

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:

Rupnik, B., 2013. Projekt trietažne poslovne stavbe s sovprežnimi stebri in nosilci. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Sinur, F.): 39 str.

Datum arhiviranja: 11-09-2014

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:

Rupnik, B., 2013. Projekt trietažne poslovne stavbe s sovprežnimi stebri in nosilci. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Sinur, F.): 39 pp.

Archiving Date: 11-09-2014

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

PRVOSTOPENJSKI  
ŠTUDIJSKI PROGRAM  
GRADBENIŠTVO (UN)  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**BLAŽ RUPNIK**

**PROJEKT TRI-ETAŽNE POSLOVNE STAVBE S  
SOVPREŽNIMI STEBRI IN NOSILCI**

iklomska naloga št.: 69/B-GR

**PROJECT OF THREE-STOREY OFFICE BUILDING WITH  
COMPOSITE COLUMNS AND BEAMS**

Graduation thesis No.: 69/B-GR

**Mentor:**

prof. dr. Darko Beg

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

asist. dr. Franc Sinur

Ljubljana 25. 09. 2013

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVE**

Podpisani Blaž Rupnik izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »Projekt tri-etažne poslovne stavbe s sovprežnimi stebri in nosilci«.

Izjavljam tudi, da je elektronska različica enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, september 2013

Blaž Rupnik

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

<b>UDK:</b>	<b>349.442:614.8(497.4)(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Blaž Rupnik</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Darko Beg</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. dr. Franc Sinur</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projekt tri-etažne poslovne stavbe s sovprežnimi stebri in nosilci</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>39 str., 16 pregl., 29 sl., 1 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>Sovprežna konstrukcija, poslovni objekt, dimenzioniranje</b>

### **Izveček**

V diplomski nalogi sem projektiral tri-etažno poslovno stavbo s sovprežnimi stebri in nosilci. Nosilno konstrukcijo stavbe predstavlja sedem sovprežnih upogibnih okvirjev z razponom osem metrov na medosni razdalji sedem metrov. Horizontalna nosilnost v vzdolžni smeri je zagotovljena s centričnim povezjem. Etažne plošče so izvedene v sovprežni varianti.

Globalna analiza je narejena v dveh ravninskih modelih, izračunana z elastično analizo po teoriji drugega reda, z upoštevanjem začetne geometrijske nepopolnosti.

**BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 349.442:614.8(497.4)(043.2)  
**Author:** Blaž Rupnik  
**Supervisor:** prof. Darko Beg, Ph.D.  
**Cosupervisor:** Franc Sinur, Ph.D.  
**Title:** Project of three-storey office building with composite columns and beams  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Notes:** 39 p., 16 tab., 29 fig., 1 ann.  
**Keywords:** Composite structure, office building, design structure

**Abstract**

In this work three-storey office building with composite columns and beams is analysed and designed. The structure of the building consists of seven composite moment frames with spacing of eight meters. Horizontal capacity in longitudinal direction of the structure is provided with centric bracings. Floor slabs are designed as composite slabs.

Global analysis has been made with two two-dimensional models. Second-order elastic analysis with geometric imperfections has been used to determine internal forces and displacements.

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se somentorju asist. dr. Francu Sinurju za izdatno pomoč in usmerjanje pri nastajanju te diplomske naloge.

**KAZALO VSEBINE**

IZJAVE .....	II
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK .....	III
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT .....	IV
<b>1 UVOD.....</b>	<b>1</b>
<b>2 TEHNIČNO POROČILO.....</b>	<b>2</b>
2.1 Zasnova.....	2
2.2 Konstrukcijski elementi in uporabljen material.....	3
2.2.1 Sovprežni stebri .....	3
2.2.2 Primarni sovprežni nosilci .....	3
2.2.3 Sekundarni nosilci .....	3
2.2.4 Sovprežna plošča .....	3
2.2.5 Centrično povezje .....	3
2.2.6 Fasada .....	4
2.2.7 Spoji.....	4
<b>3 OBTEŽBE .....</b>	<b>5</b>
3.1 Lastna in stalna obtežba.....	5
3.1.1 Streha.....	5
3.1.2 Stropna konstrukcija .....	5
3.1.3 Fasadna konstrukcija .....	5
3.2 Koristna obtežba .....	5
3.3 Obtežba snega.....	6
3.4 Obtežba vetra.....	6
3.4.1 Tlak vetra $w_e$ na zunanje ploskve .....	7
3.4.2 Skupni tlak vetra $w_e$ na notranje ploskve v kombinaciji z notranjim srkom in pritiskom	9
<b>4 OBTEŽNE KOMBINACIJE .....</b>	<b>11</b>
4.1 Mejno stanje nosilnosti.....	11
4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....	11
4.1.2 Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja .....	11
4.2 Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti.....	11
<b>5 RAČUNSKI MODEL NOSILNIH KONSTRUKCIJ IN PODKONSTRUKCIJ.....</b>	<b>13</b>
5.1 Začetna globalna nepopolnost v prečni smeri: .....	13
5.2 Začetna globalna nepopolnost v vzdolžni smeri:.....	13
<b>6 MEJNO STANJE NOSILNOSTI.....</b>	<b>14</b>
6.1 Notranje sile v MSN.....	14
6.2 Dimenzioniranje sekundarnega nosilca .....	15
6.2.1 Kontrola bočne zvrnitve .....	16
6.3 Dimenzioniranje sovprežne plošče.....	16
6.4 Dimenzioniranje sovprežnega nosilca .....	17
6.4.1 Strig moznikov .....	20
6.4.2 Vzdolžni strig .....	21
6.5 Dimenzioniranje sovprežnega stebra.....	22
6.5.1 Nosilnost prereza pri interakciji M – N .....	22
6.6 Členkast spoj med primarnim in sekundarnim nosilcem.....	24
6.6.1 Material.....	24
6.6.2 Geometrija .....	24
6.6.3 Obremenitev .....	24



6.6.4	Dimenzioniranje.....	24
<b>7</b>	<b>POTRESNA OBTEŽBA.....</b>	<b>26</b>
7.1	Vzdolžna smer.....	26
7.1.1	Kontrola vpliva teorije drugega reda.....	28
7.2	Prečna smer.....	28
7.2.1	Kontrola vpliva teorije drugega reda.....	29
7.3	Dimenzioniranje prečke.....	29
	Upoštevajoč zgornje obtežne kombinacije so največje obremenitve v prečkah zaradi potresa naslednje:.....	29
7.4	Dimenzioniranje centričnega povezja.....	30
7.5	Dimenzioniranje stebra.....	30
7.6	Dimenzioniranje momentnega spoja med zunanjim stebrom in glavnim nosilcem.....	31
7.6.1	Elementi spoja.....	31
7.6.2	Obremenitve.....	31
7.6.3	Dimenzioniranje spoja.....	32
<b>8</b>	<b>MEJNO STANJE UPORABNOSTI.....</b>	<b>35</b>
8.1	Pomiki pri mejnem stanju uporabnosti.....	35
8.2	Kontrola pomikov v mejnem stanju uporabnosti.....	35
8.2.1	Prečni okvir.....	35
8.2.2	Vzdolžni okvir.....	36
<b>9</b>	<b>POPIS MATERIALA.....</b>	<b>37</b>
<b>10</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>38</b>
<b>VIRI.....</b>		<b>39</b>

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Tloris etaže .....	2
Slika 2: Vzdolžni pogled (prerez A-A).....	2
Slika 3: Prečni pogled (prerez B-B) .....	3
Slika 4: Delovanje snega na prečni okvir .....	6
Slika 5: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $V_{b,0}$ [3].....	6
Slika 6: Razdelitev sten na področja [3].....	8
Slika 7: Razpored tlakov po strehi stavbe [3].....	8
Slika 8: Delovanje vetra na prečni okvir .....	9
Slika 9: Model prečnega okvirja.....	13
Slika 10: Model vzdolžnega okvirja.....	13
Slika 11: Ovojnica momentov $M$ [kNm] v prečkah najbolj obremenjenega prečnega okvirja .....	14
Slika 12: Ovojnica osnih sil $N$ [kN] v stebrih najbolj obremenjenega prečnega okvirja .....	14
Slika 13: Ovojnica osnih sil $N$ [kN]v vzdolžnem okvirju .....	15
Slika 14: Vplivno območje sekundarnega nosilca.....	15
Slika 15: Sodelujoča širina betona [7].....	17
Slika 16: Prerez nerazpokanega nosilca v polju s sodelujočo širino [7].....	18
Slika 17: Račun nosilnosti razpokanega prereza [7].....	20
Slika 18: Kontrola betona na vzdolžni strig [7].....	21
Slika 19: Nosilnost sovprežnega prereza pri interakciji M-N [7].....	22
Slika 20: Določitev ustreznega prereza .....	23
Slika 21: Zasnova členkastega spoja .....	24
Slika 22: Okvir s centričnim povezjem [6].....	26
Slika 23: Spektri pospeškov za različne tipe tal .....	27
Slika 24: Obravnavan okvir v vzdolžni smeri .....	28
Slika 25: Potresna obremenitev stebra.....	31
Slika 26: Razporeditev vijakov .....	32
Slika 27: Relativni pomiki prečk $u_z$ [mm] za kritično obtežno kombinacijo MSU .....	35
Slika 28: Potek pomikov stebrov $u_x$ [mm] prečnega okvirja za kritično obtežno kombinacijo MSU ...	35
Slika 29: Potek pomikov stebrov $u_x$ [mm] vzdolžnega okvirja za kritično obtežno kombinacijo MSU36	

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Koeficienti in vrednosti zunanjega tlaka v prečni smeri .....	8
Preglednica 2: Koeficienti in vrednosti zunanjega tlaka v vzdolžni smeri .....	9
Preglednica 3: Koeficienti zunanjega in notranjega tlaka in obtežbe vetra na steno v prečni smeri.....	9
Preglednica 4: Koeficienti zunanjega in notranjega tlaka in obtežbe vetra na steno v vzdolžni smeri .	10
Preglednica 5: Nosilnost jeklenih prerezov .....	16
Preglednica 6: Nosilnost plošč .....	17
Preglednica 7: Karakteristike nerazpokanega prereza .....	18
Preglednica 8: Karakteristike razpokanega prereza .....	19
Preglednica 9: Nosilnost nerazpokanega prereza .....	19
Preglednica 10: Nosilnost razpokanega prereza.....	20
Preglednica 11: Nosilnost sovprežnih prerezov .....	23
Preglednica 12: Masa objekta .....	26
Preglednica 13: Obremenitve prečk ob potresni obtežni kombinaciji.....	29
Preglednica 14: Povezja .....	30
Preglednica 15: Obremenitve stebrov zaradi metode varovalke .....	31
Preglednica 16: Popis materiala .....	37

Ta stran je namenoma prazna.

