obtežbe. Dimenzionirana tipična medetažna konstrukcija je nato požarno analizirana z enostavno metodo požarno odpornega projektiranja, s katero upoštevamo ugoden vpliv membranskega delovanja na nosilnost stropov med požarom.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.04:624.014.2:614.83(043.2)  
**Author:** Žiga Plevel  
**Supervisor:** assist. prof. Primož Može, Ph.D.  
**Title:** Analysis of steel building considering membrane action of slab during fire  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Scope and tools:** 44 p., 34 fig., 15 tab., 4 ann.  
**Keywords:** Fire design, membrane action, steel building, composite structure, project MACS+

### **Abstract:**

The graduation thesis discusses steel office building with a composite structure. It includes the design of a typical middle floor structure of the building and the design of eccentric braces which carry seismic load. Apart from that, fire analysis of the typical middle floor is performed with a simple method of fire-resistant design, by which a beneficial effect of membrane on the capacity ceilings during fire was taken into account.

## **ZAHVALA**

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomskega dela se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Primožu Možetu.

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>POŽARNO ODPORNO PROJEKTIRANJE.....</b>	<b>1</b>
1.1	Požarna odpornost.....	1
1.2	Standardna krivulja temperatura-čas (nominalna) .....	2
1.3	Parametrična krivulja temperatura-čas (modelirana) .....	2
1.4	Požarno projektno stanje .....	3
1.5	Membransko delovanje sovprežnih stropov med požarom .....	3
1.5.1	Splošno .....	3
1.5.2	Enostavna metoda požarno odpornega projektiranja sovprežnih konstrukcij .....	4
1.5.3	Vrste stavb za analizo z enostavno metodo .....	5
<b>2</b>	<b>TEHNIČNO POROČILO .....</b>	<b>6</b>
2.1	Zasnova objekta.....	6
2.2	Elementi nosilne konstrukcije .....	7
2.2.1	Medetažna sovprežna plošča .....	7
2.2.2	Sekundarni nosilci .....	7
2.2.3	Primarni nosilci .....	7
2.2.4	Stebri .....	8
2.2.5	Spoji .....	8
2.2.6	Ekscentrična povezja.....	8
<b>3</b>	<b>ANALIZA OBTEŽB.....</b>	<b>9</b>
3.1	Lastna in stalna obtežba .....	9
3.1.1	Medetažna konstrukcija.....	9
3.1.2	Fasada.....	9
3.2	Spremenljiva obtežba .....	9
3.2.1	Koristna obtežba.....	9
3.2.2	Obtežba snega .....	9
3.2.3	Obtežba vetra.....	9
3.3	Potresna obtežba.....	10
3.3.1	Splošno .....	10
3.3.2	Potresna obtežba v x smeri .....	10
3.3.3	Potresna obtežba v y smeri .....	11
<b>4</b>	<b>DIMENZIONIRANJE .....</b>	<b>12</b>
4.1	Sovprežna plošča.....	12
4.1.1	Geometrija in materiali.....	12
4.1.2	Montažno stanje .....	13
4.1.3	Končno stanje.....	13
4.1.3.1	Obtežba in obremenitve .....	13
4.1.3.2	Mejno stanje nosilnosti.....	14
4.1.3.3	Mejno stanje uporabnosti .....	14

4.1.3.4	Negativna armatura nad podporami .....	15
4.1.3.5	Armatura za raznos obtežbe .....	15
4.2	Sekundarni sovprežni nosilec .....	16
4.2.1	Geometrija in materiali .....	16
4.2.2	Faza gradnje (montažno stanje) .....	16
4.2.2.1	Obtežba in obremenitev .....	16
4.2.2.2	Kompaktnost prereza .....	17
4.2.2.3	Elastična nosilnost prereza .....	17
4.2.2.4	Kontrola bočne zvrnitve .....	18
4.2.2.5	Pomik v fazi gradnje .....	18
4.2.3	Končno stanje (sovprežno stanje) .....	19
4.2.3.1	Obtežba in obremenitev .....	19
4.2.3.2	Določitev sodelujoče širine .....	19
4.2.3.3	Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca za elastično analizo .....	20
4.2.3.4	Plastična nosilnost sovprežnega prereza (MSN) .....	20
4.2.3.5	Kontrola bočne zvrnitve .....	22
4.2.3.6	Kontrola vzdolžnega striga .....	22
4.2.3.7	Kontrola pomikov (MSU) .....	25
4.3	Primarni sovprežni nosilec .....	25
4.3.1	Geometrija in materiali .....	25
4.3.2	Faza gradnje (montažno stanje) .....	26
4.3.2.1	Obtežba in obremenitev .....	26
4.3.2.2	Kompaktnost prereza .....	27
4.3.2.3	Elastična nosilnost prereza .....	27
4.3.2.4	Kontrola bočne zvrnitve .....	28
4.3.2.5	Pomik v fazi gradnje .....	29
4.3.3	Končno stanje (sovprežno stanje) .....	29
4.3.3.1	Obtežba in obremenitev .....	29
4.3.3.2	Določitev sodelujoče širine .....	30
4.3.3.3	Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca za elastično analizo .....	30
4.3.3.4	Plastična nosilnost sovprežnega prereza (MSN) .....	31
4.3.3.5	Kontrola bočne zvrnitve .....	32
4.3.3.6	Kontrola vzdolžnega striga .....	32
4.3.3.7	Kontrola pomikov (MSU) .....	34
4.4	Steber .....	35
4.4.1	Geometrija in materiali .....	35
4.4.2	Obtežba in obremenitev .....	35
4.4.3	Uklon okoli šibke z – osi .....	36
4.5	Ekscentrična povezja .....	36

4.6	Spoji .....	36
<b>5</b>	<b>POŽARNA ANALIZA.....</b>	<b>37</b>
5.1	Določitev požarnih sektorjev .....	37
5.2	Vhodni podatki.....	38
5.3	Račun nosilnosti sovprežnega stropu v primeru ISO požara.....	38
5.3.1	Postopek računa nosilnosti sovprežnega stropa v primeru ISO požara.....	38
5.3.2	Vhodni podatki posameznega požarnega sektorja .....	39
5.3.3	Rezultati analize posameznih požarnih sektorjev.....	40
5.4	Požarna zaščita obodnih nosilcev in stebrov ter posebna pravila za armaturne mreže .....	41
<b>6</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>43</b>
<b>VIRI.....</b>		<b>44</b>

## KAZALO SLIK

Slika 1: Standardna krivulja temperatura-čas (nominalna) .....	2
Slika 2: Primerjava parametrične in standardne krivulje temperatura-čas [7] .....	2
Slika 3: Testna zgradba v okviru raziskovalnega programa Cardington [7] .....	3
Slika 4: Razporeditev mejnih porušnic za primer prostoležeče podprte plošče [7] .....	4
Slika 5: Povečanje nosilnosti plošče ob upoštevanju membranskega delovanja [7] .....	4
Slika 6: Požarni sektor [7] .....	5
Slika 7: Tloris medetažne konstrukcije .....	6
Slika 8: Okvir v osi 1 – 4 (povezja le v osi 1 in 4) .....	7
Slika 9: Okvir v osi A – F (povezja le v osi A in F) .....	7
Slika 10: Geometrija sovprežne plošče .....	12
Slika 11: Dopustni razponi HI-Bond pločevine v vlogi opaža [15] .....	13
Slika 12: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov-MSN [15] .....	14
Slika 13: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov-MSU [15] .....	15
Slika 14: Armatura za raznos obtežbe [15] .....	15
Slika 15: Geometrija sekundarnega sovprežnega nosilca .....	16
Slika 16: V času gradnje, bočno podprti, sekundarni nosilec .....	18
Slika 17: Sodelujoča širina sovprežne plošče .....	19
Slika 18: Sovprežni prerez sekundarnega nosilca .....	20
Slika 19: Plastična razporeditev napetosti v področju pozitivnih momentov pri delni strižni povezavi [9] .....	21
Slika 20: Zveza med $M_{Rd}$ in $N_c$ pri delni strižni povezavi [9] .....	21
Slika 21: Profilirana pločevina prečno na nosilec [9] .....	23
Slika 22: Potencialna strižna porušitev v prerezu a-a [9] .....	24
Slika 23: Geometrija primarnega sovprežnega nosilca .....	25
Slika 24: Obtežba primarnega nosilca .....	26
Slika 25: Upogibna obremenitev $M_{Ed,3}$ .....	27
Slika 26: V času gradnje, bočno podprti, primarni nosilec .....	28
Slika 27: Dejanski prerez primarnega sovprežnega nosilca .....	30
Slika 28: Prerez primarnega sovprežnega nosilca ob upoštevanju efektivne debeline betona .....	30
Slika 29: Upogibna obremenitev $M_{Ed}^{MSN}$ .....	31
Slika 30: Vplivno območje stebra in računski model .....	35
Slika 31: Obravnavani požarni sektorji .....	37
Slika 32: Požarni sektor in pripadajoče karakteristike .....	38
Slika 33: Prekrivanje armaturnih mrež v sovprežni plošči [7] .....	41
Slika 34: Priporočene dolžine prekrivanja in sidrne dolžine za varjene armaturne mreže [7] .....	42

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Masa posameznih etaž in celotne konstrukcije .....	10
Preglednica 2: Nihajni čas konstrukcije v x smeri .....	10
Preglednica 3: Potresna obtežba v x smeri .....	11
Preglednica 4: Nihajni čas konstrukcije v y smeri .....	11
Preglednica 5: Potresna obtežba v y smeri .....	11
Preglednica 6: Podatki o razponih in površini posameznega požarnega sektorja .....	39
Preglednica 7: Podatki o karakteristikah sovprežne plošče .....	39
Preglednica 8: Podatki o nosilcih požarnega sektorja A .....	39
Preglednica 9: Podatki o nosilcih požarnega sektorja B .....	39
Preglednica 10: Podatki o nosilcih požarnega sektorja C .....	39
Preglednica 11: Podatki o nosilcih požarnega sektorja D .....	40
Preglednica 12: Podatki o obtežbi .....	40
Preglednica 13: Temperatura v posameznih točkah sovprežnega stropa pri $t = 60$ min .....	40
Preglednica 14: Tabelarični prikaz izračuna skupne nosilnosti sovprežnega strop za posamezni požarni sektor .....	40
Preglednica 15: Kritične temperature obodnih nosilcev za primer požarnega sektorja A .....	41



## 1 POŽARNO ODPORNO PROJEKTIRANJE

### 1.1 Požarna odpornost

Požar predstavlja eno od naravnih nesreč oziroma možnih negativnih vplivov v življenjski dobi objekta. Ob pojavu lahko povzroči ogromno gmotno škodo in, kar je najhujše, smrtne žrtve. S požarno odpornim projektiranjem stavb zagotovimo, da nosilna konstrukcija objekta ob požaru določen čas ohrani svojo globalno stabilnost in s tem prepreči njegovo porušitev ter zavaruje človeška življenja.

V okviru projektiranja objekta mora projektant zagotoviti bistvenim zahtevam, ki jih določa 9. člen zakona o graditvi objektov [1]:

- mehanska odpornost in stabilnost,
- varnost pred požarom,
- higienska in zdravstvena zaščita okolice,
- varnost pri uporabi,
- varnost pred hrupom,
- varčevanje energije in ohranjanje toplote.

V povezavi s požarno odpornim projektiranjem moramo zagotoviti zahtevama mehanske odpornosti in stabilnosti objekta v primeru požara in varnosti pred požarom. Mehansko odpornost in stabilnost objekta v primeru požara zagotovimo z ustreznim projektiranjem konstrukcije v skladu z Evrokod standardi, ki jih v obvezno uporabo vpeljuje pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov [2]. Drugo osnovno zahtevo – varnost pred požarom pa zagotovimo z izpolnitvijo štirih osnovnih zahtev o požarni varnosti v stavbah, ki jih podaja pravilnik o zasnovi in študiji požarne varnosti [3]:

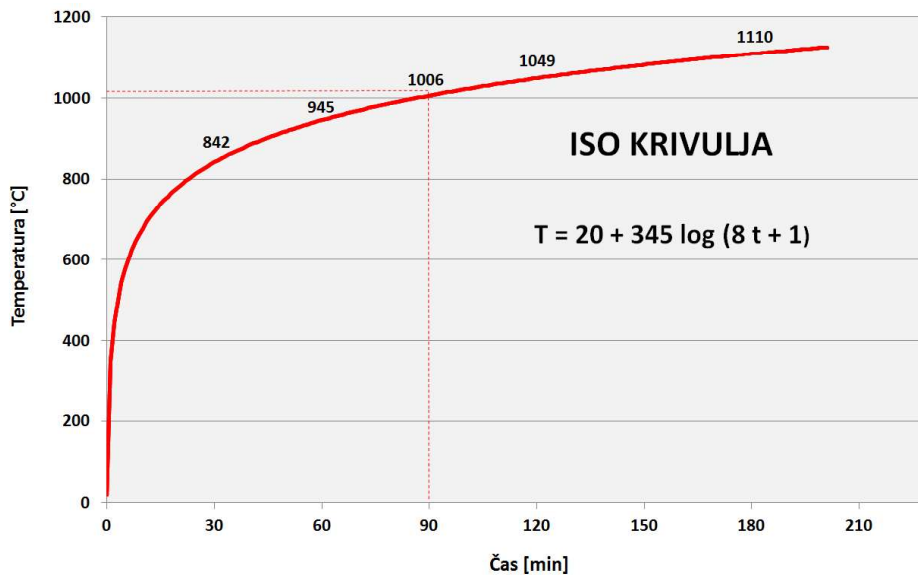
- širjenje požara na sosednje objekte,
- nosilnost konstrukcije ter širjenje požara po stavbah,
- evakuacijske poti in sistemi za javljanje in alarmiranje,
- naprave za gašenje in dostop gasilcev.

Pravilnik o zasnovi in študiji požarne varnosti [3] se navezuje na pravilnik o požarni varnosti v stavbah [4], ki predpisuje ukrepe, ki morajo biti izvedeni, da stavba izpolnjuje gradbene zahteve za zagotovitev požarne varnosti, s katerimi omejimo ogrožanje ljudi, živali, okolja, premoženja v stavbah ter uporabnikov sosednjih objektov in ljudi, ki so v času požara v neposredni bližini stavb in omogočati učinkovito ukrepanje gasilskih ekip, brez nepotrebne ogrožanja njihovih življenj in zdravja. Pravilnik o požarni varnosti v stavbah [4] prav tako predpisuje tehnično smernico TSG-1-001:2010 [5], katera za posamezno vrsto objekta natančno opredeljuje zahteve in pogoje projektiranja.