## 1 UVOD

V okviru diplomske naloge so zajeti zasnova, statični račun, dimenzioniranje sovprežne nosilne konstrukcije z iteracijskim postopkom in izračun značilnih spojev. Stavba je pravokotne tlorisne oblike, v sovprežni izvedbi, locirana je v Kopru.

Projektiranje je opravljeno v skladu s standardi Evrokod. Za statično analizo sem uporabil računalniški program Scia Engineer 2012. Po teoriji drugega reda, z upoštevanjem začetnih nepopolnosti, sem izračunal notranje statične količine za mejno stanje nosilnosti in pomike za mejno stanje uporabnosti. Izračun sem opravil z dvema ravninskima modeloma.

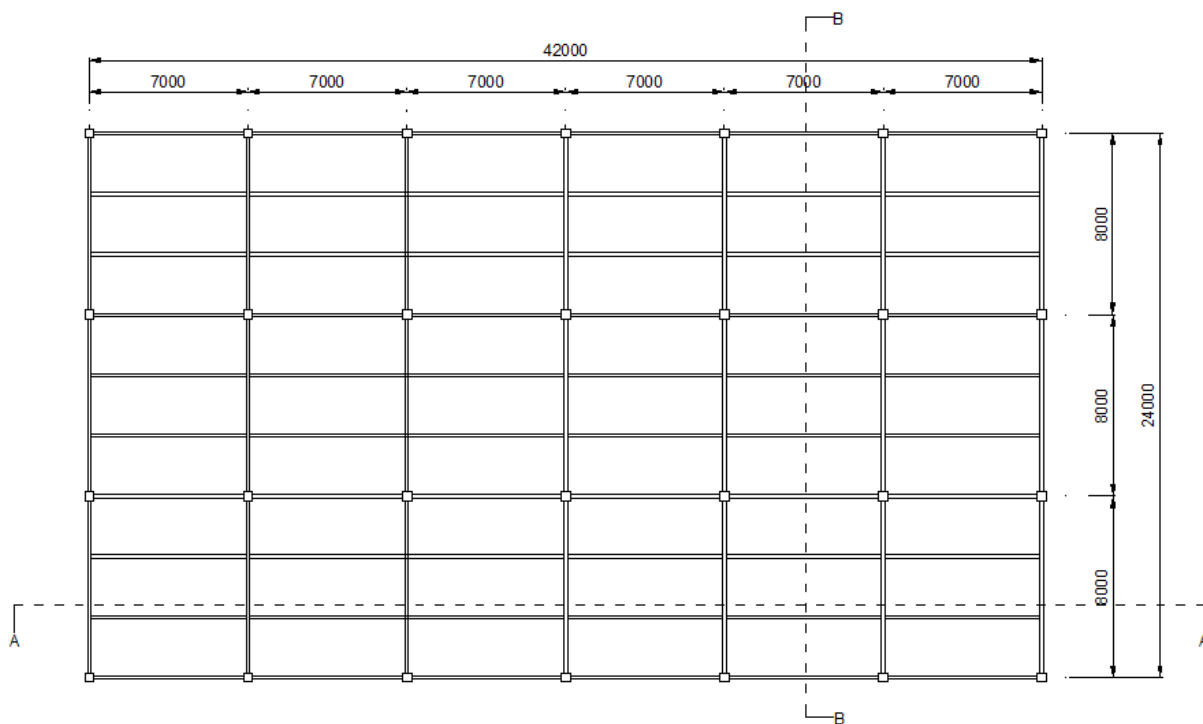
Vplivi na konstrukcijo so določeni po standardih SIST EN 1991 in SIST EN 1998. Lastna in stalna obtežba sta določeni glede na debelino sovprežnih plošč ter ostalih konstrukcijskih elementov, kot so strešna in fasadna podkonstrukcija. Stavba je namenjena poslovni dejavnosti, za koristno obtežbo sem upošteval  $3\text{kN/m}^2$ . Obtežbi vetra in snega sta odvisni od več dejavnikov, t.j. geografskega položaja, mase in oblike objekta itn. Za določitev potresne obtežbe sem uporabil metodo z vodoravnimi silami.

## 2 TEHNIČNO POROČILO

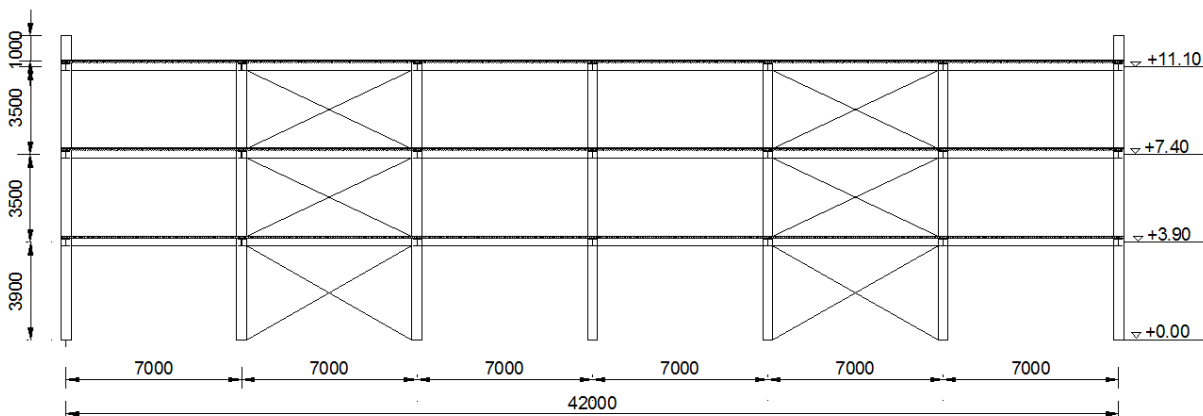
### 2.1 Zasnova

Tri-etažni poslovni objekt se nahaja v Kopru, na nadmorski višini 10 metrov, leži v vetrni coni 3 in snežni coni M1. Tip tal za potresno analizo je A, s projektnim pospeškom tal velikosti 0,1 težnostnega pospeška. Stavba je pravokotne tlorisne oblike dolžine 42 metrov in širine 24 metrov [slika1].

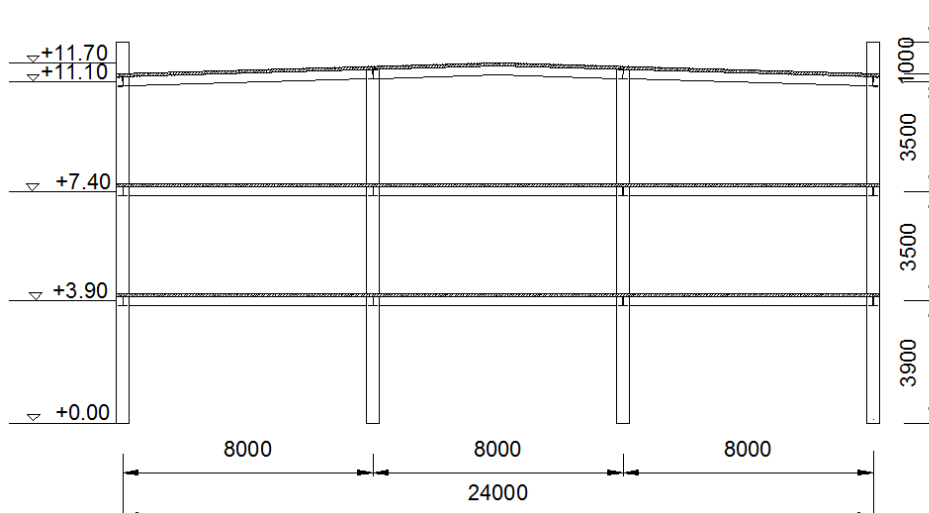
Prva etaža je visoka 3,9 metra, druga in tretja pa 3,5 metra [slika 2, slika 3]. Objekt je v sovprežni izvedbi, uporabljena sta jeklo kvalitete S 275 in armiran beton C 25/30. Primarno nosilno konstrukcijo objekta predstavlja 7 upogibnih sovprežnih okvirjev na medsebojni razdalji 7 metrov. Nosilnost v vzdolžni smeri zagotavljata 2 okvirja s po dvema centričnima x povezjema [slika 2]. Sekundarni nosilci so členkasto priključeni na primarno nosilno konstrukcijo. Streha je izvedena kot ravna in nepohodna, z naklonom 3%. Objekt je nepodkleten. Projektiranje je opravljeno v skladu s standardi Evrokod.



Slika 1: Tloris etaže



Slika 2: Vzdolžni pogled (prez A-A)



Slika 3: Prečni pogled (prerez B-B)

## 2.2 Konstrukcijski elementi in uporabljen material

### 2.2.1 Sovprežni stebri

Stebri so sovprežni. Obbetoniran je jekleni prerez HEA 300. Širina obbetoniranega prereza je 44cm, višina pa 43cm. V betonskem delu prereza je uporabljena mehka armatura 4 x  $\Phi 16$ . Kvaliteta jekla je S 275, razred trdnosti betona je C25/30.