Zagotovitev nosilnosti konstrukcije v primeru požara je neposredno povezana z odzivom nosilnih elementov in njihovo odpornostjo pri povišani temperaturi. Temperatura, kateri so elementi konstrukcije v času požara izpostavljeni, narašča v odvisnosti od časa. Opis naraščanja temperature v odvisnosti od časa imenujemo požari scenarij, ki ga v okviru poenostavljenih računskih metod za določevanje požarne odpornosti opišemo z različnim požarnimi krivuljami [6]. V splošnem požarne krivulje delimo na nominalne požarne krivulje, ki ne zahtevajo nikakršnih vhodnih podatkov in predstavljajo najbolj enostaven opis požara ter modelirane požarne krivulje, ki predstavljajo poenostavljene modele naravnih požarov in zahtevajo vhodne podatke o hitrosti sproščanja toplote, površini požara, lastnosti mejnih elementov, površini odprtin in višini stropa. V primeru zelo natančnega modeliranja požara pa se uporabljajo napredni požarni modeli, ki poleg prej naštetih vhodnih podatkov zahtevajo še točno geometrijo.

## 1.2 Standardna krivulja temperatura-čas (nominalna)

Standardna požarna krivulja temperatura-čas [6] oziroma ISO-834 krivulja je ena od nominalnih požarnih krivulj in predstavlja model polno razvitega požara v obravnavanem sektorju. Krivulja opisuje naraščanje temperature v odvisnosti časa in je obravnavana v celotnem požarnem sektorju. Za standardno požarno krivuljo je značilno, da ne upošteva faze pred izbruhom požara, ni odvisna od požarne obtežbe in prezračevalnih pogojev in nikoli ne pada (temperatura v odvisnosti od časa vseskozi narašča) [6].

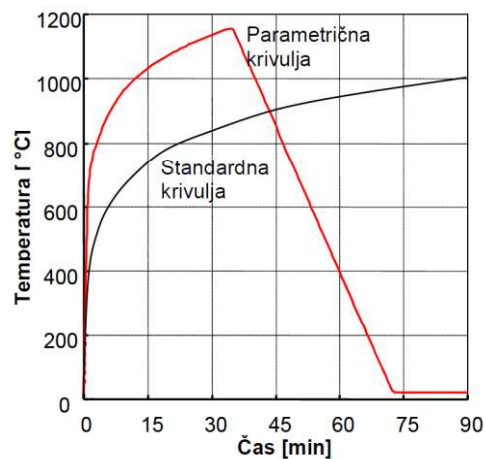


Slika 1: Standardna krivulja temperatura-čas (nominalna)

## 1.3 Parametrična krivulja temperatura-čas (modelirana)

Parametrična krivulja temperatura-čas [6] predstavlja poenostavljen model naravnega požara, ki ga v današnjem času veliko inženirjev uporablja pri računu požarne varnosti. Za razliko od standardne krivulje temperatura-čas je odvisna od določenih parametrov obravnavanega sektorja.

V primerjavi s standardnim požarom, temperatura parametričnega požara ne narašča zvezno s časom, ampak v prvem delu ponavadi hitreje narašča nato pa temperatura z izgorevanjem gorljivih snovi hitro pada.



Slika 2: Primerjava parametrične in standardne krivulje temperatura-čas [7]

## 1.4 Požarno projektno stanje

Kontrola nosilnosti v požarnem projektne stanju je izvedena z obtežno kombinacijo vplivov za nezgodni slučaj [8]:

$$\sum G_{k,j} + A_d + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\sum G_{k,j}$	stalna obtežba, neugodni vpliv
$A_d$	nezgodna obtežba (požar)
$Q_{k,1}$	prevladujoča spremenljiva obtežba
$Q_{k,i}$	ostale spremenljive obtežbe
$\psi_2$	kombinacijski faktor navidezno stalne spremenljive obtežbe

## 1.5 Membransko delovanje sovprežnih stropov med požarom

### 1.5.1 Splošno

»Odziv sovprežnih jeklenih okvirnih konstrukcij med požarom je veliko boljše kot nam to izkazujejo požarni testi posameznih, izoliranih elementov. To je bilo ugotovljeno in dokazano s številnimi požarnimi testi v različnih državah na konstrukcijah izdelanih v naravni velikosti in na podlagi opazovanj resničnih požarov, ki so se zgodili v stavbah. Iz tega izhaja, da je požarna odpornost jeklenih okvirnih konstrukcij veliko večja, kot bi to lahko sklepali na osnovi standardnih požarnih testov posameznih nosilnih elementov.« [7]

Na podlagi raziskovalnega programa Cardington požarnih testov v Veliki Britaniji in testov pridobljenih v požarih iz drugih držav [7] je bil razvit nov projektne pristop požarno odpornega projektiranja sovprežnih konstrukcij, ki omogoča, da so jekleni nosilci, ki podpirajo sovprežno ploščo lahko brez požarne zaščite, kar je za projektanta oziroma investitorja ekonomsko zelo ugodno. Prav tako projektantom daje možnost samostojne požarne analize brez strokovnjakov na področju požarno odpornega projektiranja.

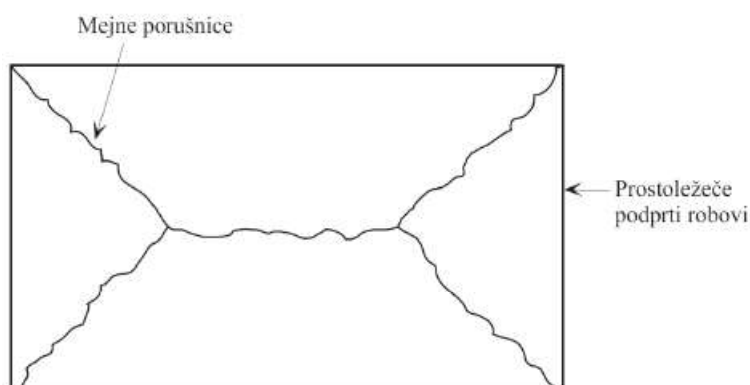


Slika 3: Testna zgradba v okviru raziskovalnega programa Cardington [7]

### 1.5.2 Enostavna metoda požarno odpornega projektiranja sovprežnih konstrukcij

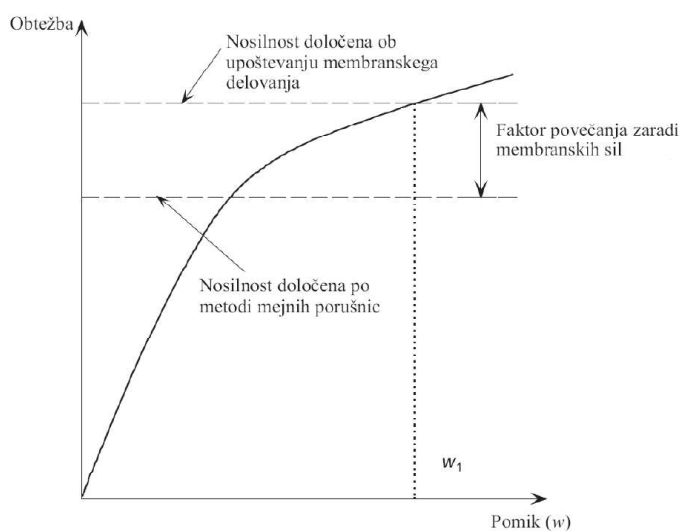
Enostavna metoda požarno odpornega projektiranja sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona temelji na upoštevanju sovprežnega obnašanja konstrukcije med požarom in ne temelji na požarno odpornem projektiranju posameznih konstrukcijskih elementov, kot je to v navadi postopkov v skladu s predpisi [9].

Teoretično ozadje enostavne metode predstavlja teorija [10] mejnih porušnic, ki jo je razvil Johansen in temelji na predpostavljenih porušnih mehanizmih in sposobnosti plastifikacije slabo armiranih betonskih plošč. V primeru pravokotnih prostoležečih plošč je oblika formiranja mejnih porušnic prikazana na sliki 4.



Slika 4: Razporeditev mejnih porušnic za primer prostoležeče podprte plošče [7]

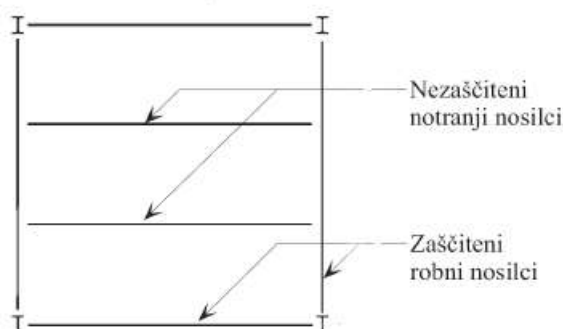
Na podlagi porušnega mehanizma na sliki 4 se po principu virtualnega dela določi nosilnost plošče. V eksperimentih opravljenih na stavbi Cardington in na podlagi ostalih rezultatov požarov je bilo ugotovljeno, da se v ploščah pojavijo membranske sile, ki ugodno vplivajo na nosilnost plošče. Membranske sile so osne sile v plošči, ki se pojavijo pri velikih upogibih plošče in so odvisne od robnih pogojev plošče. Zaradi njihovega ugodnega vpliva je dejanska nosilnost plošče večja od nosilnosti plošče, ki je izračunana po metodi mejnih porušnic.



Slika 5: Povečanje nosilnosti plošče ob upoštevanju membranskega delovanja [7]

V primeru medetažnih sovprežnih plošč, porušni mehanizem prikazan na sliki 4 zagotovimo z razdelitvijo medetažne plošče na požarne sektorje. Požarni sektor predstavljajo pravokotna območja,

ki so na robovih vertikalno podprta. Vertikalne podpore predstavljajo požarno zaščiteni jekleni nosilci. Ker je sovprežna plošča, nosilna v eni smeri, kontinuirna po celotni etaži, ključno vlogo za razvoj membranskih sil predstavljajo nezaščiteni sovprežni nosilci. Ti pri poviševanju temperature v času požara izgubljajo na nosilnosti. Zaradi izgube nosilnosti nezaščitenih sovprežnih nosilcev, sovprežna plošča postane nosilna v obeh smereh. Predpostavka, da je sovprežna plošča na robu posameznega požarnega sektorja prostoležeče podprta, je izpolnjena na podlagi pojava razpok v betonu nad zaščitenimi obodnimi nosilci, ki so posledica velikih vertikalnih pomikov plošče in lahko pripeljejo do porušitve natezne armature nad podporami (zaščitenimi obodnimi nosilci). Slednja vrsta porušitve se zgodi pred porušitvijo natezne armature v polju plošče, zato lahko predpostavimo, da je plošča znotraj posameznega požarnega sektorja prostoležeče podprta.



Slika 6: Požarni sektor [7]

Končno nosilnost sovprežnega medetažnega sistema dobimo, da nosilnost izračunano po teoriji mejnih porušnic povečamo zaradi nateznega membranskega delovanja. Tej povečani nosilnosti sovprežne plošče pa prištejemo še nosilnost sovprežnih nosilcev.

### 1.5.3 Vrste stavb za analizo z enostavno metodo

Glede na pogoje, ki jih mora požarni sektor izpolnjevati za račun z enostavno metodo za požarno odporno projektiranje, mora jeklena okvirna stavba s sovprežnimi nosilci in stropovi izpolnjevati naslednje pogoje [7]:

- okviri so podprti in nepomični,
- spoji v okvirih so obravnavani kot členkasti spoji,
- sovprežni stropovi so narejeni s profilirano pločevino, enojno pozitivno armaturno mrežo, z normalnim ali lahkim betonom. Nosilnost je določena v skladu s predpisi [9],
- notranji nosilci so sovprežni in projektirani skladno s predpisi [9].

Metoda ne velja za:

- stropove narejene iz montažnih betonskih stropnih plošč,
- notranje nosilce, ki niso sovprežni (nosilci na robovih plošče so lahko nesovprežni),
- nosilce z odprtini za inštalacije.

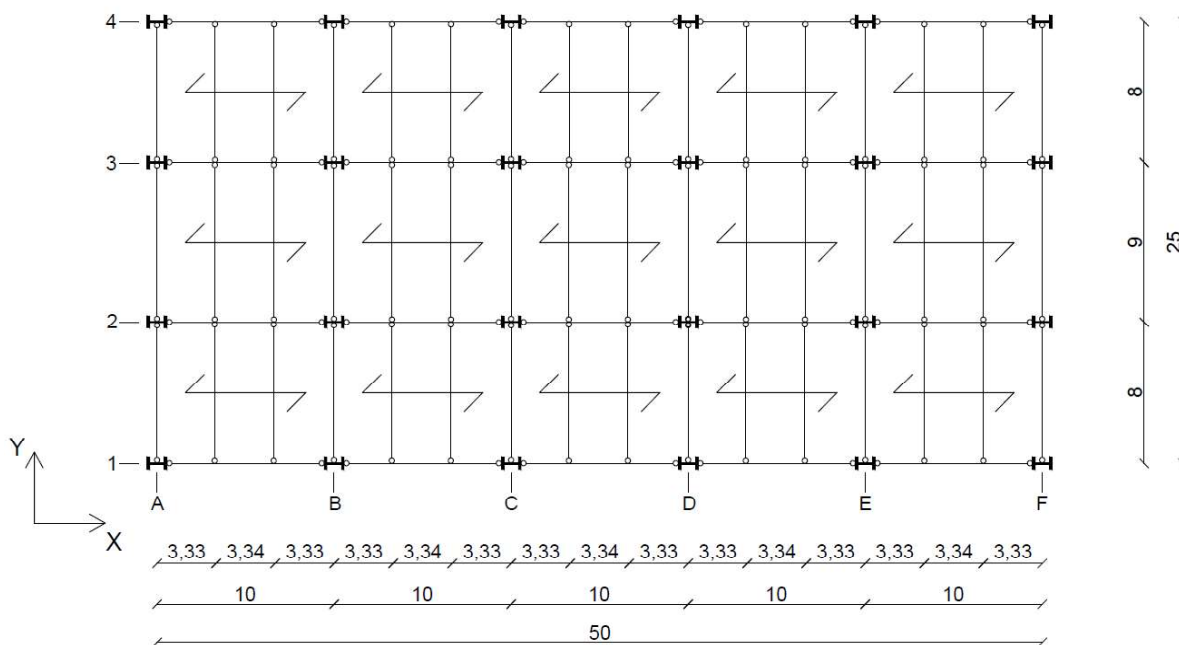
## 2 TEHNIČNO POROČILO

### 2.1 Zasnova objekta

3-etažni poslovni objekt se nahaja na območju poslovne cone Komenda. Objekt je izveden z jekleno nosilno konstrukcijo s sovprežnimi stropovi tlorisnih gabaritov  $25\text{ m} \times 50\text{ m}$  in višino etaž 4 m. Skupna višina stavbe znaša 12 m.

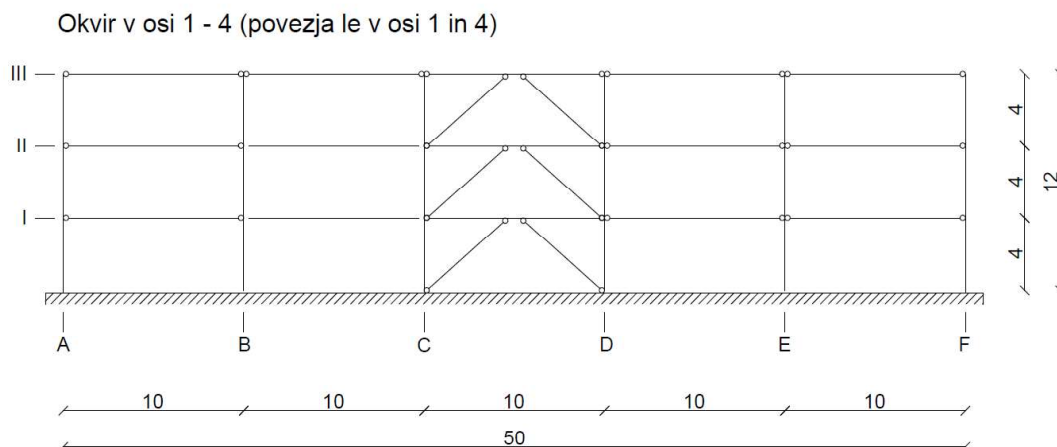
Za potrebe analize membranskega delovanja sovprežnih stropov med požarom je bila v sklopu diplome dimenzionirana tipična medetažna konstrukcija obravnavanega objekta, ob predpostavkah, ki jih mora konstrukcija izpolnjevati za analizo z enostavno metodo požarno odpornega projektiranja (glej točko 1.5.3).

Medetažno konstrukcijo sestavlja sovprežna plošča s profilirano pločevino, ki neprekinjeno poteka po celotni etaži. Obtežba se preko sovprežne plošče prenaša na sekundarne nosilce, ki so členkasto priključeni na primarne nosilce. Preko primarnih nosilcev, ki so preko členkastega spoja povezani s stebri, se obtežba prenaša na členkasto vpete stebre in nato skozi temelje v temeljna tla. Tako sekundarni kot primarni nosilci so v notranjosti etaže sovprežni, na obodu pa so projektirani kot navadni jekleni nosilci. Horizontalno togost konstrukcije in odpornost na horizontalne obremenitve (veter, potres) zagotavljajo ekscentrična povezja na obodu konstrukcije v vzdolžni in prečni smeri.

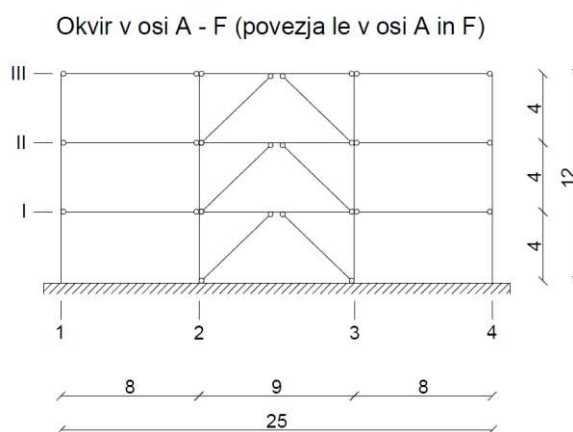


Slika 7: Tloris medetažne konstrukcije





Slika 8: Okvir v osi 1 – 4 (povezja le v osi 1 in 4)



Slika 9: Okvir v osi A – F (povezja le v osi A in F)

## 2.2 Elementi nosilne konstrukcije

### 2.2.1 Medetažna sovprežna plošča

Medetažna sovprežna plošča je sestavljena iz betonske plošče debeline 12 cm, kvalitete betona C25/30 in TRIMO HI-Bond 55 profilirane trapezne pločevine, višine valov 55 mm, debeline 0,8 mm in kvalitete jekla S250. Za zagotovitev razvoja membranskih sil v plošči je potrebna duktilna armatura, zato je bila izbrana armatura kvalitete B. Za zagotavljanje strižne povezave so uporabljeni čepi Nelson  $\phi 19$ , višine 90 mm.

### 2.2.2 Sekundarni nosilci

Za sekundarne nosilce dolžine 8 in 9 m so izbrani vroče valjani jekleni profili IPE 400, kvalitete jekla S235. V notranjosti so sekundarni nosilci sovprežno povezani z medetažno sovprežno ploščo s čepi Nelson  $\phi 19$  ( $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$ ), višine 90 mm, na obodu plošče pa projektirani kot navadni jekleni nosilci brez sovprežne povezave s ploščo.

### 2.2.3 Primarni nosilci

Za primarne nosilce dolžine 10 m so izbrani vroče valjani jekleni profili IPE 550, kvalitete jekla S275. V notranjosti so primarni nosilci sovprežno povezani z medetažno sovprežno ploščo s čepi Nelson

$\phi 19$  ( $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$ ), višine 90 mm, na obodu plošče pa projektirani kot navadni jekleni nosilci brez sovprežne povezave s ploščo.

#### **2.2.4 Stebri**

Stebri so jekleni vroče valjani profili HEA 320, kvalitete jekla S275.

#### **2.2.5 Spoji**

Vsi spoji nosilne konstrukcije so členkastega tipa in so izvedeni s preklopno vezno pločevino, kvalitete jekla S235 in vijaki M20 8.8.

#### **2.2.6 Ekscentrična povezja**

Okvirje ekscentričnih povezij v x smeri sestavljajo prečke HEA 360 (1. etaža), HEA 320 (2. etaža) in HEA 240 (3. etaža). Seizmična člena 1. in 2. etaže sta enakih profilov kot prečke, v 3. etaži je seizmični člen profil HEA 220. Diagonale povezij sestavljajo profili HEA 320 (1. etaža), HEA 300 (2. etaža) in HEA 240 (3. etaža). Stebri so enakih profilov kot stebri v točki 2.2.4.

Okvirje ekscentričnih povezij v y smeri sestavljajo prečke HEA 360 (1. etaža), HEA 320 (2. etaža) in HEA 220 (3. etaža). Seizmični členi v vseh 3 etažah so enakih profilov kot prečke. Diagonale povezij sestavljajo profili HEA 320 (1. etaža), HEA 280 (2. etaža) in HEA 220 (3. etaža). Stebri so enakih profilov kot stebri v točki 2.2.4.

Ekscentrična povezja v x in y smeri se nahajajo na obodu konstrukcije. Vsi profili sestavnih elementov ekscentričnih povezij so kvalitete jekla S275 J0.



### 3 ANALIZA OBTEŽB

#### 3.1 Lastna in stalna obtežba

##### 3.1.1 Medetažna konstrukcija

– Modularni dvignjeni pod	$g = 0,40 \text{ kN/m}^2$
– Inštalacije	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
– Sovprežna plošča (h = 12 cm)	$g = 2,41 \text{ kN/m}^2$
– Sekundarni nosilec IPE 400	upoštevano pri dimenzioniranju
– Primarni nosilec IPE 550	upoštevano pri dimenzioniranju
– Toplotna izolacija	$g = 0,10 \text{ kN/m}^2$
– Spuščen strop	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
<hr/>	
– SKUPAJ	$\sum g = 3,31 \text{ kN/m}^2$

##### 3.1.2 Fasada

Za obtežbo fasade je bila vzeta ocenjena vrednost obtežbe fasade in njene podkonstrukcije.

– Fasada	$g = 1,50 \text{ kN/m}^2$
----------	---------------------------

#### 3.2 Spremenljiva obtežba

##### 3.2.1 Koristna obtežba

Ker je stavba namenjena poslovni dejavnosti, v skladu s standardom [11] spada v kategorijo uporabe B – pisarne. H koristni obtežbi je v skladu s standardom [11] dodana še obtežba premičnih predelnih sten z lastno težo  $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ .

– Pisarne (Kategorija B)	$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$
– Predelne stene	$q = 0,50 \text{ kN/m}^2$

---

– SKUPAJ	$\sum q = 3,50 \text{ kN/m}^2$
----------	--------------------------------

##### 3.2.2 Obtežba snega

Ker je bila v sklopu diplome dimenzionirana medetažna konstrukcija, pri dimenzioniranju ni bilo potrebno upoštevati obtežbe snega.

##### 3.2.3 Obtežba vetra

Merodajna horizontalna obtežba za dimenzioniranje ekscentričnih povezij je bila potresna obtežba, zato obtežbe vetra ni bilo potrebno upoštevati.

### 3.3 Potresna obtežba

#### 3.3.1 Splošno

- Projektni pospešek tal

Glede na lokacijo objekta (poslovna cona Komenda) iz karte [12] potresne nevarnosti Slovenije razberemo projektni pospešek tal. Tip tal na katerih je temeljen objekt je tip tal B [13].

$$a_g = 0,225 g$$

- Faktor obnašanja q

Za okvire z ekscentričnimi povezji je bila izbrana visoka stopnja duktilnosti (DCH) in posledično pripadajoč faktor obnašanja q za tak tip konstrukcijskega sistema.

$$q = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,2 = 6$$

- Masa konstrukcije

Preglednica 1: Masa posameznih etaž in celotne konstrukcije

Etaža	Masa [t]
1.	645.6
2.	645.6
3.	411.8
Σ	1703.1

#### 3.3.2 Potresna obtežba v x smeri

Prevzem potresne obremenitve v x smeri zagotavljata 2 okvirja z ekscentričnimi povezji.

- Izračun nihajnega časa

Nihajni čas konstrukcije v x smeri je bil izračunan po Rayleighovi metodi [14].

Preglednica 2: Nihajni čas konstrukcije v x smeri

Etaža	Masa etaže [t]	Št. povezij na etažo	Masa na posamezno povezje [t]	T <sub>x</sub> [s]
1.	645.6	2	322.8	0.58
2.	645.6	2	322.8	
3.	411.8	2	205.9	

- Izračun potresne obtežbe v x smeri

Na podlagi vrednosti elastičnega projektnega spektra [13] S<sub>d</sub>(T<sub>x</sub>) je bila izračunana celotna potresna sila v x smeri, katere polovica vrednosti odpade na posamezno povezje.

Preglednica 3: Potresna obtežba v x smeri

$S_d(T_x)$	Celotna potresna sila v x smeri [kN]	Potresna sila na posamezno povezje [kN]
0.951	1377.03	688.52

### 3.3.3 Potresna obtežba v y smeri

Prevzem potresne obremenitve v y smeri zagotavljata 2 okvirja z ekscentričnimi povezji.

- Izračun nihajnega časa

Nihajni čas konstrukcije v y smeri je bil izračunan po Rayleighovi metodi [14].

Preglednica 4: Nihajni čas konstrukcije v y smeri

Etaža	Masa etaže [t]	Št. povezij na etažo	Masa na posamezno povezje [t]	$T_y$ [s]
1.	645.6	2	322.8	0.58
2.	645.6	2	322.8	
3.	411.8	2	205.9	

- Izračun potresne obtežbe v y smeri

Na podlagi vrednosti elastičnega projektnega spektra [13]  $S_d(T_y)$  je bila izračunana celotna potresna sila v y smeri, katere polovica vrednosti odpade na posamezno povezje.

Preglednica 5: Potresna obtežba v y smeri

$S_d(T_y)$	Celotna potresna sila v y smeri [kN]	Potresna sila na posamezno povezje [kN]
0.862	1376.63	688.32

## 4 DIMENZIONIRANJE

### 4.1 Sovprežna plošča

Sovprežna plošča je dimenzionirana s tabelami za dimenzioniranje sovprežnih plošč zbranimi v poročilu razvojno aplikativne naloge analiza TRIMO HI-Bond sovprežnih stropov [15].

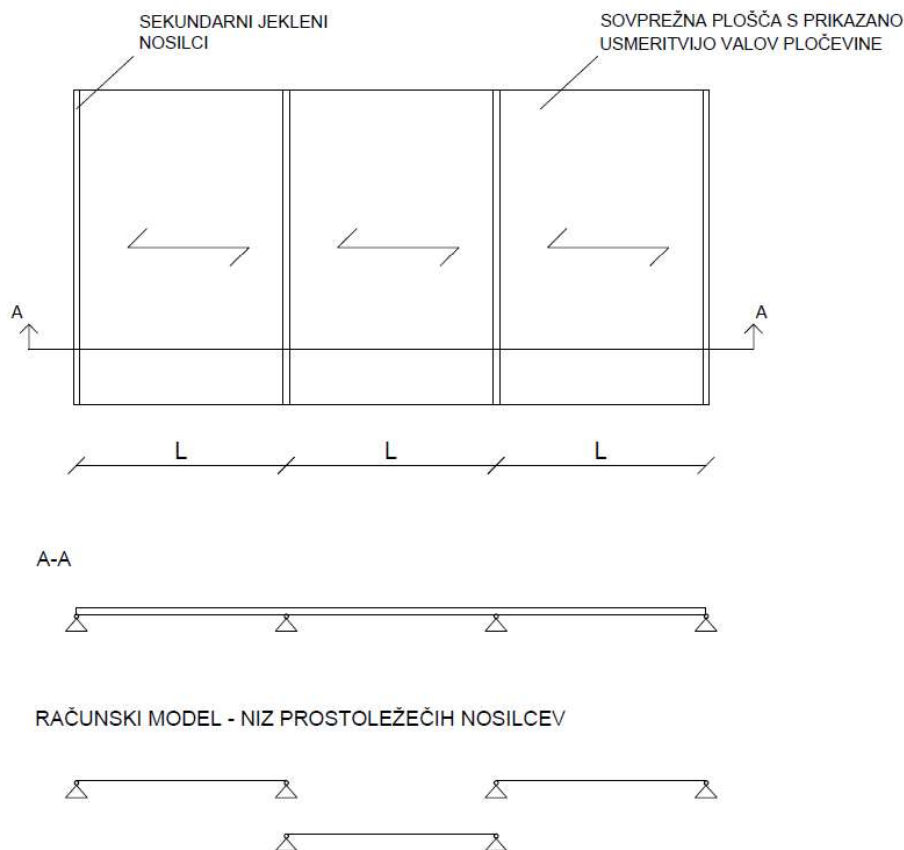
#### 4.1.1 Geometrija in materiali

Osnovni geometrijski podatki:

- Razpon sovprežne plošče:  $L = 3,33 \text{ m}$
- Višina sovprežne plošče:  $h = 12 \text{ cm}$
- Višina profilirane pločevine:  $h_p = 5,5 \text{ cm}$
- Višina betona nad pločevino:  $h_c = 6,5 \text{ cm}$
- Efektivna debelina betona:  $d_p = 9,25 \text{ cm}$

Osnovne karakteristike uporabljenih materialov:

- Beton: C25/30,  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
- Profilirana pločevina: TRIMO HI-Bond 55,  $t = 0,8 \text{ mm}$ ,  $f_{yp} = 250 \text{ MPa}$  (S250)
- Strižni čepi: NELSON ČEPI  $\phi 19$ ,  $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$
- Armatura: Q257, S500-B



Slika 10: Geometrija sovprežne plošče

#### 4.1.2 Montažno stanje

V fazi gradnje profilirana pločevina prevzame vlogo opaža za beton.

$$L_{DOV}(h = 12 \text{ cm}, 100 \text{ mm} < b < 200 \text{ mm}) = 250 \text{ cm} < L_p = 333 \text{ cm} \quad \times$$

Ukrep: V fazi gradnje ploščo podprem z začasnimi podporami na razdalji.

$$L_{zp} = \frac{L_p}{2} = 165 \text{ cm}$$

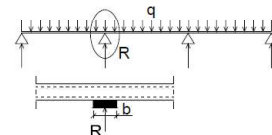
$$L_{DOV}(h = 12 \text{ cm}, 100 \text{ mm} < b < 200 \text{ mm}) = 250 \text{ cm} < L_p = 165 \text{ cm} \quad \checkmark$$

**Tabela 1: Dopustni razponi HI-Bond pločevine v vlogi opaža (v centimetrih) - mejna stanja nosilnosti in uporabnosti**

pločevina: HI-Bond 55, t = 0,8 mm,  $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$

**Mejna stanja uporabnosti (upogibki)**

h (cm)	$L_{DOV}$ (cm)
12	278
14	261
16	248
18	237



**Mejna stanja nosilnosti**

h (cm)	upogibna nosilnost	Vnos koncentriranih sil nad vmesnimi podporami s širino b				
		b = 10 mm	b = 50 mm	b = 100 mm	b = 200 mm	b = 300 mm
12	261	212	239	250	259	261
14	243	193	219	230	239	242
16	228	177	203	213	223	227
18	216	164	189	200	209	213

Slika 11: Dopustni razponi HI-Bond pločevine v vlogi opaža [15]

#### 4.1.3 Končno stanje

##### 4.1.3.1 Obtežba in obremenitve

- Modularni dvignjeni pod  $g = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Inštalacije  $g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- Sovprežna plošča (h = 12 cm)  $g = 2,41 \text{ kN/m}^2$
- Toplotna izolacija  $g = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- Spuščen strop  $g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- Koristna obtežba  $q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

Obravnava se širina 1 m plošče:

$$p_{Sd}^{MSN} = 1,35 \cdot (\sum g) + 1,5 \cdot q = 9,7 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Sd}^{MSU} = 1,0 \cdot (\sum g - 2,41 \text{ kN/m}^2) + 1,0 \cdot q = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.1.3.2 Mejno stanje nosilnosti

V skladu s tabelami za mejno stanje nosilnosti, zbranimi v poročilu razvojno aplikativne naloge analiza TRIMO HI-Bond sovprežnih stropov [15] je bila, za prenašanje vzdolžnega striga, izbrana metoda B4.