### 2.2.2 Primarni sovprežni nosilci

Na stebre so momentno priključeni primarni nosilci, ki so prav tako sovprežni, saj so preko čepov povezani z medetažno ploščo, upošteval sem polno strižno povezavo. Potreben je jekleni prerez IPE 330, kvaliteta jekla je S 275.

### 2.2.3 Sekundarni nosilci

Na primarne nosilce so členkasto priključeni sekundarni nosilci, potekajo v vzdolžni smeri stavbe. Osnovna funkcija sekundarnih nosilcev je podpora medetažne sovprežne plošče. Prerez je jekleni IPE 330.

### 2.2.4 Sovprežna plošča

Debelina medetažne sovprežne plošče je 12cm. Profilirana pločevina v plošči je tipa: TRIMO HI-Bond 55, debeline  $t = 0,8$  mm,  $f_{yk} = 250$ MPa (S 250). Za povezavo med nosilci in ploščo so uporabljeni mozniki Nelson ( $d = 19$  mm,  $h_{sc} = 90$  mm,  $f_u = 45$  kN/cm<sup>2</sup>). Beton v plošči je razreda C25/30. Mehko armaturo v polju plošče predstavlja armaturna mreža Q 503, nad podporno pa R 785, kvaliteta jekla je S 400.

### 2.2.5 Centrično povezje

Centrično povezje zagotavlja stabilnost konstrukcije v vzdolžni smeri. V prvi etaži so uporabljena centrična povezja tipa SHS 180/180/10.0, v drugi etaži SHS 140/140/8.0, v tretji pa SHS 120/120/6.3. Vsa povezja so iz jekla kvalitete S 275.

### 2.2.6 Fasada

Fasada je steklena, pritrjena na lege U160, ki potekajo v vzdolžni smeri in so pritrjene na primarne stebre. Lastna teža fasade je  $g_f = 0.55 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.2.7 Spoji

Momentni spoj primarnega sovprežnega nosilca in sovprežnega stebra je varovan spoj. Sestavljen je iz 10 vijakov M 33, kvalitete 10.9. Čelna pločevina je debeline 35 mm, zvari med glavnim nosilcem in čelno pločevino so polnonosilni kotni zvari. Dimenzioniral sem še členkast spoj med primarnim in sekundarnim nosilcem. Sestavljajo ga 4 vijaki M 16, kvalitete 8.8. Vezna pločevina je privarjena na stojino gl. nosilca s polnonosilnim kotnim zvarom.



### 3 OBTEŽBE

#### 3.1 Lastna in stalna obtežba

##### 3.1.1 Streha

- nasutje (gramoz)	$g = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- ločilni sloj	
- hidroizolacija	$g = 0,22 \text{ kN/m}^2$
- toplotna izolacija	$g = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna plošča $h=12 \text{ cm}$	$g = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- jekleni profil (IPE 330 – sekund. nosilec)	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- instalacije	$g = 0,22 \text{ kN/m}^2$
- spuščeni strop	$g = 0,30 \text{ kN/m}^2$

---

Skupno:  $\Sigma g = 4,34 \text{ kN/m}^2$

##### 3.1.2 Stropna konstrukcija

- finalna obdelava	$g = 0,25 \text{ kN/m}^2$
- estrih	$g = 1,20 \text{ kN/m}^2$
- zvočna/toplotna izolacija	$g = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna plošča $h=12 \text{ cm}$	$g = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- jekleni profil (IPE 330 – sekund. nosilec)	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- instalacije	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- spuščeni strop	$g = 0,30 \text{ kN/m}^2$

---

Skupno:  $\Sigma g = 4,70 \text{ kN/m}^2$

##### 3.1.3 Fasadna konstrukcija

Predvidena je steklena fasada, ki bo pritrjena na lege U160, ki potekajo v vzdolžni smeri stavbe. Lege so pritrjene na primarne stebre. Lastna teža fasade in fasadne konstrukcije znaša:

$$g_f = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

#### 3.2 Koristna obtežba

Nepohodna streha - kategorija »H« (dostopna za vzdrževanje)

$$q = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

Medetažna konstrukcija – pisarne - kategorija »B«

$$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega na strehi se določi po enačbi:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Kjer so:

$\mu_1$ ... oblikovni koeficient obtežbe snega

$$\mu_1 = 0,8$$

$C_e$ ... koeficient izpostavljenosti

$$C_e = 1,0$$

$C_t$ ... toplotni koeficient

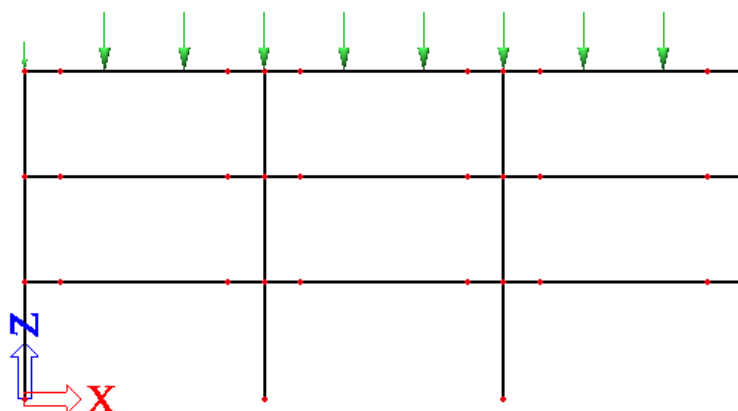
$$C_t = 1,0$$

$s_k$ ... karakteristična obtežba snega na tleh

$$s_k = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

Obtežba zaradi snega je enaka:

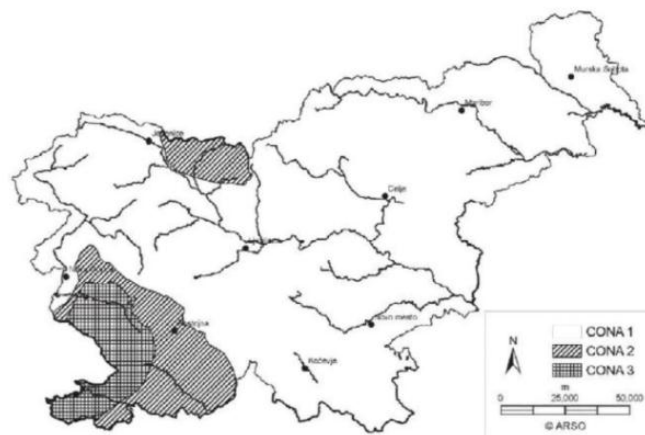
$$s = 0,23 \text{ kN/m}^2$$



Slika 4: Delovanje snega na prečni okvir

### 3.4 Obtežba vetra

Na podlagi spodnje slike [slika5] vidimo da Koper spada v cono 3, kar določa temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$ , ki znaša 30m/s.



Slika 5: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $V_{b,0}$  [3]

Osnovno hitrost vetra določimo po enačbi:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

Kjer so:

$V_{b,0}$ ... temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra

$$V_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

$C_{dir}$ ... smerni faktor

$$C_{dir} = 1,0$$

$C_{season}$ ... faktor letnega časa

$$C_{season} = 1,0$$

Osnovna hitrost vetra je enaka:

$$V_b = 30 \text{ m/s}$$

Pri izračunu tlaka na stavbo sem predpostavil višino 11.7 m in kategorijo terena 0 – morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju.

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra se določi po enačbi:

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z)$$

Kjer so:

$\rho$ ... gostota zraka

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$I_v(z)$ ... intenziteta turbulence na višini  $z = 11.7$  m nad tlemi, določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo vetra

$$I_v(z) = 0,121$$

$V_m(z)$ ... srednja hitrost vetra na višini  $z = 11.7$  m nad tlemi, odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra  $V_b$

$$V_m(z) = 38,7 \text{ m/s}$$

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra je enak:

$$q_p = [1 + 7 \cdot 0,121] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 38,7^2 = 1729 \text{ Pa}$$

### 3.4.1 Tlak vetra $w_e$ na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanjo ploskev se izračuna po naslednji enačbi:

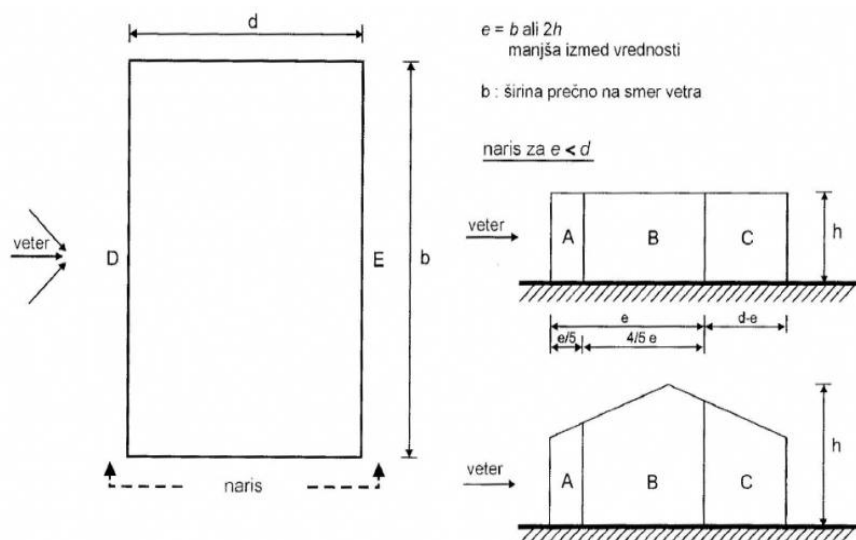
$$w_e = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe}$$

Kjer so:

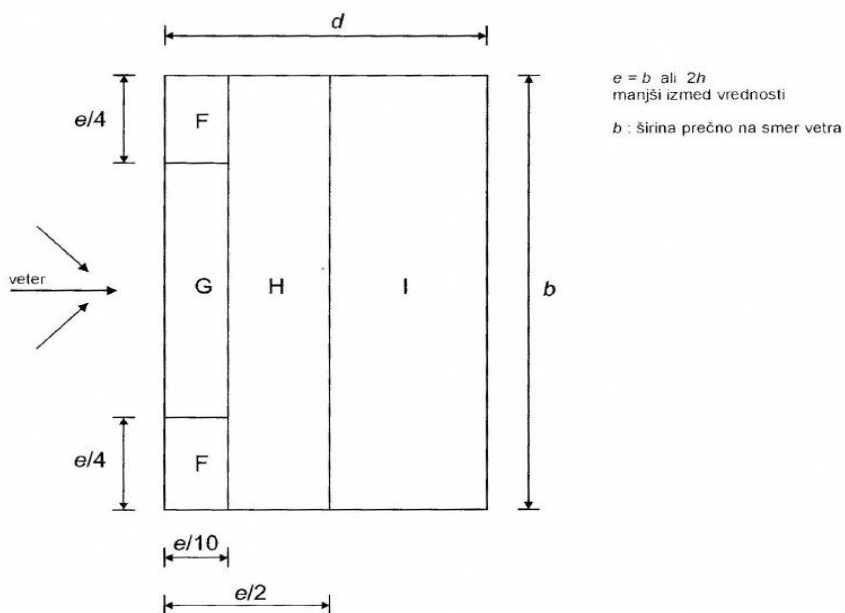
$q_{p(z_e)}$ ... največji tlak pri sunkih vetra

$z_e$ ... referenčna višina za zunanji tlak

$C_{pe}$ ... koeficient zunanjega tlaka



Slika 6: Razdelitev sten na področja [3]

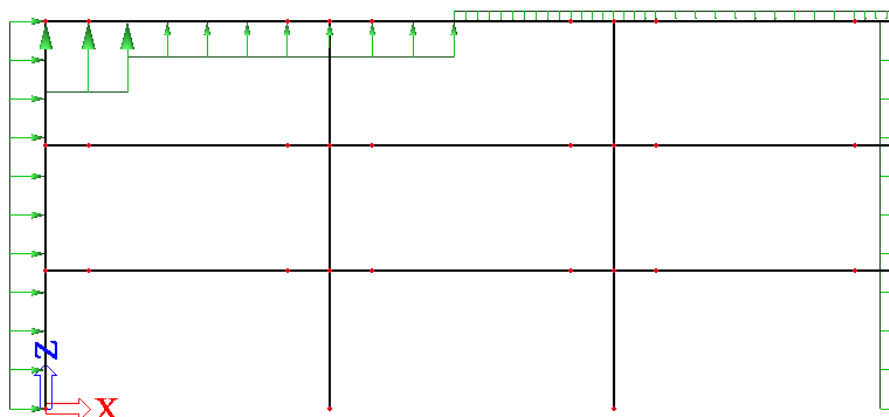


Slika 7: Razpored tlakov po strehi stavbe [3]

Koeficienti  $c_{pe}$  in vrednosti tlaka vetra  $w$  na zunanje stene v prečni smeri:

Preglednica 1: Koeficienti in vrednosti zunanjega tlaka v prečni smeri

Področje	$C_{pe,10}$	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1.2	-2.075
B	-0.8	-1.383
C	-0.5	-0.865
D	0.72	1.245
E	-0.33	-0.571
F	-1.0	-2.421
G	-1.0	-2.421
H	-0.3	-1.210
I	$\pm 0.2$	$\pm 0.346$



Slika 8: Delovanje vetra na prečni okvir

Koeficienti in vrednosti tlaka vetra na zunanje stene v vzdolžni smeri:

Preglednica 2: Koeficienti in vrednosti zunanjega tlaka v vzdolžni smeri

Področje	$C_{pe,10}$	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1.2	-2.075
B	-0.8	-1.383
C	-0.5	-0.865
D	0.72	1.245
E	-0.33	-0.571
F	-1.4	-2.421
G	-0.9	-1.556
H	-0.7	-1.210
I	±0.2	±0.346

### 3.4.2 Skupni tlak vetra $w_e$ na notranje ploskve v kombinaciji z notranjim srkom in pritiskom

Koeficienti notranjega tlaka  $c_{pi}$ :

Za  $c_{pi}$  se izbere neugodnejša vrednost med +0,2 in -0,3. Upoštevam vrednost -0,3, ki povečuje notranji tlak vetra na strehi.

Preglednica 3: Koeficienti zunanjega in notranjega tlaka in obežbe vetra na steno v prečni smeri

Področje	$C_{pe,10}$	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1.5	-2.594
B	-1.1	-1.902
C	-0.8	-1.383
D	0.42	0.726
E	-0.63	-1.089
F	-1.3	-2.248
G	-1.3	-2.248
H	-0.6	-1.055
l <sub>1</sub>	-0.5	-0.862
l <sub>2</sub>	0.1	0.173

Preglednica 4: Koeficienti zunanega in notranjega tlaka in obtežbe vetra na steno v vzdolžni smeri

Področje	$C_{pe,10}$	w [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1.5	-2.594
B	-1.1	-1.902
C	-0.8	-1.383
D	0.42	0.726
E	-0.63	-1.089
F	-1.7	-2.939
G	-1.2	-2.075
H	-1.0	-1.729
I <sub>1</sub>	-0.5	-0.862
I <sub>2</sub>	0.1	0.173

## 4 OBTEŽNE KOMBINACIJE

### 4.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri obtežnih kombinacijah za mejno stanje nosilnosti (MSN) kombiniramo vplive tako, da dobimo najbolj neugodne obremenitve elementov konstrukcije. Preverjamo odpornost elementov konstrukcije v odvisnosti od obremenitev (osna sila, prečna sila, upogibni moment in interakcija naštetih vplivov).

#### 4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Kombinacije vplivov:  $\Sigma \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Obtežne kombinacije na prečnem okvirju:

- 1.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{povsod} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{preč})$
- 2.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{levodesno} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{preč})$
- 3.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{sredinadesno} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{preč})$
- 4.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{sredina} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{preč})$
- 5.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{preč} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,7 \cdot Q_{povsod})$
- 6.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{preč} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,7 \cdot Q_{levodesno})$
- 7.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{preč} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,7 \cdot Q_{sredinadesno})$
- 8.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{preč} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,7 \cdot Q_{sredina})$
- 9.)  $G + 1,5 \cdot W_{preč} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{povsod})$
- 10.)  $G + 1,5 \cdot W_{preč} + 1,5 \cdot (0,7 \cdot Q_{sredinadesno})$
- 11.)  $G + 1,5 \cdot W_{preč}$

Kombinacije 9, 10, in 11 sem preveril zaradi velikih hitrosti vetra na lokaciji zgradbe.

Obtežni kombinaciji na vzdolžnem okvirju:

- 12.)  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_{vzd} + 1,5 \cdot (0,5 \cdot S + 0,7 \cdot Q)$
- 13.)  $G + 1,5 \cdot W_{vzd}$

Med obtežnimi kombinacijami nisem upošteval kombinacij, ko je prevladujoča obtežba s snegom. Za nobeno notranjo statično količino ne bi bila takšna obtežba merodajna zaradi majhne obremenitve, ki jo predstavlja sneg na Primorskem.

#### 4.1.2 Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja

Kombinacije vplivov:  $\Sigma G_{k,j} "+" A_{e,d} "+" \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Obtežne kombinacije na prečnem okvirju:

- 1.)  $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} \pm E_{preč} \pm 0,3 \cdot E_{vzd}$

Obtežne kombinacije na vzdolžnem okvirju:

- 2.)  $G + 0,3 \cdot Q_{povsod} \pm E_{vzd} \pm 0,3 \cdot E_{preč}$

## 4.2 Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti

Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti:

$\Sigma G_{k,j} "+" \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} "+" \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  (pogosta obtežna kombinacija)

Na prečnem okvirju so bile za kontrolo mejnega stanja uporabnosti upoštevane naslednje nelinearne kombinacije:

- 1.)  $G + 0,5 \cdot Q_{\text{povsod}}$
- 2.)  $G + 0,5 \cdot Q_{\text{levodesno}}$
- 3.)  $G + 0,5 \cdot Q_{\text{sredinadesno}}$
- 4.)  $G + 0,5 \cdot Q_{\text{sredina}}$
- 5.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{preč}} + 0,3 \cdot Q_{\text{povsod}}$
- 6.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{preč}} + 0,3 \cdot Q_{\text{levodesno}}$
- 7.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{preč}} + 0,3 \cdot Q_{\text{sredinadesno}}$
- 8.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{preč}} + 0,3 \cdot Q_{\text{sredina}}$
- 9.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{preč}}$

Obtežne kombinacije na vzdolžnem okvirju:

- 10.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{vzd}} + 0,3 \cdot Q$
- 11.)  $G + 0,2 \cdot W_{\text{vzd}}$
- 12.)  $G + 0,5 \cdot Q$



## 5 RAČUNSKI MODEL NOSILNIH KONSTRUKCIJ IN PODKONSTRUKCIJ

Globalna analiza je narejena v dveh ravninskih modelih, izračunana z elastično analizo po teoriji drugega reda, z upoštevanjem začetne geometrijske nepopolnosti. Začetno geometrijsko nepopolnost določimo na podlagi deformirane oblike okvirja, odvisna od števila stebrov v okvirju in višine stavbe.