Metoda B4:  $KS1/1 \Phi 19 + Q257 + TP$

Dopustni razpon HI-Bond sovprežnega stropa (C25/30, h = 12 cm) – MSN:

$$p_{Sd}^{MSN} = 10 \text{ kN/m}^2 \rightarrow L_{DOV} = 360 \text{ cm}$$

$$p_{Sd}^{MSN} = 8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow L_{DOV} = 391 \text{ cm}$$

Linearna interpolacija:

$$p_{Sd}^{MSN} = 9,7 \text{ kN/m}^2 \rightarrow L_{DOV} = 391 - \left( \frac{9,7 - 8}{10 - 8} \right) \cdot (391 - 360) = 363,7 \text{ cm}$$

$$L_{DOV} = 363,7 \text{ cm} > L_p = 333 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Tabela 8: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov (v centimetrih) - mejna stanja nosilnosti															
pločevina: HI-Bond 55, t = 0,8 mm, $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$															
beton: C 25/30															
h(cm)	$g_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$	metoda	$p_{Sd}^{MSN} \text{ (kN/m}^2\text{)}$												
			3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
12	2,41	B1	395	368	345	326	296	274	256	241	228	217	208	200	193
		B2	464	431	405	383	347	321	299	282	267	254	243	234	225
		B3	471	438	411	388	353	325	304	286	271	258	247	237	229
		B4	522	485	455	430	391	360	336	317	300	286	273	262	253
		B5	588	547	513	485	440	406	379	356	337	321	308	295	284
		B6	626	582	545	515	468	431	402	379	359	342	327	314	302

Slika 12: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov-MSN [15]

#### 4.1.3.3 Mejno stanje uporabnosti

V skladu s tabelami za mejno stanje nosilnosti, zbranimi v poročilu razvojno aplikativne naloge analiza TRIMO HI-Bond sovprežnih stropov [15] je bila, za prenašanje vzdolžnega striga, izbrana metoda B4.

Metoda B4:  $KS1/1 \Phi 19 + Q257 + TP$

Dopustni razpon HI-Bond sovprežnega stropa (C25/30, h = 12 cm) – MSU:

$$p_{Sd}^{MSU} = 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow L_{DOV} = 427 \text{ cm}$$

$$p_{Sd}^{MSU} = 4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow L_{DOV} = 448 \text{ cm}$$

Linearna interpolacija:

$$p_{Sd}^{MSU} = 4,4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow L_{DOV} = 448 - \left( \frac{4,4 - 4}{5 - 4} \right) \cdot (448 - 427) = 440 \text{ cm}$$

$$L_{DOV} = 440 \text{ cm} > L_p = 333 \text{ cm} \quad \checkmark$$

**Tabela 2: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov (v centimetrih) - mejna stanja uporabnosti**

pločevina: HI-Bond 55, t = 0.8 mm,  $f_{yk} = 250$  MPa  
 beton: C 20/25, C 25/30, C 30/37, C 35/45

h (cm)	g <sub>j</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	vrsta betona	$p_{sdl, MSU}$ (kN/m <sup>2</sup> )												
			2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	
12	2,41	C 20/25	504	470	445	424	406	391	378	367	357	339	322	308	
		C 25/30	507	474	448	427	409	394	381	370	359	342	325	311	
		C 30/37	511	477	451	430	412	397	384	372	362	344	327	313	
		C 35/45	514	481	454	433	415	400	386	375	364	347	329	315	

Slika 13: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov-MSU [15]

#### 4.1.3.4 Negativna armatura nad podporami

Zaradi obravnavanja sovprežne plošče kot niza prostoležečih plošč je potrebno v območju podpor zagotoviti zgornjo negativno armaturo, saj v območjih nad podporami pride do negativnih momentov. S tem zagotovimo odpornost plošče proti razpokanju betona.

$$A_{neg, arm}^{potr} = 0,004 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm}) = 2,6 \text{ cm}^2/m$$

#### 4.1.3.5 Armatura za raznos obtežbe

Armaturo za raznos obtežbe je potrebna v primeru koncentriranih sil, linijske obtežbe oziroma porazdeljene obtežbe, ki deluje po površini plošče.

Na podlagi tabele na sliki 14 je pri višini plošče  $h = 12$  cm, za raznos obtežbe, potrebna armaturna mreža Q133, vendar metoda B4 pogojuje armaturno mrežo Q257.

Izberem armaturno mrežo Q257.

h[cm]	Potrebna površina armature [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ] (0.2% prereza betona nad pločevino)	Ustrezna mreža MAG 500/560
12	1.3	Q133
14	1.7	Q189
16	2.1	Q226
18	2.5	Q257

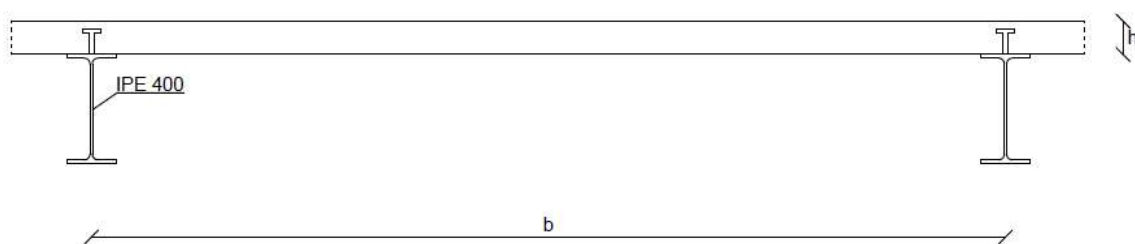
Slika 14: Armatura za raznos obtežbe [15]

## 4.2 Sekundarni sovprežni nosilec

### 4.2.1 Geometrija in materiali

Osnovni geometrijski podatki:

- Jekleni profil IPE 400
- Razpon sovprežnega nosilca:  $L = 9 \text{ m}$
- Razmak med sekundarnimi jeklenimi nosilci:  $b = 3,33 \text{ m}$
- Višina sovprežne plošče:  $h = 12 \text{ cm}$
- Efektivna debelina betona:  $h_{\text{eff}} = 9,25 \text{ cm}$
- Strižni čepi:  $d = 19 \text{ mm}; h_{\text{sc}} = 90 \text{ mm}$



RAČUNSKI MODEL - prostoležeči nosilec



Slika 15: Geometrija sekundarnega sovprežnega nosilca

Osnovne karakteristike uporabljenih materialov:

- Jeklo S235:  $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\varepsilon = 1,00$   
 $E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- Beton C25/30:  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{ctk} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
- Armatura S500B:  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- Čepi:  $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

### 4.2.2 Faza gradnje (montažno stanje)

#### 4.2.2.1 Obtežba in obremenitev

V fazi gradnje vso obremenitev prevzame jekleni nosilec IPE 400. Vplivno območje sekundarnega nosilca, dolžine 9 m, je širine 3,33 m.

- Lastna teža profila IPE 400  $g = 0,65 \text{ kN/m}$
- Lastna teža betona:



Svež beton ( $g = 26 \text{ kN/m}^2$ )	$g = 10,4 \text{ kN/m}$
Strjen beton ( $g = 25 \text{ kN/m}$ )	$g = 10 \text{ kN/m}$
– Lastna teža opaža (pločevina)	$g = 1 \text{ kN/m}$
– Obtežba med betoniranjem	$g = 2,5 \text{ kN/m}$

Obtežba merodajna za izrednotenje nosilnosti v fazi gradnje:

$$q_{Ed,1} = 1,35 \cdot 0,65 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot (10,4 \text{ kN/m} + 1 \text{ kN/m} + 2,5 \text{ kN/m}) = 21,73 \text{ kN/m}$$

Obtežba merodajna za izrednotenje pomika v fazi gradnje:

$$q_{Ed,2} = 1,0 \cdot 0,65 \text{ kN/m} + 1,0 \cdot (10 \text{ kN/m} + 1 \text{ kN/m}) = 11,65 \text{ kN/m}$$

#### 4.2.2.2 Kompaktnost prereza

IPE 400: Pasnica:  $\frac{c}{t_f} = \frac{90 \text{ mm}}{13,5 \text{ mm}} = 6,67 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9$

Stojina:  $\frac{d}{t_w} = \frac{331 \text{ mm}}{8,6 \text{ mm}} = 38,37 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72$

→ Prez spada v 1. razred kompaktnosti

Strig:  $\frac{d}{t_w} = \frac{331 \text{ mm}}{8,6 \text{ mm}} = 38,37 \leq 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$

→ Stojina je kompaktna v strigu

#### 4.2.2.3 Elastična nosilnost prereza

– Upogibna nosilnost

$$M_{Ed,1} = \frac{q_{Ed,1} \cdot L^2}{8} = \frac{21,73 \text{ kN/m} \cdot (9 \text{ m})^2}{8} = 220,02 \text{ kNm}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{y,el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1160 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 27260 \text{ kNcm} = 272,60 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = 220,02 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 272,60 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

– Strižna nosilnost

$$V_{Ed,1} = \frac{q_{Ed,1} \cdot L}{2} = \frac{21,73 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 97,76 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{42,7 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ k/cm}^2}{1 \cdot \sqrt{3}} = 579,34 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f =$$

$$= 84,5 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 18 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} + (0,86 \text{ cm} + 2 \cdot 2,1 \text{ cm}) \cdot 1,35 \text{ cm} = 42,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 97,76 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 579,34 \text{ kN} \quad \checkmark$$

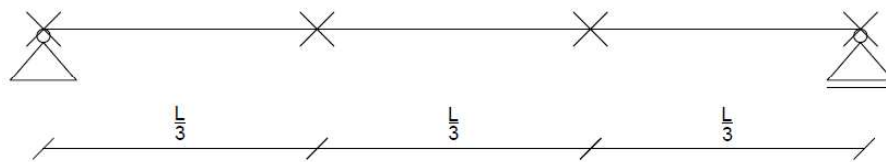
– Interakcija M-V:

$$V_{Ed,1} = 97,76 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 289,65 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ni interakcije}$$

#### 4.2.2.4 Kontrola bočne zvrnitve

V času gradnje nosilec bočno podprmo z 2 bočnima podporama, ki ju zagotavlja zavarovalna konstrukcija v času gradnje.

Uporabimo uklonske krivulje bočne zvrnitve za standardne vroče valjane prereze in enakovredne varjene prereze [16].



Slika 16: V času gradnje, bočno podprti, sekundarni nosilec

$$M_{cr} = 63639 \text{ kNcm} \quad (\text{glej prilogo A1})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1160 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{63639 \text{ kNcm}}} = 0,654 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{N.B.Z}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,654 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,654^2] = 0,704$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,704 + \sqrt{0,704^2 - 0,75 \cdot 0,654^2}} = 0,89$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,89 \cdot 1160 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 24261 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,1} = 22002 \text{ kNcm} \leq M_{b,Rd} = 24261 \text{ kNcm} \quad \checkmark$$

#### 4.2.2.5 Pomik v fazi gradnje

$$w_{\max,m} = \frac{5 \cdot q_{Ed,2} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,1165 \text{ kN/cm} \cdot (900 \text{ cm})^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 23130 \text{ cm}^4} = 2,05 \text{ cm}$$

## 4.2.3 Končno stanje (sovprežno stanje)

### 4.2.3.1 Obtežba in obremenitev

– Modularni dvignjeni pod	$g = 1,33 \text{ kN/m}$
– Inštalacije	$g = 0,67 \text{ kN/m}$
– Sovprežna plošča ( $h = 12 \text{ cm}$ )	$g = 8,03 \text{ kN/m}$
– Sekundarni nosilec IPE 400	$g = 0,65 \text{ kN/m}$
– Toplotna izolacija	$g = 0,33 \text{ kN/m}$
– Spuščen strop	$g = 0,67 \text{ kN/m}$
– Pisarne (kategorija B)	$q = 10,00 \text{ kN/m}$
– Predelne stene	$q = 1,70 \text{ kN/m}$

Za plastično analizo (račun nosilnosti):

$$q_{Ed}^{MSN} = 1,35 \cdot (\sum g) + 1,5 \cdot (\sum q) = 1,35 \cdot (11,68 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot (11,7 \text{ kN/m}) = 33,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed}^{MSN} = \frac{q_{Ed}^{MSN} \cdot L^2}{8} = \frac{33,32 \text{ kN/m} \cdot (9 \text{ m})^2}{8} = 337,4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}^{MSN} = \frac{q_{Ed}^{MSN} \cdot L}{2} = \frac{33,32 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 149,94 \text{ kN}$$

Za elastično analizo (račun pomikov):

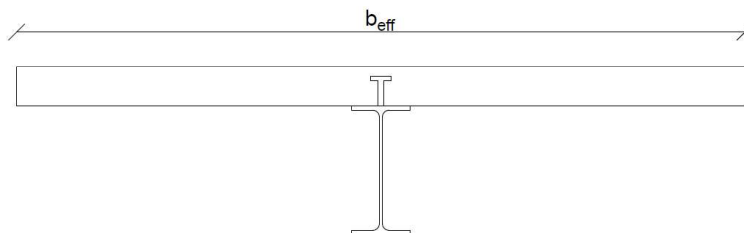
V končnem stanju, pri računu obtežbe za račun pomikov, upoštevamo samo obtežbo, ki deluje na sovprežni prerez.