### 5.1 Začetna globalna nepopolnost v prečni smeri:

Začetno geometrijsko nepopolnost sem določil preko spodaj podane formule:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200 = 0,005$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Kjer sta:

m... število stebrov v obravnavani ravnini okvira

h... višina okvira v metrih

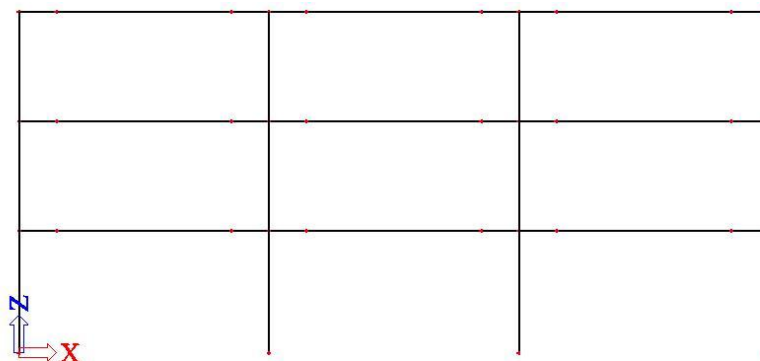
Začetna geometrijska nepopolnost v prečni smeri je enaka:

$$\phi_x = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,600 \cdot 0,791 = 2,373 \text{ mm/m}$$

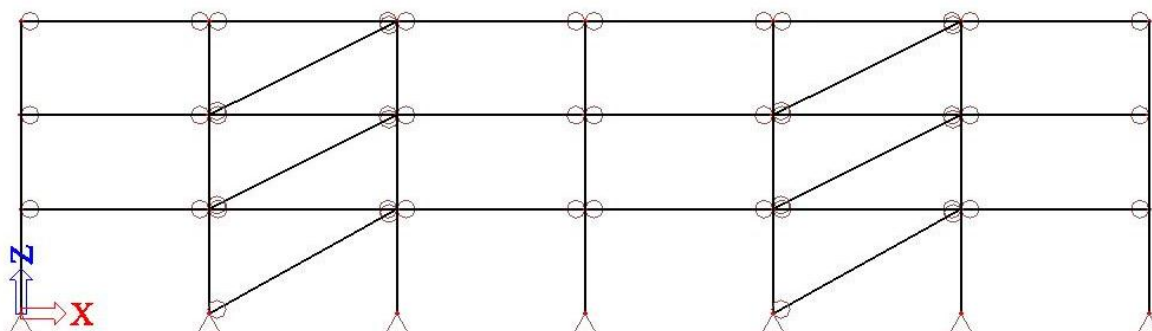
### 5.2 Začetna globalna nepopolnost v vzdolžni smeri:

Začetna geometrijska nepopolnost v vzdolžni smeri je enaka:

$$\Phi_y = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,600 \cdot 0,756 = 2,268 \text{ mm/m}$$



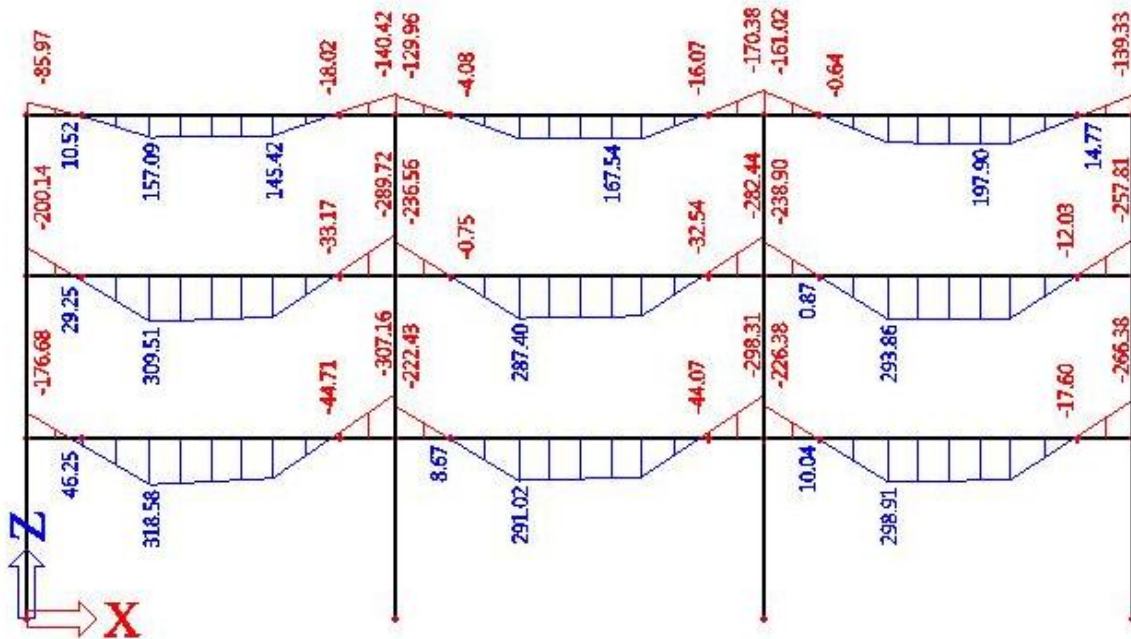
Slika 9: Model prečnega okvirja



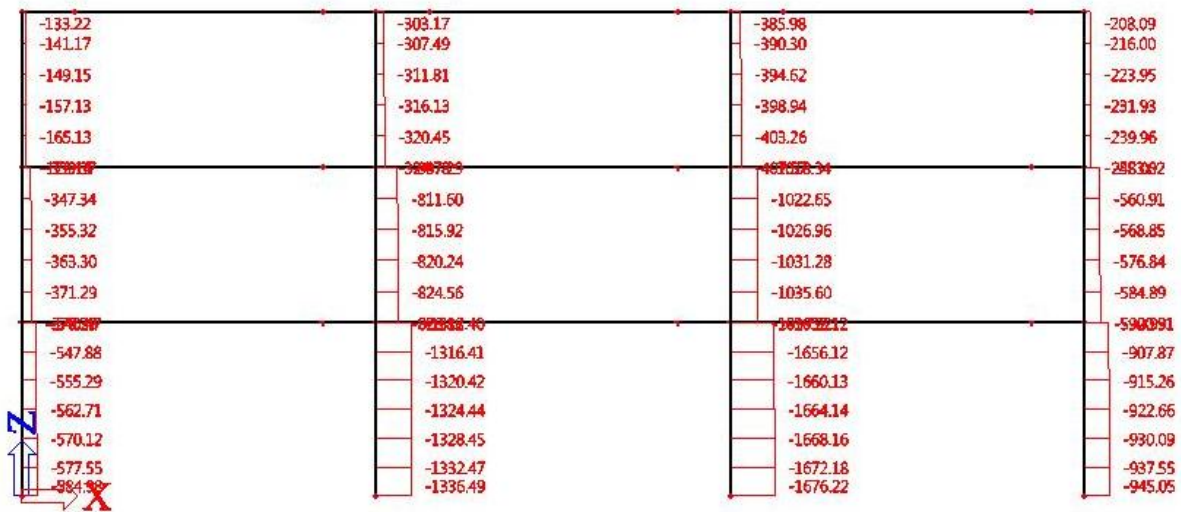
Slika 10: Model vzdolžnega okvirja

## 6 MEJNO STANJE NOSILNOSTI

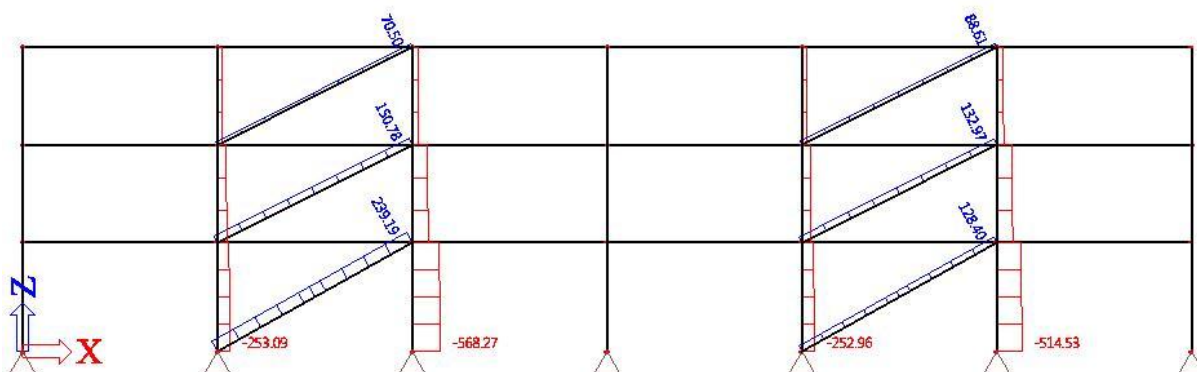
### 6.1 Notranje sile v MSN



Slika 11: Ovojnica momentov M [kNm] v prečkah najbolj obremenjenega prečnega okvirja



Slika 12: Ovojnica osnih sil N [kN] v stebrih najbolj obremenjenega prečnega okvirja

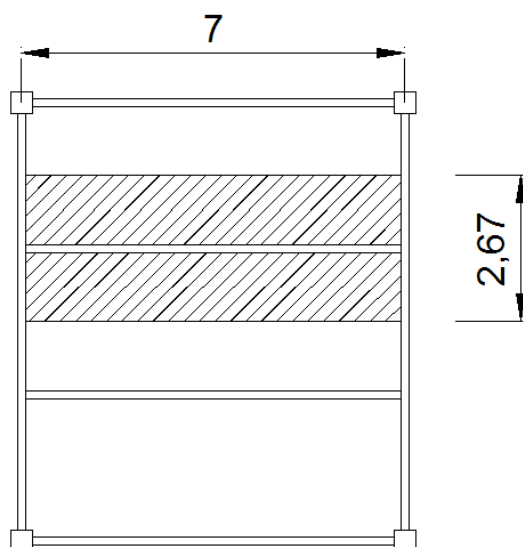


Slika 13: Ovojnica osnih sil N [kN]v vzdolžnem okvirju

Dimenzional sem iteracijsko v Excel obrazcih. Za posamezne elemente sem na nivoju prereza določil odpornost elementa. Na podlagi izračunanih notranjih sil v SCII sem določil dimenzije prečnih prevez konstrukcije. Nato sem opravil še vse potrebne kontrole pri posameznih skupinah elementov in določil spoje.

## 6.2 Dimenzioniranje sekundarnega nosilca

Sekundarni nosilec je členkasto spojen s primarno nosilno konstrukcijo. Vplivna širina za notranje sekundarne nosilce je 2,67m [slika 14], za krajna dva pa pol manj to je 1,33m. Sekundarni nosilci za razliko od primarnih niso sovprežni, saj vso obremenitev prenaša jekleni prevez.



Slika 14: Vplivno območje sekundarnega nosilca

Maksimalna obremenitev sekundarnega nosilca (v 1. in 2. etaži):

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot (2,67 \text{ m} \cdot 4,34 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \cdot (2,67 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \text{ kN/m} = 27,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,max} = (q_{Ed} \cdot L^2) / 8 = (27,6 \cdot 7^2) / 8 = 16905 \text{ kNcm}$$

Nosilnost prereza:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y$$

Preglednica 5: Nosilnost jeklenih prerezov

prerez	$M_{pl,Rd}$ [kNcm]
IPE 100	1083.5
IPE 120	1672.0
IPE 140	2431.0
IPE 160	3404.5
IPE 180	4576.0
IPE 200	6077.5
IPE 220	7837.5
IPE 240	10092.5
IPE270	13310.0
IPE 300	17270.0
IPE 330	22110.0
IPE 360	28022.5
IPE 400	35942.5
IPE 450	46805.0
IPE 500	60335.0

Za medetažno in strešno sekundarno nosilno konstrukcijo zadostuje prerez IPE 330.

### 6.2.1 Kontrola bočne zvrnitve

Kontrolo bočne zvrnitve sem opravil po metodi tlačene pasnice:

$$\lambda_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} < 0,5$$

$$k_c = 0,94$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{235/275} = 86,8$$

$$i_{f,z} = \sqrt{I_{f,z}/A_{f,z}} = 4,2\text{cm}$$

$$I_{f,z} = 392,7\text{cm}^4$$

$$A_{f,z} = 21,8\text{cm}^2$$

$$L_c < 388\text{cm}$$

Sekundarni nosilec IPE 330 je potrebno bočno podpreti na sredini razpona t.j. na 350 cm. Bočno podprtje zagotovimo s čepom na sredini razpona. V fazi gradnje, ko čep še ni aktiviran, bočno podprtje zagotovimo z začasno zavarovalno konstrukcijo, ki jo kasneje odstranimo.

### 6.3 Dimenzioniranje sovprežne plošče

Plošča je sovprežna, saj profilirana pločevina sodeluje pri prenašanju obremenitev. Na začetku sem predpostavil debelino 12 cm, kar se je pozneje izkazalo za primerno. Plošča je vlita na pločevino tipa: TRIMO HI-Bond 55, debeline  $t = 0.8$  mm,  $f_{yk} = 250\text{MPa}$  (S250). Za povezavo med nosilci in ploščo so uporabljeni moznički Nelson ( $d = 19$  mm,  $h_{sc} = 90$  mm,  $f_u = 45$  kN/cm<sup>2</sup>). Beton v plošči je razreda C25/30. Mehko armaturo v polju plošče predstavlja armaturna mreža Q 503, nad popdporo pa R785, jeklo S 400.

Obremenitev plošče:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot (1,00 \text{ m} \cdot 4,34 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \cdot (1,00 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2) = 10,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,max} = q_{Ed} \cdot L^2 / 8 = (10,4 \cdot 2,67^2) / 8 = 9,27 \text{ kNm} = 927 \text{ kNcm}$$

Nosilnost plošče:

$$M_{pl,Rd} = N_{ef} \cdot \left( d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

$$N_{ef} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x_{pl} \cdot b = A_{pe} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{b \cdot (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)}$$

Preglednica 6: Nosilnost plošč

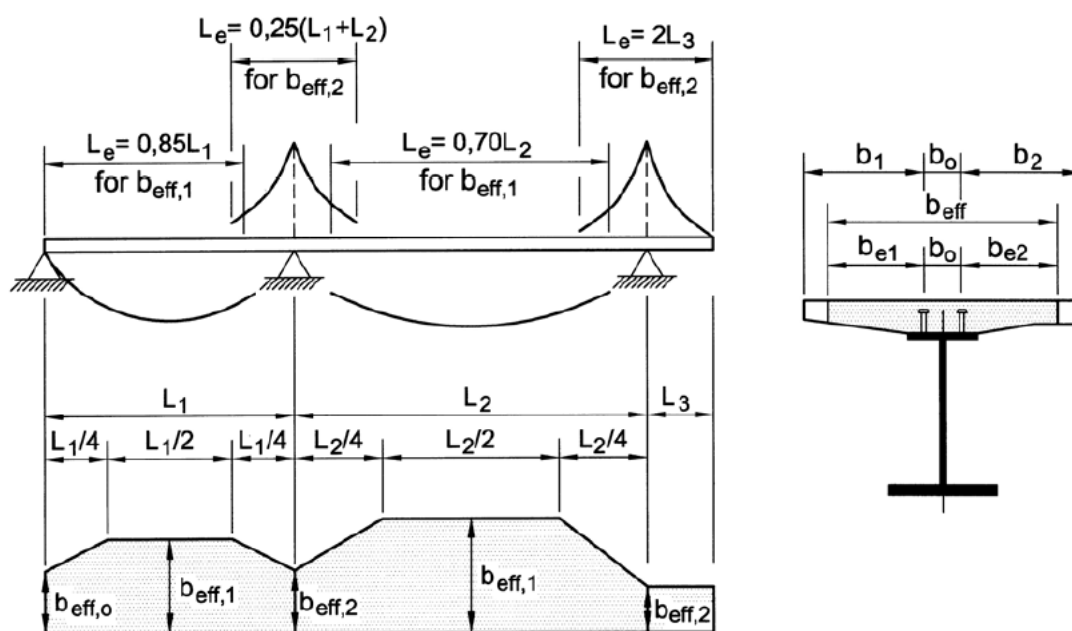
h[cm]	d <sub>p</sub> [cm]	x <sub>p1</sub> [cm]	N <sub>cf</sub> [kN]	M <sub>p1,Rd</sub> [kNcm]
12	9.25	2.15	305	2492.9
11	8.25	2.15	305	2187.9
10	7.25	2.15	305	1882.9
9	6.25	2.15	305	1577.9

Zadostovala bi manjša debelina plošče, vendar sem zaradi konstrukcijskih razlogov (prostor za čepe in profilirano pločevino) ostal pri debelini 12 cm. Projektna debelina plošče je torej 12 cm.

#### 6.4 Dimenzioniranje sovprežnega nosilca

Nosilec je prav tako sovprežen, saj je preko čepov oziroma moznikov povezan z betonsko ploščo. Pri računu sem predpostavil polno strižno povezavo med nosilcem in ploščo. Zanimata nas predvsem dva primera obremenitve sovprežnega nosilca. Eden je moment v polju, drugi pa moment nad podporo. Bolj je problematičen moment nad podporo, saj beton ne prenaša resnejših nateznih obremenitev. Sam sem se problema lotil tako da sem predpostavil da je betonski del prereza nad podporo razpokan in ne pomaga pri prenašanju obtežbe. To je enostavnejša metoda na varni strani. V polju, pri pozitivnih momentih v elementu (betonski del prereza je tlačni) beton pomaga prenašati obremenitve. Sodelujočo širino betona določimo preko spodnje slike.

Izračunal sem efektivne širine, kjer pri prenašanju obtežbe sodeluje betonski del prereza.



Slika 15: Sodelujoča širina betona [7]

#### Račun sodelujoče širine v polju

$$L_e = 0,85 \cdot L = 0,85 \cdot 800 = 680 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = L_e / 8 = 85 \text{ cm} < b_i / 2 = 400 \text{ cm}$$

Sodelujoča širina v polju:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{e,1} = 170 \text{ cm [slika 16]}$$

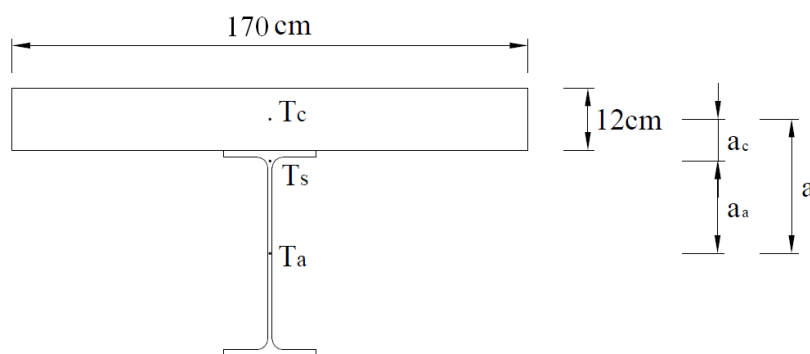
Račun sodelujoče širine prereza nad podporo

$$L_e = 0,25 (L_1 + L_2) = 0,25 \cdot 1600\text{cm} = 400\text{cm}$$

$$b_{e,1} = L_e / 8 = 50\text{cm}$$

Sodelujoča širina nad podporo:

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot b_{e,1} = 100\text{cm}$$



Slika 16: Prerez nerazpokanega nosilca v polju s sodelujočo širino [7]

Plošča je debeline 12cm. Količina armature v plošči je enaka:

$$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 / b_{\text{eff}} \text{ (v polju)}$$

$$A_s = 7,85 \text{ cm}^2 / b_{\text{eff}} \text{ (nad podporo)}$$

Izračun karakteristik nerazpokanega prereza:

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

$$A_{\text{sov}} = A_a + A_c / n_{\infty}$$

$$a_a = a \frac{A_c}{A_{\text{sov}} \cdot n_{\infty}}$$

$$a_c = a \frac{A_a}{A_{\text{sov}}}$$

$$n_{\infty} = E_a / E_{\text{cm}} = 21000 / 3100 = 6,77$$

Preglednica 7: Karakteristike nerazpokanega perez

karakteristike nosilca	a (višina) [cm]	A <sub>sov</sub> [cm <sup>2</sup> ]	a <sub>a</sub> [cm]	a <sub>c</sub> [cm]	I <sub>sov</sub> [cm <sup>4</sup> ]
IPE 100	11	163.8	10.11	0.89	23321.8
IPE 120	12	167.0	10.82	1.18	24129.9
IPE 140	13	170.7	11.47	1.53	25220.1
IPE 160	14	174.5	12.08	1.92	26594.0
IPE 180	15	179.1	12.61	2.39	28394.2
IPE 200	16	179.1	13.45	2.55	29757.1
IPE 220	17	184.0	13.91	3.09	32352.5
IPE 240	18	189.7	14.29	3.71	35629.1
IPE270	19.5	196.5	14.94	4.56	40848.2
IPE 300	21	204.4	15.47	5.53	47522.4
IPE 330	22.5	213.2	15.89	6.61	55837.1
IPE 360	24	223.3	16.19	7.81	66192.4
IPE 400	26	235.1	16.65	9.35	81400.9
IPE 450	28.5	249.4	17.21	11.29	103877.7
IPE 500	31	266.6	17.51	13.49	132848.9

Podobno se določi karakteristike razpokanega prereza. Težišče se zaradi neupoštevanja betona premakne nižje po prerezu. Na efektivni širini nad podporo upoštevamo natezno armaturo.