$$q_{Ed}^{MSU} = 1,0 \cdot (\sum g - 0,65 \text{ kN/m} - 8,03 \text{ kN/m}) + 1,0 \cdot (\sum q) =$$
$$= 1,0 \cdot (3,0 \text{ kN/m}) + 1,0 \cdot (11,7 \text{ kN/m}) = 14,7 \text{ kN/m}$$

### 4.2.3.2 Določitev sodelujoče širine

Sodelujoča širina sovprežne plošče za primer prostoležečega nosilca:

$$b_{eff} = 2 \cdot \frac{L}{8} = \frac{9 \text{ m}}{4} = 2,25 \text{ m}$$



Slika 17: Sodelujoča širina sovprežne plošče

#### 4.2.3.3 Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca za elastično analizo

$$a = \frac{h_{eff}}{2} + \frac{h_a}{2} = \frac{9,25 \text{ cm}}{2} + \frac{40 \text{ cm}}{2} = 24,63 \text{ cm}$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_{eff} = 225 \text{ cm} \cdot 9,25 \text{ cm} = 2081,25 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_{eff}^3}{12} = \frac{225 \text{ cm} \cdot (9,25 \text{ cm})^3}{12} = 14839,75 \text{ cm}^4$$

Vpliv lezenja betona:

$$\text{Ko je } t = 0: \quad n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6,77$$

$$n_{\infty} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,77 = 13,54 \quad \rightarrow \quad \text{Poenostavitev za stavbe, ki niso namenjene skladiščenju}$$

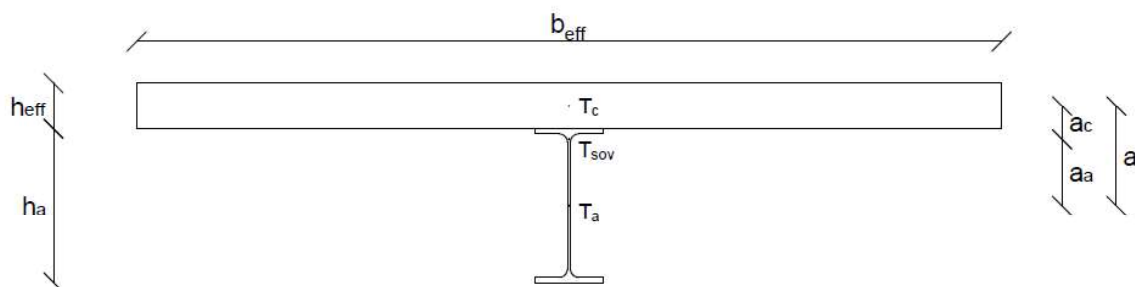
$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_{\infty}} = 84,5 \text{ cm}^2 + \frac{2081,25 \text{ cm}^2}{13,54} = 238,21 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_{\infty}} = 24,63 \text{ cm} \cdot \frac{2081,25 \text{ cm}^2}{238,21 \text{ cm}^2 \cdot 13,54} = 15,89 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 24,63 \text{ cm} \cdot \frac{84,5 \text{ cm}^2}{238,21 \text{ cm}^2} = 8,74 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \left( \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_{\infty}} \right) =$$

$$= 23130 \text{ cm}^4 + 84,5 \text{ cm}^2 \cdot (15,89 \text{ cm})^2 + \left( \frac{14839,75 \text{ cm}^4 + 2081,25 \text{ cm}^2 \cdot (8,74 \text{ cm})^2}{13,54} \right) = 57303,21 \text{ cm}^4$$

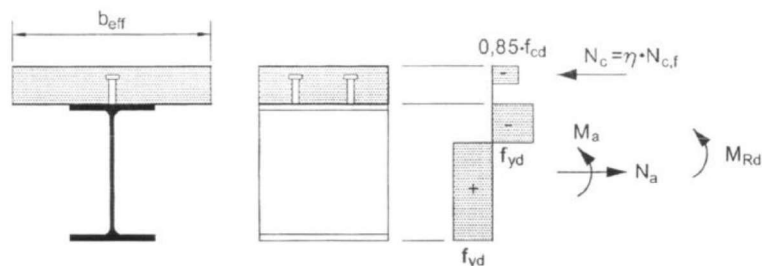


Slika 18: Sovprežni prerez sekundarnega nosilca

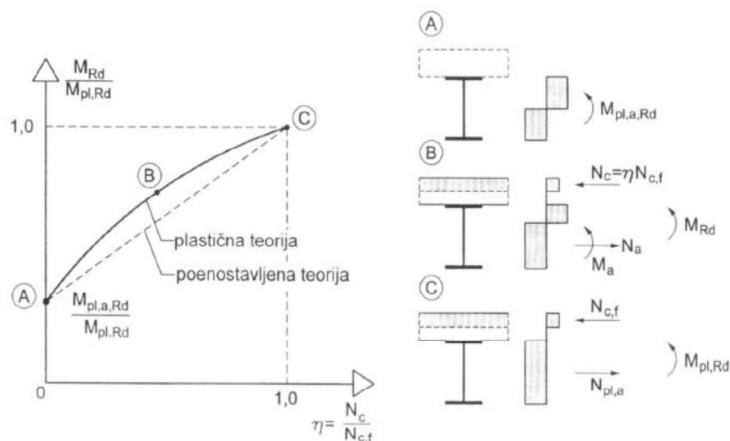
#### 4.2.3.4 Plastična nosilnost sovprežnega prereza (MSN)

- Plastična upogibna nosilnost prereza z delno strižno povezavo

Za zagotavljanje sovprežne povezave med sovprežno ploščo in sekundarnim nosilcem so bila uporabljena duktilna vezna sredstva – čepi, ki zagotavljajo delno strižno povezavo med sekundarnim nosilcem in sovprežno ploščo.



Slika 19: Plastična razporeditev napetosti v področju pozitivnih momentov pri delni strižni povezavi [9]



Slika 20: Zveza med  $M_{Rd}$  in  $N_c$  pri delni strižni povezavi [9]

Plastično upogibno odpornost prereza v primeru delne strižne povezave izračunamo preko linearne aproksimacije prikazane na sliki 20:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \frac{N_c}{N_{cf}}$$

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 1985,8 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = N_{pl,a}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{1985,8 \text{ kN}}{225 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 6,2 \text{ cm} < 9,25 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_{eff} - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} + 9,25 \text{ cm} - \frac{6,2 \text{ cm}}{2} = 26,2 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 1985,8 \text{ kN} \cdot 26,2 \text{ cm} = 52028 \text{ kNcm} = 520,28 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 30715 \text{ kNcm} = 307,15 \text{ kNm}$$

Stopnja strižne povezave  $\rightarrow \eta_{\min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L) = 0,27$   
 $\rightarrow$  izberem  $\eta = 0,4$

$$N_c = \eta \cdot N_{cf} = 0,4 \cdot 1985,8 \text{ kN} = 794,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left( M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right) \cdot \frac{N_c}{N_{cf}}$$

$$= 307,15 \text{ kNm} + \left( 520,28 \text{ kNm} - 307,15 \text{ kNm} \right) \cdot \frac{794,3 \text{ kN}}{1985,8 \text{ kN}} = 392,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^{MSN} = 337,4 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 392,4 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

– Strižna nosilnost sovprežnega prereza

Celotno strižno silo prevzame jeklen prerez IPE 400.

$$V_{Ed}^{MSN} = 149,94 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 579,34 \text{ kN} \quad \checkmark$$

– Interakcija M-V

$$V_{Ed}^{MSN} = 149,94 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 289,65 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ni interakcije}$$

#### 4.2.3.5 Kontrola bočne zvrnitve

V končnem, sovprežnem stanju ni nevarnosti bočne zvrnitve sovprežnega nosilca, saj je jeklena tlačena pasnica s strižnimi veznimi sredstvi pritrjena na sovprežno ploščo, ki zagotavlja bočno podpiranje nosilca.

#### 4.2.3.6 Kontrola vzdolžnega striga

– Kontrola čepov

Projektna strižna nosilnost čepa:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_V} = 81,66 \text{ kN} \\ \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 73,73 \text{ kN} \end{array} \right.$$

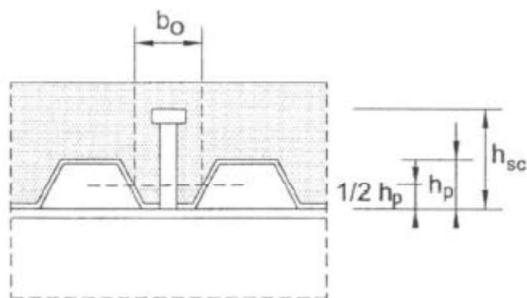
$$\frac{h_{sc}}{d} = 4,74 > 4 \quad \rightarrow \quad \alpha = 1$$

Redukcija strižne nosilnosti čepa zaradi uporabe skupaj s profilirano jekleno pločevino:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{75 \text{ mm}}{55 \text{ mm}} \cdot \left( \frac{90 \text{ mm}}{55 \text{ mm}} - 1 \right) = 0,61$$

$k_t$  – redukcijski koeficient v primeru profilirane pločevine prečno na nosilec

$n_r$  – število čepov v enem valu na presečišču z nosilcev



Slika 21: Profilirana pločevina prečno na nosilec [9]

$$P_{Rd}^* = P_{Rd} \cdot k_t = 73,73 \text{ kN} \cdot 0,61 = 45,0 \text{ kN}$$

Zaradi zagotavljanja sovprežnosti tako za sovprežni nosilec kot za sovprežno ploščo so čepi obremenjeni v dveh različnih smereh (v vzdolžni in prečni smeri).

Nosilnost pločevine na bočni pritisk ( $F_t$ ):

$$F_t = k_p \cdot d_{do} \cdot t \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_a} = 6 \cdot 2,09 \text{ cm} \cdot 0,08 \text{ cm} \cdot \frac{25 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 22,8 \text{ kN/čep}$$

$$k_p = 1 + \frac{a}{d_{do}} = 1 + \frac{10,5 \text{ cm}}{2,09 \text{ cm}} = 6$$

$$d_{do} = 1,1 \cdot d = 1,1 \cdot 1,9 \text{ cm} = 2,09 \text{ cm}$$

$$a = 10,5 \text{ cm} \geq 1,5 \cdot d_{do} = 3,14$$

Strižna sila na čep zaradi sovprežnega delovanja med nosilcem in ploščo ( $F_l$ ):

Iz pogoja nosilnosti sovprežne plošče, ki pogojuje čep v vsak val na razdalji 15 cm ( $e = 15 \text{ cm}$ ) dobimo število čepov, na razdalji polovice nosilca, s katerimi moramo prenesti vzdolžno strižno silo zaradi sovprežnega delovanja.

$$n = \frac{450 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 30 \text{ čepov}$$

$$V_l = N_c = \eta \cdot N_{cf} = 0,4 \cdot 1985,8 \text{ kN} = 794,3 \text{ kN}$$

$$F_l = \frac{V_l}{30} = \frac{794,3 \text{ kN}}{30} = 26,5 \text{ kN}$$

Pogoj:

$$\frac{F_l^2}{P_{Rd}^{*2}} + \frac{F_t^2}{P_{Rd}^{*2}} \leq 1$$

$$\frac{(26,5 \text{ kN})^2}{(45 \text{ kN})^2} + \frac{(22,8 \text{ kN})^2}{(45 \text{ kN})^2} = 0,6 \leq 1 \quad \checkmark$$

Pogoja medsebojne oddaljenosti čepov:

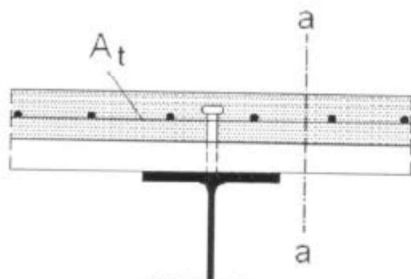
$$e = 15 \text{ cm} \geq e_{\min} = 5 \cdot d = 9,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq e_{\max} = \min(6 \cdot h = 72 \text{ cm}; 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Pogoj enakomerne razporeditve čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{573,9 \text{ kNm}}{307,15 \text{ kNm}} = 1,87 \leq 2,5 \quad \checkmark$$

– Kontrola betonske pasnice



Slika 22: Potencialna strižna porušitev v prerezu a-a [9]

Projektna vzdolžna strižna napetost:

$$v_{Ed} = \frac{V_l}{2 \cdot h_f \cdot \frac{L}{2}} = \frac{794,3 \text{ kN}}{2 \cdot 6,5 \text{ cm} \cdot \frac{900 \text{ cm}}{2}} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$h_f$  – dolžina strižnega preloma (debelina betona nad pločevino)

Prerez a-a:

Površina prečne armature ( $A_{sf}$ ) v prerezu a-a mora biti večja od potrebne površine prečne armature ( $A_{sf,potr}$ ) zaradi vzdolžne strižne napetosti (prispevek pločevine zanemarim).

$$A_s = A_{sf} (Q257) = 2,57 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sf,potr} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f}{\cot(\theta_f) \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{0,14 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,5 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{\cot(26,5^\circ) \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15}} = 1,04 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sf} = 2,57 \text{ cm}^2/m > A_{sf,potr} = 1,04 \text{ cm}^2/m \quad \checkmark$$

$s_f$  – vzdolžna razdalja na kateri je položena armatura

$\theta_f$  – kot naklona tlačne diagonale proti vzdolžni smeri nosilca

Pogoj nosilnosti tlačnih diagonal:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f)$$

$$0,14 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot \sin(26,5^\circ) \cdot \cos(26,5^\circ) = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$



#### 4.2.3.7 Kontrola pomikov (MSU)

- Pomik v končnem stanju:

$$w_{\max,k} = \frac{5 \cdot q_{Ed}^{MSU} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{sov}} = \frac{5 \cdot 0,147 \text{ kN/cm} \cdot (900 \text{ cm})^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 57303,21 \text{ cm}^4} = 1,04 \text{ cm}$$

- Skupni pomik sovprežnega nosilca (pomiku v končnem stanju prištejemo pomik v montažnem stanju):

$$w_{skupni} = w_{\max,m} + w_{\max,k} = 2,05 \text{ cm} + 1,04 \text{ cm} = 3,09 \text{ cm}$$

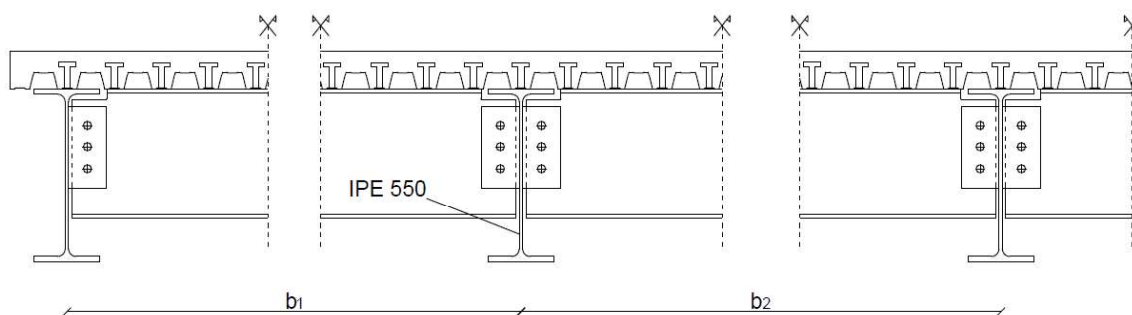
$$w_{skupni} = 3,09 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{900 \text{ cm}}{250} = 3,6 \text{ cm} \quad \checkmark$$