Preglednica 8: Karakteristike razpokanega prereza

karakteristike nosilca	$A_{sov}$ [cm <sup>2</sup> ]	$z_t$ [cm]	$I_{sov}$ [cm <sup>4</sup> ]
IPE 100	21,05	5,32	1147,3
IPE 120	24,25	4,95	1527,9
IPE 140	27,95	4,58	2006,0
IPE 160	31,75	4,28	2601,2
IPE 180	36,35	3,96	3343,9
IPE 200	36,35	4,18	4195,0
IPE 220	41,25	3,88	5351,7
IPE 240	46,95	3,58	6818,8
IPE270	53,75	3,35	9238,9
IPE 300	61,65	3,11	12371,5
IPE 330	70,45	2,90	16382,5
IPE 360	80,55	2,68	21523,9
IPE 400	92,35	2,51	29276,1
IPE 450	106,65	2,36	41083,4
IPE 500	123,85	2,20	56851,4

Potem sem določil še plastično nosilnost nerazpokanih in razpokanih prerezov.

$$N_{pl,a} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,f} = N_{pl,a}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c}$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r$$

Preglednica 9: Nosilnost nerazpokanega prereza

prerez	$N_{pl,a}$ [kN]	$x_{pl}$ [cm]	$r$ [cm]	$M_{pl,Rd}$ [kNcm]
IPE 100	363.0	1.51	16.25	5897.4
IPE 120	451.0	1.87	17.06	7695.7
IPE 140	552.8	2.30	17.85	9867.9
IPE 160	657.3	2.73	18.64	12248.2
IPE 180	783.8	3.25	19.37	15183.5
IPE 200	783.8	3.25	20.37	15967.2
IPE 220	918.5	3.81	21.09	19374.0
IPE 240	1075.3	4.46	21.77	23405.7
IPE270	1262.3	5.24	22.88	28879.5
IPE 300	1479.5	6.14	23.93	35402.0
IPE 330	1721.5	7.15	24.93	42910.0
IPE 360	1999.3	8.30	25.85	51679.2
IPE 400	2323.8	9.65	27.18	63149.3
IPE 450	2717.0	11.28	28.86	78410.4
IPE 500	3190.0	13.25	30.38	96903.1

$$N_s = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{pl,a} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,a}^+ = 2 \frac{A_a^+ f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_s + N_{pl,a}^+ = N_{pl,a}$$

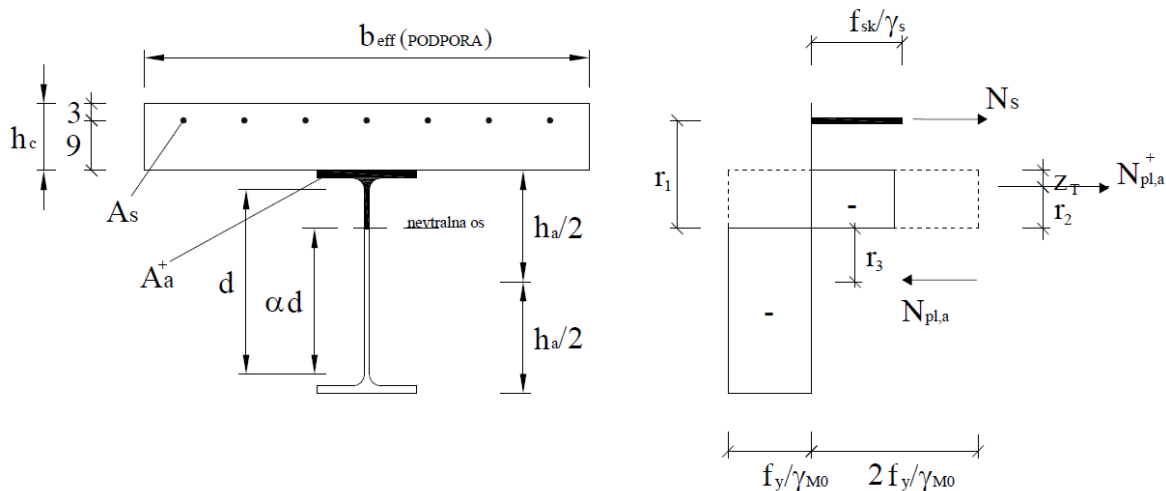
$$N_{pl}^+ = 2 \frac{A_a^+ f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$r_3 \cdot t_w + A_a^+ = \frac{A_a}{2}$$

$$z_T + r_2 + r_3 = \frac{h_a}{2}$$

$$r_1 = z_T + r_2 + h_c - 3$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} r_3 + N_{pl,a}^+ r_2 + N_s r_1$$



Slika 17: Račun nosilnosti razpokanega prereza [7]

Preglednica 10: Nosilnost razpokanega prereza

prerez	N <sub>s</sub> [kN]	N <sub>pl,a</sub> [kN]	N <sub>pl</sub> <sup>+</sup> [kN]	A <sub>a</sub> <sup>+</sup> [cm]	r <sub>3</sub> [cm]	z <sub>T</sub> +r <sub>2</sub> [cm]	z <sub>T</sub> [cm]	r <sub>2</sub> [cm]	r <sub>1</sub> [cm]	M <sub>pl,Rd</sub> [kNcm]
IPE 100	273,0	363,0	90,0	1,64	12,11	-7,11	7,94	-15,04	1,89	-549,2
IPE 120	273,0	451,0	178,0	3,24	11,28	-5,28	2,77	-8,05	3,72	2471,8
IPE 140	273,0	552,8	279,7	5,09	10,56	-3,56	1,18	-4,74	5,44	4703,1
IPE 160	273,0	657,3	384,2	6,99	9,93	-1,93	0,58	-2,51	7,07	6810,0
IPE 180	273,0	783,8	510,7	9,29	9,37	-0,37	0,35	-0,72	8,63	9134,7
IPE 200	273,0	783,8	510,7	9,29	8,87	1,13	0,39	0,74	10,13	10298,0
IPE 220	273,0	918,5	645,5	11,74	8,41	2,59	0,47	2,12	11,59	12838,5
IPE 240	273,0	1075,3	802,2	14,59	8,01	3,99	0,59	3,40	12,99	15818,4
IPE270	273,0	1262,3	989,2	17,99	7,52	5,98	0,84	5,14	14,98	20067,9
IPE 300	273,0	1479,5	1206,5	21,94	6,99	8,01	1,17	6,84	17,01	25104,7
IPE 330	273,0	1721,5	1448,5	26,34	6,62	9,88	1,49	8,39	18,88	30999,9
IPE 360	273,0	1999,3	1726,2	31,39	6,21	11,79	1,85	9,95	20,79	37968,7
IPE 400	273,0	2323,8	2050,7	37,29	5,77	14,23	2,35	11,88	23,23	47350,8
IPE 450	273,0	2717,0	2444,0	44,44	5,28	17,22	3,08	14,14	26,22	59916,5
IPE 500	273,0	3190,0	2917,0	53,04	4,87	20,13	3,79	16,35	29,13	75628,6

Največji negativni moment nad podporo po MSN znaša -307,2 kNm. Največji pozitivni moment znaša 321,2 kNm. Prerez IPE 330 je prvi, ki prenese takšno obtežbo.