### 4.3 Primarni sovprežni nosilec

#### 4.3.1 Geometrija in materiali

Osnovni geometrijski podatki:

- Jekleni profil IPE 550
- Razpon sovprežnega nosilca:  $L = 10 \text{ m}$
- Razmak med primarnimi jeklenimi nosilci:  $b_1 = 8,0 \text{ m}, b_2 = 9,0 \text{ m}$
- Višina sovprežne plošče:  $h = 12 \text{ cm}$
- Efektivna debelina betona:  $h_{eff} = 9,25 \text{ cm}$
- Strižni čepi:  $d = 19 \text{ mm}, h_{sc} = 90 \text{ mm}$



RAČUNSKI MODEL - prostoležeči nosilec



Slika 23: Geometrija primarnega sovprežnega nosilca

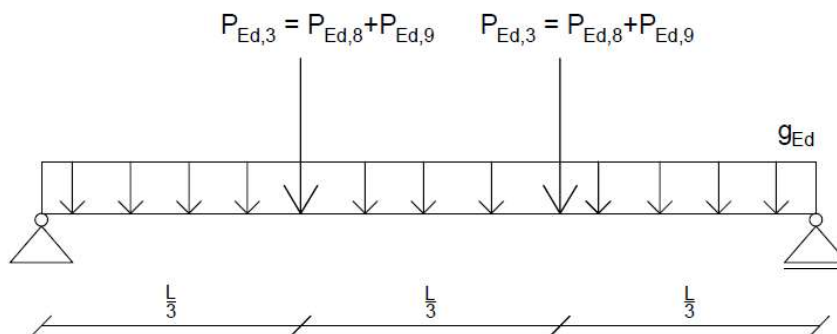
Osnovne karakteristike uporabljenih materialov:

- Jeklo S275:  $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_u = 43 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\varepsilon = 0,92$   
 $E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- Beton C25/30:  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{ctk} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
- Armatura S500B:  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- Čepi:  $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

### 4.3.2 Faza gradnje (montažno stanje)

#### 4.3.2.1 Obtežba in obremenitev

V fazi gradnje vso obremenitev prevzame jekleni nosilec IPE 550. Obtežbo primarnega nosilca, dolžine 10 m, predstavljajo akcije sekundarnih nosilcev na tretjinah razpona in lastna teža primarnega nosilca.



Slika 24: Obtežba primarnega nosilca

Obtežba merodajna za izvrednotenje nosilnosti v fazi gradnje:

- Lastna teža profila IPE 550

$$g_{Ed} = 1,35 \cdot 1,04 \text{ kN/m} = 1,4 \text{ kN/m}$$

- Akcija sekundarnega nosilca ( $L = 8 \text{ m}$ ) – glej 4.2.2.1

$$P_{Ed}^8 = \frac{q_{Ed,1} \cdot L_1}{2} = \frac{21,73 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 86,9 \text{ kN}$$

- Akcija sekundarnega nosilca ( $L = 9 \text{ m}$ ) – glej 4.2.2.1

$$P_{Ed}^9 = \frac{q_{Ed,1} \cdot L_2}{2} = \frac{21,73 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 97,8 \text{ kN}$$

$$P_{Ed,3} = P_{Ed}^8 + P_{Ed}^9 = 86,9 \text{ kN} + 97,8 \text{ kN} = 184,7 \text{ kN}$$

Obtežba merodajna za izvrednotenje pomika v fazi gradnje:

- Lastna teža profila IPE 550

$$g_{Ed} = 1.0 \cdot 1,04 \text{ kN/m} = 1,04 \text{ kN/m}$$

- Akcija sekundarnega nosilca (L = 8 m) – glej 4.2.2.1

$$P_{Ed}^8 = \frac{q_{Ed,2} \cdot L_1}{2} = \frac{11,65 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 46,6 \text{ kN}$$

- Akcija sekundarnega nosilca (L = 9 m) – glej 4.2.2.1

$$P_{Ed}^9 = \frac{q_{Ed,2} \cdot L_2}{2} = \frac{11,65 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 52,4 \text{ kN}$$

$$P_{Ed,3} = P_{Ed}^8 + P_{Ed}^9 = 46,6 \text{ kN} + 52,4 \text{ kN} = 99 \text{ kN}$$

#### 4.3.2.2 Kompaktnost prereza

IPE 550:

Pasnica:  $\frac{c}{t_f} = \frac{105 \text{ mm}}{17,2 \text{ mm}} = 6,10 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$

Stojina:  $\frac{d}{t_w} = \frac{467 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 42,07 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,24$

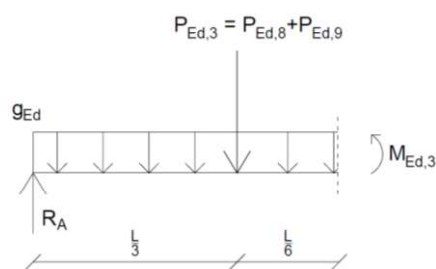
→ Prez se spada v 1. razred kompaktnosti

Strig:  $\frac{d}{t_w} = \frac{467 \text{ mm}}{11,1 \text{ mm}} = 42,07 \leq 72 \cdot \frac{1}{1,2} = 60$

→ Stojina je kompaktna v strigu

#### 4.3.2.3 Elastična nosilnost prereza

- Upogibna nosilnost



Slika 25: Upogibna obremenitev  $M_{Ed,3}$

$$M_{Ed,3} = R_A \cdot \frac{L}{2} - P_{Ed,3} \cdot \frac{L}{6} - \frac{g_{Ed} \cdot L^2}{8} = 633,2 \text{ kNm}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{y,el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2440 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 67100 \text{ kNcm} = 671,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = 633,2 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 671,0 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

– Strižna nosilnost

$$V_{Ed,3} = 191,7 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{51,6 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ k/cm}^2}{1 \cdot \sqrt{3}} = 819,26 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = \\ = 134 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 21 \text{ cm} \cdot 1,72 \text{ cm} + (1,11 \text{ cm} + 2 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 1,72 \text{ cm} = 51,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed,3} = 191,70 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 819,26 \text{ kN} \quad \checkmark$$

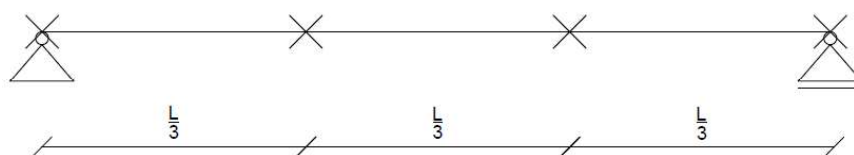
– Interakcija M-V

$$V_{Ed,3} = 97,76 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 409,63 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ni interakcije}$$

#### 4.3.2.4 Kontrola bočne zvrnitve

Bočno podpiranje primarnega nosilca zagotavljajo sekundarni nosilci na tretjinah razpona.

Uporabimo uklonske krivulje bočne zvrnitve za standardne vroče valjane prereze in enakovredne varjene prereze [16].



Slika 26: V času gradnje, bočno podprti, primarni nosilec

$$M_{cr} = 128930 \text{ kNcm} \text{ (glej prilogo A2)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2440 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{128930 \text{ kNcm}}} = 0,520 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{N.B.Z}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,520 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,520^2] = 0,622$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,622 + \sqrt{0,622^2 - 0,75 \cdot 0,520^2}} = 0,95$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,95 \cdot 2440 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 63750 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,3} = 63350 \text{ kNcm} \leq M_{b,Rd} = 63750 \text{ kNcm} \quad \checkmark$$

#### 4.3.2.5 Pomik v fazi gradnje

- Pomik zaradi lastne teže:

$$w_{m,g} = \frac{5 \cdot g_{Ed} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,0104 \text{ kN/cm} \cdot (1000 \text{ cm})^4}{384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 67120 \text{ cm}^4} = 0,10 \text{ cm}$$

- Pomik zaradi točkovnih sil:

$$w_{m,P} = \left[ \frac{P_{Ed,4} \cdot \frac{L}{3}}{24 \cdot E \cdot I_y} \cdot \left( 3 \cdot L^2 - 4 \cdot \left( \frac{L}{3} \right)^2 \right) \right] =$$
$$= \left[ \frac{99 \text{ kN} \cdot \frac{1000 \text{ cm}}{3}}{24 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 67120 \text{ cm}^4} \cdot \left( 3 \cdot (1000 \text{ cm})^2 - 4 \cdot \left( \frac{1000 \text{ cm}}{3} \right)^2 \right) \right] = 2,49 \text{ cm}$$

$$w_{\max,m} = w_{m,g} + w_{m,P} = 0,10 \text{ cm} + 2,49 \text{ cm} = 2,59 \text{ cm}$$

### 4.3.3 Končno stanje (sovprežno stanje)

#### 4.3.3.1 Obtežba in obremenitev

Za plastično analizo (račun nosilnosti):

- Lastna teža profila IPE 550

$$g_{Ed}^{MSN} = 1,35 \cdot 1,04 \text{ kN/m} = 1,4 \text{ kN/m}$$

- Akcija sekundarnega nosilca (L = 8 m) – glej 4.2.3.1

$$P_{Ed}^{8,MSN} = \frac{q_{Ed}^{MSN} \cdot L_1}{2} = \frac{33,32 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 133,3 \text{ kN}$$

- Akcija sekundarnega nosilca (L = 9 m) – glej 4.2.3.1

$$P_{Ed}^{9,MSN} = \frac{q_{Ed}^{MSN} \cdot L_2}{2} = \frac{33,32 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 149,9 \text{ kN}$$

$$P_{Ed}^{MSN} = P_{Ed}^{8,MSN} + P_{Ed}^{9,MSN} = 133,3 \text{ kN} + 149,9 \text{ kN} = 283,2 \text{ kN}$$

Za elastično analizo (račun pomikov):

V končnem stanju, pri računu obtežbe za pomikov, upoštevamo samo obtežbo, ki deluje na sovprežni prerez.

- Akcija sekundarnega nosilca ( $L = 8 \text{ m}$ ) – glej 4.2.3.1

$$P_{Ed}^{8,MSU} = \frac{q_{Ed}^{MSU} \cdot L_1}{2} = \frac{14,7 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 58,8 \text{ kN}$$

- Akcija sekundarnega nosilca ( $L = 9 \text{ m}$ ) – glej 4.2.3.1

$$P_{Ed}^{9,MSU} = \frac{q_{Ed}^{MSU} \cdot L_2}{2} = \frac{14,7 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 66,2 \text{ kN}$$

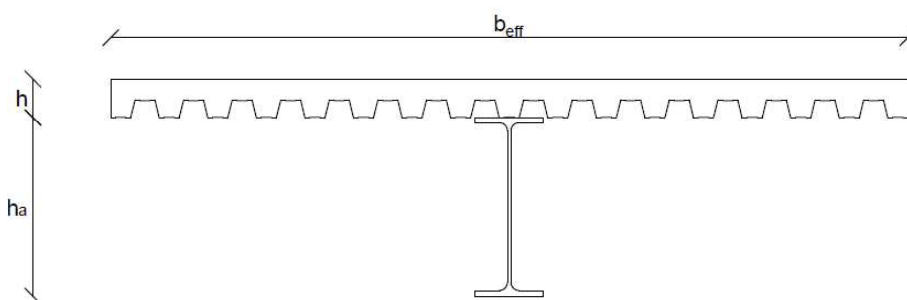
$$P_{Ed}^{MSU} = P_{Ed}^{8,MSU} + P_{Ed}^{9,MSU} = 58,8 \text{ kN} + 66,2 \text{ kN} = 125 \text{ kN}$$

#### 4.3.3.2 Določitev sodelujoče širine

Sodelujoča širina betonske pasnice za primer prostoležečega nosilca:

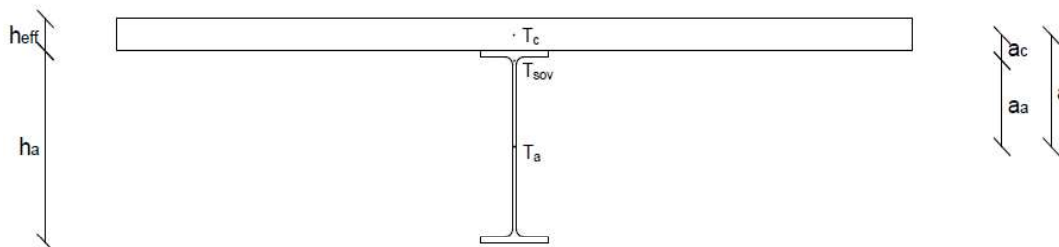
$$b_{eff} = 2 \cdot \frac{L}{8} = \frac{10 \text{ m}}{4} = 2,50 \text{ m}$$

#### 4.3.3.3 Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca za elastično analizo



Slika 27: Dejanski prerez primarnega sovprežnega nosilca

Za izračun geometrijskih karakteristik upoštevam efektivno debelino betona ( $h_{eff}$ ).



Slika 28: Prerez primarnega sovprežnega nosilca ob upoštevanju efektivne debeline betona

$$a = \frac{h_{eff}}{2} + \frac{h_a}{2} = \frac{9,25 \text{ cm}}{2} + \frac{55 \text{ cm}}{2} = 32,13 \text{ cm}$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_{eff} = 250 \text{ cm} \cdot 9,25 \text{ cm} = 2312,50 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_{eff}^3}{12} = \frac{250 \text{ cm} \cdot (9,25 \text{ cm})^3}{12} = 16488,61 \text{ cm}^4$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_{\infty}} = 134,0 \text{ cm}^2 + \frac{2312,50 \text{ cm}^2}{13,54} = 304,79 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_{\infty}} = 32,13 \text{ cm} \cdot \frac{2312,50 \text{ cm}^2}{304,79 \text{ cm}^2 \cdot 13,54} = 18,00 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 32,13 \text{ cm} \cdot \frac{134,0 \text{ cm}^2}{304,79 \text{ cm}^2} = 14,13 \text{ cm}$$

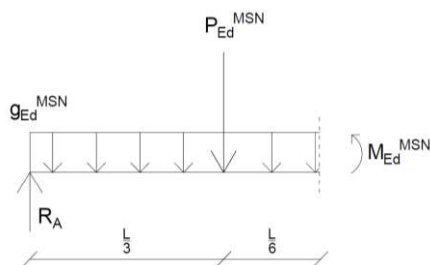
$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \left( \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_{\infty}} \right) =$$

$$= 67120 \text{ cm}^4 + 134,0 \text{ cm}^2 \cdot (18,00 \text{ cm})^2 + \left( \frac{16488,61 \text{ cm}^4 + 2312,50 \text{ cm}^2 \cdot (14,13 \text{ cm})^2}{13,54} \right) =$$

$$= 145853,22 \text{ cm}^4$$

#### 4.3.3.4 Plastična nosilnost sovprežnega prereza (MSN)

- Plastična upogibna nosilnost prereza z delno strižno povezavo



Slika 29: Upogibna obremenitev  $M_{Ed}^{MSN}$

$$M_{Ed}^{MSN} = R_A \cdot \frac{L}{2} - P_{Ed}^{MSN} \cdot \frac{L}{6} - \frac{g_{Ed}^{MSN} \cdot L^2}{8} = 962,0 \text{ kNm}$$

Za zagotavljanje sovprežne povezave med sovprežno ploščo in sekundarnim nosilcem so bila uporabljena duktilna vezna sredstva – čepi, ki zagotavljajo delno strižno povezavo med primarnim nosilcem in sovprežno ploščo.

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 3685 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = N_{pl,a}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{3685 \text{ kN}}{250 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 10,4 \text{ cm} < 9,25 \text{ cm} \quad \times$$

Ker zgornji pogoj ni izpolnjen ne moremo doseči polne strižne povezave oziroma polne sovprežnosti, lahko pa dosežemo delno strižno povezavo, ki je manjša od  $\eta = \frac{9,25 \text{ cm}}{10,4 \text{ cm}} = 0,89$ .

$$r = \frac{h_a}{2} + h_{eff} - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{55 \text{ cm}}{2} + 9,25 \text{ cm} - \frac{10,4 \text{ cm}}{2} = 31,6 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 3685 \text{ kN} \cdot 31,6 \text{ cm} = 116446 \text{ kNcm} = 1164,50 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 2787 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2 = 76642,5 \text{ kNcm} = 766,43 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Stopnja strižne povezave} &\rightarrow \eta_{\min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L) = 0,42 \\ &\rightarrow \text{izberem } \eta = 0,50 \end{aligned}$$

$$N_c = \eta \cdot N_{cf} = 0,50 \cdot 3685 \text{ kN} = 1842,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \frac{N_c}{N_{cf}} \\ &= 766,43 \text{ kNm} + (1164,50 \text{ kNm} - 766,43 \text{ kNm}) \cdot \frac{1842,5 \text{ kN}}{3685 \text{ kN}} = 965,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Ed}^{MSN} = 962,0 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 965,5 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

– Strižna nosilnost sovprežnega prereza

Celotno strižno silo prevzame jeklen prerez IPE 550.

$$V_{Ed}^{MSN} = 290,9 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 819,3 \text{ kN} \quad \checkmark$$

– Interakcija M-V

$$V_{Ed}^{MSN} = 290,2 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 409,7 \text{ kN} \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ni interakcije}$$

#### 4.3.3.5 Kontrola bočne zvrnitve

V končnem, sovprežnem stanju ni nevarnosti bočne zvrnitve sovprežnega nosilca, saj je jeklena tlačena pasnica s strižnimi veznimi sredstvi pritrjena na sovprežno ploščo, ki zagotavlja bočno podpiranje nosilca.

#### 4.3.3.6 Kontrola vzdolžnega striga

– Kontrola čepov

Projektna strižna nosilnost čepa:

$$P_{Rd} = 73,73 \text{ kN}$$



Redukcija strižne nosilnosti čepa zaradi uporabe skupaj s profilirano jekleno pločevino:

$$k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0,6 \cdot \frac{75 \text{ mm}}{55 \text{ mm}} \cdot \left( \frac{90 \text{ mm}}{55 \text{ mm}} - 1 \right) = 0,52$$

$k_t$  – redukcijski koeficient v primeru profilirane pločevine vzporedne nosilcu

$$P_{Rd}^* = P_{Rd} \cdot k_t = 73,73 \text{ kN} \cdot 0,52 = 38,3 \text{ kN}$$

Potrebno število čepov za prevzem vzdolžne strižne sile ( $V_l$ ):

$$V_l = N_c = \eta \cdot N_{cf} = 0,50 \cdot 3685 \text{ kN} = 1842,5 \text{ kN}$$

$$n_{potr} = \frac{V_l}{P_{Rd}^*} = 48,1 \quad \rightarrow \quad \text{Izberem } n = 49$$

$$e = \frac{500 \text{ cm}}{49} = 10,20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Izberem } e = 10,0 \text{ cm}$$

Pogoja medsebojne oddaljenosti čepov:

$$e = 10,0 \text{ cm} \geq e_{\min} = 5 \cdot d = 9,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$e = 10,0 \text{ cm} \leq e_{\max} = \min(6 \cdot h = 72 \text{ cm}; 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Pogoj enakomerne razporeditve čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{1164,50 \text{ kNm}}{766,43 \text{ kNm}} = 1,52 \leq 2,5 \quad \checkmark$$

– Kontrola betonske pasnice

Projektna vzdolžna strižna napetost:

$$v_{Ed} = \frac{V_l}{2 \cdot h_f \cdot \frac{L}{2}} = \frac{1842,5 \text{ kN}}{2 \cdot 6,5 \text{ cm} \cdot \frac{1000 \text{ cm}}{2}} = 0,28 \text{ kN/cm}^2$$

$h_f$  – dolžina strižnega preloma (debelina betona nad pločevino)

Prerez d-d:

Površina prečne armature ( $A_{sf}$ ) v prerezu d-d mora biti večja od potrebne površine prečne armature ( $A_{sf,potr}$ ) zaradi vzdolžne strižne napetosti (prispevek pločevine zanemarim).

$$A_t = A_{sf}(Q257) = 2,57 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sf,potr} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f}{\cot(\theta_f) \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{0,28 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,5 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{\cot(26,5^\circ) \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15}} = 2,08 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sf} = 2,57 \text{ cm}^2/m > A_{sf,potr} = 2,08 \text{ cm}^2/m \quad \checkmark$$

$s_f$  – vzdolžna razdalja na kateri je položena armatura

$\Theta_f$  – kot naklona tlačne diagonale proti vzdolžni smeri nosilca

Pogoj nosilnosti tlačnih diagonal:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f)$$

$$0,28 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot \sin(26,5^\circ) \cdot \cos(26,5^\circ) = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

#### 4.3.3.7 Kontrola pomikov (MSU)

– Pomik v končnem stanju:

$$w_{\max,k} = \left[ \frac{P_{Ed}^{MSU} \cdot \frac{L}{3}}{24 \cdot E \cdot I_{sov}} \cdot \left( 3 \cdot L^2 - 4 \cdot \left( \frac{L}{3} \right)^2 \right) \right] =$$

$$= \left[ \frac{125 \text{ kN} \cdot \frac{1000 \text{ cm}}{3}}{24 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 145853,22 \text{ cm}^4} \cdot \left( 3 \cdot (1000 \text{ cm})^2 - 4 \cdot \left( \frac{1000 \text{ cm}}{3} \right)^2 \right) \right] = 1,45 \text{ cm}$$

– Skupni pomik sovprežnega nosilca (pomiku v končnem stanju prištejemo pomik v montažnem stanju):

$$w_{skupni} = w_{\max,m} + w_{\max,k} = 2,59 \text{ cm} + 1,45 \text{ cm} = 4,04 \text{ cm}$$

$$w_{skupni} = 4,04 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{1000 \text{ cm}}{250} = 4,0 \text{ cm} \quad \times$$

– Ker se kontrola pomikov ne izide, je smiselno, da primarni jekleni nosilec v fazi montaže podpremo na polovici razpona in tako bistveno zmanjšamo pomike v fazi montaže:

$$w_{\max,m}^* = 0,07 \text{ cm}$$

$$w_{skupni} = 1,52 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{1000 \text{ cm}}{250} = 4,0 \text{ cm} \quad \checkmark$$

## 4.4 Steber

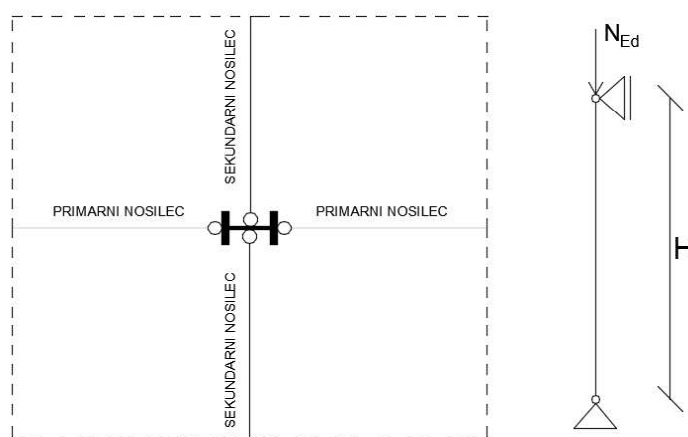
### 4.4.1 Geometrija in materiali

Dimenzionira se notranji steber v pritličju objekta.

Osnovni geometrijski podatki:

- Jekleni profil HEA 320
- Višina stebra:

$$H = 4 \text{ m}$$



Slika 30: Vplivno območje stebra in računski model

Osnovne karakteristike uporabljenih materialov:

- Jeklo S275:  $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\varepsilon = 0,92$

### 4.4.2 Obtežba in obremenitev

Osna sila v stebri (MSN):

- Akcija sekundarnega nosilca ( $L = 8 \text{ m}$ ) – glej 4.3.3.1

1. in 2. etaža:  $N_{Ed,8}^{1,2} = 133,3 \text{ kN}$

3. etaža ( $q = 0$ ):  $N_{Ed,8}^3 = 133,3 \text{ kN} - \frac{1,5 \cdot 11,7 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 63,1 \text{ kN}$

- Akcija sekundarnega nosilca ( $L = 9 \text{ m}$ ) – glej 4.3.3.1

1. in 2. etaža:  $N_{Ed,9}^{1,2} = 149,9 \text{ kN}$

3. etaža ( $q = 0$ ):  $N_{Ed,9}^3 = 149,9 \text{ kN} - \frac{1,5 \cdot 11,7 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m}}{2} = 70,9 \text{ kN}$

- Akcija primarnega nosilca – glej 4.3.3.1

1. in 2. etaža:  $N_{Ed,p}^{1,2} = 290,2 \text{ kN}$

3. etaža ( $q = 0$ ):

$$N_{Ed,p}^3 = \frac{1,4 \text{ kN/m} \cdot 10 \text{ m}}{2} + 63,1 \text{ kN} + 70,9 \text{ kN} = 141 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed}^{MSN} &= 2 \cdot (N_{Ed,8}^{1,2} + N_{Ed,9}^{1,2} + (2 \cdot N_{Ed,p}^{1,2})) + N_{Ed,8}^3 + N_{Ed,9}^3 + N_{Ed,p}^3 = \\ &= 2 \cdot (133,3 \text{ kN} + 149,9 \text{ kN} + (2 \cdot 290,2 \text{ kN})) + 63,1 \text{ kN} + 70,9 \text{ kN} + 2 \cdot 141 \text{ kN} = 2143,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.4.3 Uklon okoli šibke z – osi

– Relativna vitkost

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{u,z}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{400 \text{ cm}}{7,49 \text{ cm} \cdot 93,9 \cdot 0,92} = 0,618$$

– Izbira uklonske krivulje

$$\frac{h}{b} \leq 1,2; t_f \leq 100 \text{ mm}; z - z \rightarrow \text{uklonska krivulja c}$$

$$\alpha_z (\text{krivulja c}) = 0,49$$

– Redukcijski faktor upogibnega uklona

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,618 - 0,2) + 0,618^2] = 0,793$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,793 + \sqrt{0,793^2 - 0,618^2}} = 0,78$$

– Nosilnost z upoštevanjem redukcije zaradi upogibnega uklona

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A_a \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,78 \cdot 124 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 2659,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{MSN} = 2143,2 \text{ kN} \leq N_{b,z,Rd} = 2659,8 \text{ kN} \quad \checkmark$$

#### 4.5 Ekscentrična povezja

Dimenzioniranje ekscentričnih povezij v x in y smeri je prikazano v prilogi B.

#### 4.6 Spoji

Dimenzioniranje členkastega spoja sekundarni – primarni nosilec je bilo izvedeno s programom CoP2. Dimenzioniranje je prikazano v prilogi C.

## 5 POŽARNA ANALIZA

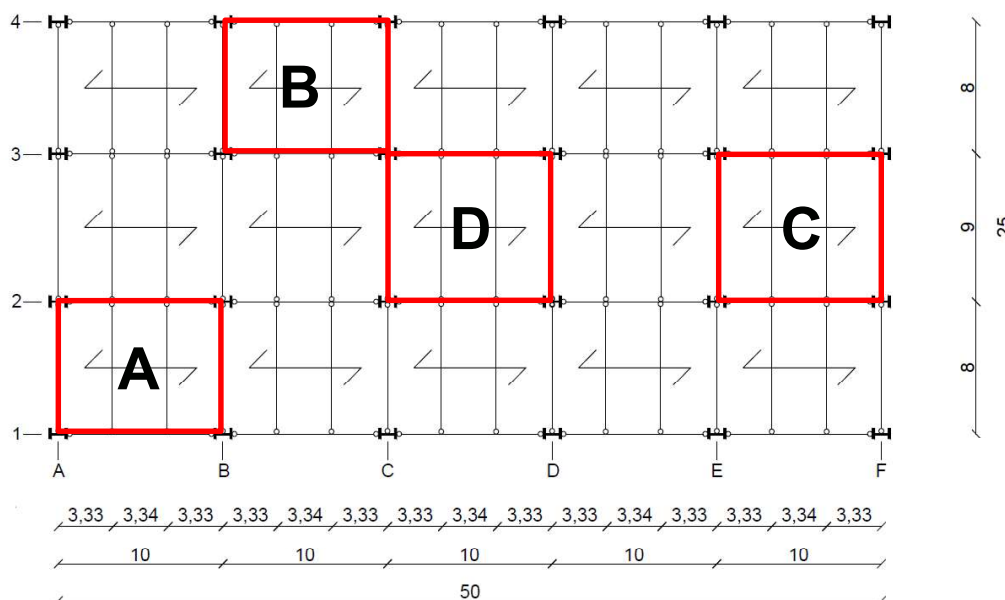
### 5.1 Določitev požarnih sektorjev

Požarna analiza je bila izvedena s programskim orodjem MACS+ s katerim smo analizirali 4 različna projektna območja, ki so prikazana na sliki 31. Projektna območja se med seboj razlikujejo glede na samo pozicijo v medetaži, tlorisno površino, število robnih nosilcev in število sovprežnih nosilcev.

Pri določevanju požarnih sektorjev moramo upoštevati določila tehnične smernice TSG-1-001:2010 [5]. Za zagotavljanje celovitosti (E) in izolativnosti (I) posameznega požarnega sektorja morajo biti izpolnjene osnovne zahteve za požarno odpornost, ki jih podaja tehnična smernica, in so odvisne od namembnosti stavbe ali njenega dela, števila etaž in prisotnosti sprinklerskega sistema. Velikost posameznega požarnega sektorja pa je glede na določila tehnične smernice, odvisna od namembnosti stavbe ali njenega dela, prisotnosti sistema za avtomatsko javljanje požara in prisotnosti sprinklerskega sistema.

Prav tako morajo biti požarni sektorji v skladu z določili enostavne metode požarno odpornega projektiranja, kjer mora posamezni požarni sektor oziroma projektno območje za račun nosilnosti stropov izpolnjevati sledeče zahteve [7]:

- vsako območje mora biti pravokotne oblike,
- vsako območje mora biti podrto z nosilci na vseh straneh,
- nosilci znotraj obravnavanega območja ležijo samo v eni smeri,
- znotraj obravnavanega območja ne sme biti stebrov; lahko so samo na robu sektorja,
- za požarno obremenitev 60 minut ali v primeru uporabe parametrične krivulje temperatura-čas, morajo biti vsi stebri podprti vsaj z enim nosilcem v eni in drugi pravokotni smeri, ki je protipožarno zaščiten.



Slika 31: Obravnavani požarni sektorji

Obodni nosilci (na sliki 31 označeni z rdečo linijo) morajo biti požarno zaščiteni, da za zahtevan čas požarne obremenitve ohranijo svojo nosilnost in s tem zagotovijo predpostavko o prostoležeči podprti plošči in s tem razvoj porušnega mehanizma prikazanega na sliki 4.

## 5.2 Vhodni podatki

Program MACS+ od projektanta zahteva naslednje vhodne podatke:

- dimenzije požarnega sektorja in število notranjih nezaščitenih nosilcev,
- tip profilirane pločevine,
- podatke o vrsti betona in armaturne mreže,
- posamezne profile nosilcev in njihove pripadajoče karakteristike,
- obtežbo požarnega sektorja,
- vrsto požarne analize.

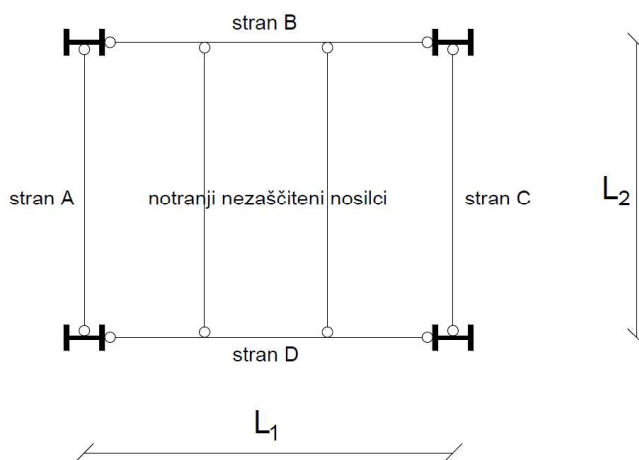
Program omogoča izvedbo požarne analize s standardno krivuljo temperatura-čas in parametrično krivuljo temperatura-čas, ki predstavlja model z naravnim požarom. Program dopušča možnost uvoza datotek z zapisom krivulj temperatura-čas (datoteke formata text).

V našem primeru bomo analizo izvedli s standardno krivuljo temperatura-čas za primer 4 različnih požarnih sektorjev.

## 5.3 Račun nosilnosti sovprežnega stropa v primeru ISO požara

### 5.3.1 Postopek računa nosilnosti sovprežnega stropa v primeru ISO požara

Ob podanih vhodnih podatkih, navedenih v poglavju 5.2, določitvi zahtevanega časa požarne odpornosti, in zagonu analize, program MACS+ sprva izračuna temperaturo v nezaščitenih notranjih nosilcih in temperaturo v sovprežni plošči. Temperaturo v jeklenih nosilcih se lahko izračuna na podlagi preglednice 3-2 priročnika za požarno projektiranje z enostavno metodo požarno odpornega projektiranja [7], ki podaja temperaturo v jeklenem prerezu v odvisnosti od faktorja prereza in čas trajanja ISO požara. Sledi izračun temperature v sovprežni plošči na podlagi preglednice 3-1 priročnika za požarno projektiranje z enostavno metodo požarno odpornega projektiranja [7]. Program izračuna temperaturo na površini plošče, ki je izpostavljena požaru, površini plošče, ki ni izpostavljena požaru in na mestu jeklene armaturne mreže. Nato program izračuna nosilnost sovprežnega stropnega sistema, ki jo predstavlja vsota upogibne nosilnosti nezaščitenih notranjih nosilcev in upogibne nosilnosti sovprežne plošče, povečane za faktor membranskega delovanja. Nosilnost sovprežnega stropnega sistema, za zahtevan čas požarne odpornosti, je zagotovljena, če je nosilnost večja ali enaki podani požarni obremenitvi.



Slika 32: Požarni sektor in pripadajoče karakteristike

### 5.3.2 Vhodni podatki posameznega požarnega sektorja

Preglednica 6: Podatki o razponih in površini posameznega požarnega sektorja

Požarni sektor	L <sub>1</sub> [m]	L <sub>2</sub> [m]	Število notranjih nezaščitenih nosilcev	Površina [m <sup>2</sup> ]
A	10	8	2	80
B	10	8	2	80
C	10	9	2	90
D	10	9	2	90

Preglednica 7: Podatki o karakteristikah sovprežne plošče

Pločevina	Višina sovprežne plošče [cm]	Beton	Armatura	Razdalja do težišča armaturne mreže [mm]
HI Bond 55/750	12	C25/30	Q257, S500B	40

Preglednica 8: Podatki o nosilcih požarnega sektorja A

	Profil	Pozicija	Tip	Jeklo	Stopnja strižne povezave [%]
Notranji nezaščiteni nosilci	IPE 400	/	sovprežni	S235	40
Stran A	IPE 400	robni	jekleni	S235	/
Stran B	IPE 550	notranji	sovprežni	S275	50
Stran C	IPE 400	notranji	sovprežni	S235	40
Stran D	IPE 550	robni	jekleni	S275	/

Preglednica 9: Podatki o nosilcih požarnega sektorja B

	Profil	Pozicija	Tip	Jeklo	Stopnja strižne povezave [%]
Notranji nezaščiteni nosilci	IPE 400	/	sovprežni	S235	40
Stran A	IPE 400	notranji	sovprežni	S235	40
Stran B	IPE 550	robni	jekleni	S275	/
Stran C	IPE 400	notranji	sovprežni	S235	40
Stran D	IPE 550	notranji	sovprežni	S275	50

Preglednica 10: Podatki o nosilcih požarnega sektorja C

	Profil	Pozicija	Tip	Jeklo	Stopnja strižne povezave [%]
Notranji nezaščiteni nosilci	IPE 400	/	sovprežni	S235	40
Stran A	IPE 400	notranji	sovprežni	S235	40
Stran B	IPE 550	notranji	sovprežni	S275	50
Stran C	IPE 400	robni	jekleni	S235	/
Stran D	IPE 550	notranji	sovprežni	S275	50

Preglednica 11: Podatki o nosilcih požarnega sektorja D

	Profil	Pozicija	Tip	Jeklo	Stopnja strižne povezave [%]
Notranji nezaščiteni nosilci	IPE 400	/	sovprežni	S235	40
Stran A	IPE 400	notranji	sovprežni	S235	40
Stran B	IPE 550	notranji	sovprežni	S275	50
Stran C	IPE 400	notranji	sovprežni	S235	40
Stran D	IPE 550	notranji	sovprežni	S275	50

Preglednica 12: Podatki o obtežbi

Spremenljiva obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]	Lastna in stalna obtežba* [kN/m <sup>2</sup> ]	Lastna teža sovprežne plošče* [kN/m <sup>2</sup> ]	Projektna nezagodna obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
3.5	1.42	2.22	5.39

\*Opomba: Lastno in stalno obtežbo predstavlja obtežba tlakov in nosilcev požarnega sektorja, izključujoč lastno težo sovprežne plošče in armature. Lastno težo sovprežne plošče in armature program izračuna samostojno.

Za obravnavani poslovni objekt je zahtevana požarna odpornost 60 minut (R60).

### 5.3.3 Rezultati analize posameznih požarnih sektorjev

Preglednica 13: Temperatura v posameznih točkah sovprežnega stropa pri t = 60 min

Temperatura pri t = 60 min [°C]			
Notranji nosilec	Armatura	Zgornji del plošče*	Spodnji del plošče*
939	410	170	887

\*Opomba: Zgornji del plošče: temperatura na površini plošče, ki ni izpostavljena požaru.  
Spodnji del plošče: temperatura na površini plošče, ki je izpostavljena požaru.

Preglednica 14: Tabelarični prikaz izračuna skupne nosilnosti sovprežnega strop za posamezni požarni sektor

Požarni sektor	Upogibna nosilnost nosilca	Upogibek plošče	Referenčna nosilnost plošče	Faktor membranskega delovanja	Upogibna nosilnost plošče	Skupna nosilnost sovprežnega stropa	Faktor izkoriščenosti
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[mm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[/]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[/]
A	1.18	522	1.34	4.08	5.45	6.63	0.81
B	1.18	522	1.34	4.08	5.45	6.63	0.81
C*	0.94	604	1.17	4.83	5.66	6.59	0.82
D	0.94	604	1.17	4.83	5.66	6.59	0.82



Iz rezultatov analize je razvidno, da je za zahtevano požarno odpornost (R60), nosilnost sovprežnega stropa v posameznem požarnem sektorju ustrezna.

\*Opomba: V požarnem sektorju C se izkaže, da jekleni robni nosilec IPE 400 (stran C) ni sposoben prevzeti obremenitve, saj je projektna nezgodna obtežba večja od obremenitve na katero je bil nosilec v okviru statične analize dimenzioniran. Ustrezno rešitev predstavlja povečanje profila na profil IPE 450.

Za podrobnejše rezultate glej prilogo D.

#### 5.4 Požarna zaščita obodnih nosilcev in stebrov ter posebna pravila za armaturne mreže

Za zagotovitev zelenega razvoja porušnega mehanizma in preprečitev širjenja požara izven požarnega sektorja morajo obodni nosilci in stebri ohraniti svojo nosilnost in izolativnost za čas požara. Nosilnost in izolativnost dosežemo s požarno zaščito nosilcev in stebrov s požarno odpornimi ploščami, premazi, zaščitnimi ometi ali obrizgi. S požarno zaščito preprečimo, da bi temperatura posameznega nosilca ali stebra dosegla kritično temperaturo pri kateri bi nosilec ali steber izgubil svojo nosilnost in s tem tudi izolativnost.

Preglednica 15: Kritične temperature obodnih nosilcev za primer požarnega sektorja A

Požarni sektor	Stran	Profil	Kritična temperatua [°C]
A	A	IPE 400	494
	B	IPE 550	693
	C	IPE 400	633
	D	IPE 550	603

Posebno pozornost pri požarno odpornem projektiranju sovprežnih stropov je treba nameniti armaturi. Za pravilen razvoj nateznega membranskega delovanja v plošči, za čas požarne obremenitve, je treba zagotoviti ustrezno prekrivanje armaturnih mrež.



Slika 33: Prekrivanje armaturnih mrež v sovprežni plošči [7]

Tip armaturne mreže	Tip palice	Kvaliteta betona					
		LC 25/28	NC 25/30	LC 28/31	NC 28/35	LC 32/35	NC 32/40
S 500 palica, premera d	rebrasta	50d	40d	47d	38d	44d	35d
6 mm palica	rebrasta	300	250	300	250	275	250
7 mm palica	rebrasta	350	300	350	275	325	250
8 mm palica	rebrasta	400	325	400	325	350	300
10 mm palica	rebrasta	500	400	475	400	450	350

Slika 34: Priporočene dolžine prekrivanja in sidrne dolžine za varjene armaturne mreže [7]

## **6 ZAKLJUČEK**

V diplomski nalogi sem dimenzioniral tipično medetažno konstrukcijo poslovnega objekta. Prav tako sem, za prevzem horizontalnih obremenitev, dimenzioniral ekscentrična povezja. Dimenzionirano medetažno konstrukcijo sem nato uporabil pri izvedbi požarne analize, kjer sem z enostavno metodo požarno odpornega projektiranja analiziral vpliv membranskega delovanja stropov med požarom. Glede na rezultate analize sem ugotovil, da so stropovi v vseh obravnavanih požarnih sektorjih, za zahtevan čas požarne odpornosti, ohranili svojo nosilnost kljub temu, da nosilci znotraj požarnega sektorja niso bili požarno zaščiteni. Sledi, da membransko delovanje stropov med požarom ugodno vpliva na nosilnost v taki meri, da nosilci znotraj požarnega sektorja ne potrebujejo požarne zaščite, kar je za investitorja ugodno predvsem z ekonomskega stališča.

**VIRI**

- [1] 9. člen zakona o graditvi objektov (ZGO-1). Uradni list RS, št. 110/2002, Ljubljana, 2002.
- [2] Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov. Uradni list RS, št. 101/2005, Ljubljana, 2005.
- [3] Pravilnik o zasnovi in študiji požarne varnosti. Uradni list RS, št. 12/2013, Ljubljana, 2013.
- [4] Pravilnik o požarni varnosti v stavbah. Uradni list RS, št. 31/04, 10/05, 83/05, 14/07 in 12/13, Ljubljana 2004..
- [5] Požarna varnost v stavbah, tehnična smernica TSG-1-001:2010.  
<http://www.szpv.si/assets/attachments/18/TSG-2010.pdf?1350217754> (Pridobljeno 7.9.2016).
- [6] Hozjan, T. Požarna odpornost jeklenih elementov skladno s SIST EN 1993-1-2.  
<http://www.km.fgg.uni-lj.si/PREDMETI/POZAR/index.html> (Pridobljeno 18.8.2016).
- [7] Beg, D. 2012. Membransko delovanje sovprežnih stropov med požarom : priročnik za projektiranje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo..
- [8] SIST EN 1990:2004. Osnove projektiranja konstrukcij.
- [9] SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [10] Johansen, K. W., 1948. The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs. International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Confress. Liege.
- [11] SIST EN 1991-1-2:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [12] Agencija republike Slovenije za okolje. Karta potresne nevarnosti.  
[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html) (Pridobljeno 10. 8. 2016).
- [13] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [14] Beg, D. 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 8-134.
- [15] Beg, D., Hladnik, L., Može, P. 2003. Analiza TRIMO HI-Bond sovprežnih stropov: razvojno aplikativna naloga.
- [16] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1 - 1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

## **SEZNAM PRILOG**

### **PRILOGA A: REZULTATI IZRAČUNA $M_{cr}$ (program LTBeam)**

- PRILOGA A1 – sekundarni nosilec
- PRILOGA A2 – primarni nosilec

### **PRILOGA B: DIMENZIONIRANJE EKSCENTRIČNIH POVEZIJ**

- PRILOGA B1 – dimenzioniranje ekscentričnega povezja v x smeri
- PRILOGA B2 – dimenzioniranje ekscentričnega povezja v y smeri
- PRILOGA B3 – diagrami notranjih sil ekscentričnih povezij v x in y smeri
- PRILOGA B4 – skica ojačitve seizmičnega člena 1. etaže (HEA 360)

### **PRILOGA C: DIMENZIONIRANJE ČLENKASTEGA SPOJA SEKUNDARNI – PRIMARNI NOSILEC (program CoP2)**

### **PRILOGA D: REZULTATI POŽARNE ANALIZE (program MACS+)**