#### 6.4.1 Strig moznikov

Strig:

$$v_{11} = \min(F_c, F_a) = \min(A_a \cdot f_y, A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) = 1721,5 \text{ kN}$$

$$v_{12} = F_c + N_s = 1721,5 + f_s \cdot A_s / 1,15 = 1721,5 + 278,3 = 2000 \text{ kN}$$

strižna nosilnost moznika:

$$P_{rd,1} = 0,29 \cdot 1 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 73,7 \text{ kN}$$



Število moznikov:

$$n = 2000 / 73,7 = 28 \text{ moznikov (prištet vpliv armature)}$$

razdalja med mozniki:

$$e = 400 / 28 = 14,3\text{cm (izberem 14cm)}$$

$$e > 5d = 9,5\text{cm (kontrola za najmanjšo razdaljo se izide)}$$

$$e < \min(6h_c, 80\text{cm}) = 72\text{cm (kontrola za največjo razdaljo se izide)}$$

### 6.4.2 Vzdolžni strig

Za površino prečne armature  $A_{sf}$  na razdalji  $s_f$  mora biti izplonjen pogoj:

$$A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f > v_{Ed} \cdot h_f / \cot\theta_f. \quad (1)$$

Vzdolžna strižna napetost mora zadostiti pogoju:

$$v_{Ed} < v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_{of} \cdot \cos\theta_f \quad (2)$$

Kjer je:

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250), f_{ck} \text{ v } [\text{N/mm}^2]$$

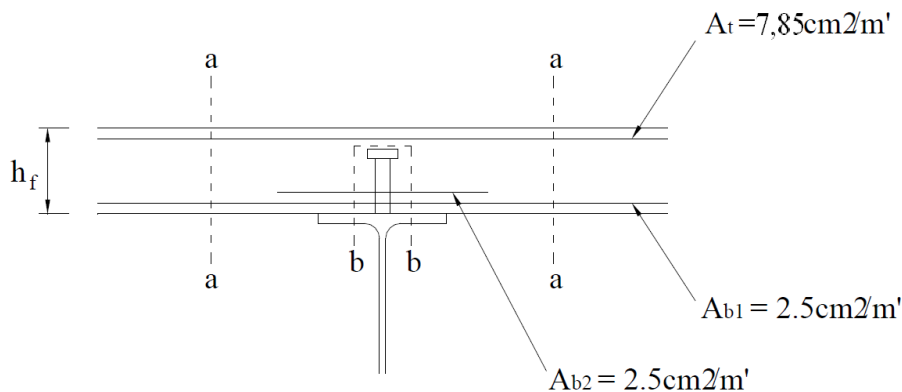
pri:

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - 25/250) = 0,54$$

$\theta_f$  izberem sam, po pogoju:

$$45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$$



Slika 18: Kontrola betona na vzdolžni strig [7]

Izberem  $\theta_f$ :

$$\theta_f = 30^\circ$$

$$v_{Ed,1} = \frac{V_{12}}{2 \cdot h_f \cdot l} = \frac{2000}{2 \cdot 12 \cdot 400} = 0,208 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed,2} = \frac{V_{12}}{h \cdot l} = \frac{2000}{(9+9+1,9) \cdot 400} = 0,251 \text{ kN/cm}^2$$

$$v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_{of} \cdot \cos\theta_f = 0,54 \cdot (2,5/1,5) \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 30^\circ = 0,390 \text{ kN/cm}^2 \geq v_{Ed,1} = 0,208 \text{ kN/cm}^2$$

$$v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_{of} \cdot \cos\theta_f = 0,54 \cdot (2,5/1,5) \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 30^\circ = 0,390 \text{ kN/cm}^2 \geq v_{Ed,2} = 0,251 \text{ kN/cm}^2$$

Pogoj (2) je izpolnjen.

Preverim še pogoj (1). Upoštevam, da je kot  $\theta_f = 30^\circ$  in enota dolžine  $s_f = 100$  cm.

$$A_{sf} \cdot (40/1,15) / 100 > 0,208 \cdot 12 / \cot 30^\circ \rightarrow A_{sf} \geq 4,14 \text{ cm}^2 / 100 \text{ cm dolžine plošče}$$

$$A_{sf} \cdot (40/1,15) / 100 > 0,251 \cdot 12 / \cot 30^\circ \rightarrow A_{sf} \geq 5,0 \text{ cm}^2 / 100 \text{ cm dolžine plošče}$$

#### Kontrola strižnih ravnin (na 1 m dolžine plošče)

strižna ravnina a-a:

$$A_{sf,dej} = A_t + A_{b1} = 7,85 + 2,5 = 10,35 \text{ cm}^2 > A_{sf,potr} = 4,14 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m dolžine plošče}$$

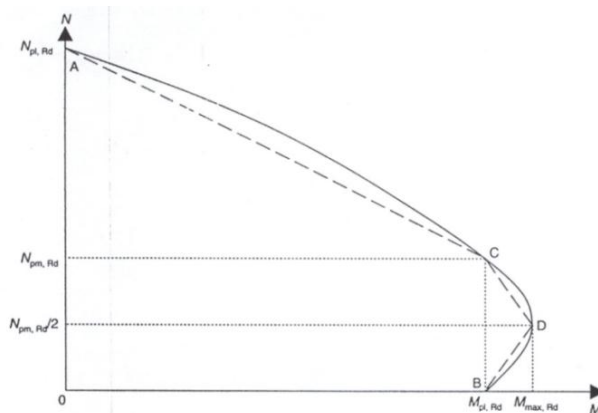
strižna ravnina b-b:

$$A_{sf,dej} = 2 \cdot A_{b1} + 2 \cdot A_{b2} = 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 = 10 \text{ cm}^2 > A_{sf,potr} = 5,0 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m dolžine plošče}$$

### 6.5 Dimenzioniranje sovprežnega stebra

Steber je obremenjen z osno tlačno silo, prečno silo in upogibnim momentom okoli močne osi. Največja prečna sila  $V_{Ed} = 110$  kN je manjša od  $0,5 \cdot V_{z,pl,Rd}$ , zato interakcije M-V ni bilo potrebno upoštevati.

#### 6.5.1 Nosilnost prereza pri interakciji M – N



Slika 19: Nosilnost sovprežnega prereza pri interakciji M-N [7]

Točke diagrama [slika 19]:

A( $0; N_{pl,Rd}$ ) - tlačna plastična osna nosilnost sovprežnega prereza brez prisotnosti upogibnega momenta,

B( $M_{pl,Rd}; 0$ ) - upogibna nosilnost sovprežnega prereza brez prisotnosti tlačne osne sile,

C( $M_{pl,Rd}; N_{pm,Rd}$ ) - upogibna nosilnost sovprežnega prereza ob tlačni plastični nosilnosti betona samega,

D( $M_{max,Rd}; N_{pm,Rd}/2$ ) - maksimalna upogibna nosilnost sovprežnega prereza ob polovici tlačne plastične nosilnosti betona samega.

$$N_{Pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_{MO} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_{sk}$$

$$M_{Pl,Rd} = (W_{pa} - W_{pa,n}) \frac{f_y}{\gamma_{MO}} + (W_{ps} - W_{ps,n}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + 0,5 \cdot (W_{pc} - W_{pc,n}) \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$W_{ps} = \sum A_{s,i} \cdot e_{z,i}$$

$$W_{pc} = \frac{bc \cdot hc^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{pa} = t_w \cdot h_n^2$$

$$W_{ps,n} = 0$$

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sk} / \gamma_{sk} - 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)}{2 \cdot b_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_y / \gamma_{MO} - 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)}$$

$$M_{max,Rd} = \frac{W_{pa} f_y}{\gamma_{M0}} + \frac{W_{ps} f_{sk}}{\gamma_s} + 0,5 \frac{W_{pc} 0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$$

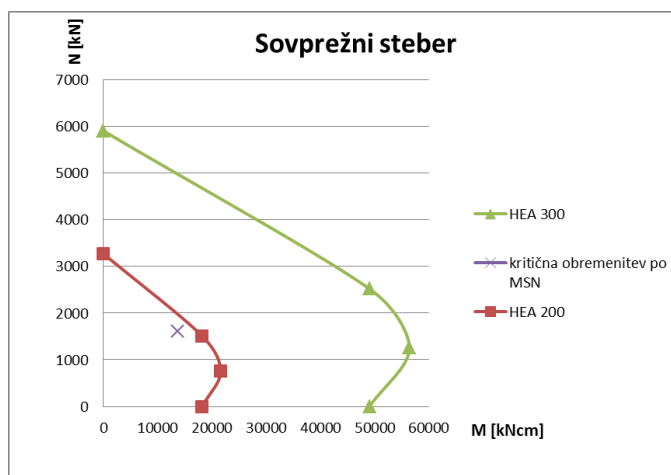
Na vsak tipski HEA prerez sem predpostavil dodatnih 14 cm betona po širini glede na širino jeklenega prereza in dodatnih 14 cm betona po višini prav tako glede na višino jeklenega dela prereza. Gre za polno obbetonirani sovprežni prerez. Za vse prereze je predpostavljena armatura 4 x  $\phi 16$  ( $f_{sk} = 40\text{kN/cm}^2$ ). Beton okoli stebra izboljša karakteristike stebra (predvsem nas zanima vztrajnostni moment), v primeru požara pa upočasnjuje naraščanje temperature v jeklenem delu prereza. Veliko povišanje temperature v jeklu bi vodilo v drastično zmanjšanje mehanskih lastnosti stebra.

Nosilnost sovprežnih prerezov:

Preglednica 11: Nosilnost sovprežnih prerezov

sovprežni prerez	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$M_{pl,Rd}$ [kNcm]	$N_{pm,Rd}$ [kN]	$M_{max,Rd}$ [kNcm]
HEA 600	10445.2	176951.4	4230.2	193897.8
HEA 550	9768.3	153222.2	3938.3	168215.4
HEA 500	9371.2	131270.8	3646.5	144396.2
HEA 450	8537.8	107952.8	3363.2	119359.1
HEA 400	7730.6	87060.3	3078.4	96828.1
HEA 360	7063.9	71632.1	2851.8	80401.9
HEA 340	6678.4	63960.5	2741.3	72255.5
HEA 320	6319.0	56783.7	2629.3	64600.1
HEA 300	5907.4	49031.2	2520.3	56390.9
HEA 280	5257.1	40483.1	2301.7	46952.0
HEA 260	4753.7	34183.9	2087.0	39805.4
HEA 240	4274.7	28567.2	1883.0	33281.4
HEA 220	3741.8	22810.1	1693.9	26862.4
HEA 200	3272.4	18162.7	1513.3	21611.8
HEA 180	2871.1	14567.9	1345.7	17489.3
HEA 160	2532.7	11779.1	1186.0	14134.5
HEA 140	2181.6	9161.4	1038.4	11111.0

Potem sem preveril interakcijo M-N [slika 18] in glede na merodajno obremenitev določil ustrezen profil. Po prvi iteraciji je zadoščal že sovprežni profil HEA 200. Zaradi zagotavljanja globalne duktilnosti ( $\sum M_{pl,steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,prečka}$ ) je sledilo da je potreben HEA 300. Tako je na koncu potreben prerez stebra sovprežni prerez HEA 300 [slika 20].



Slika 20: Določitev ustreznega prereza

## 6.6 Členkast spoj med primarnim in sekundarnim nosilcem

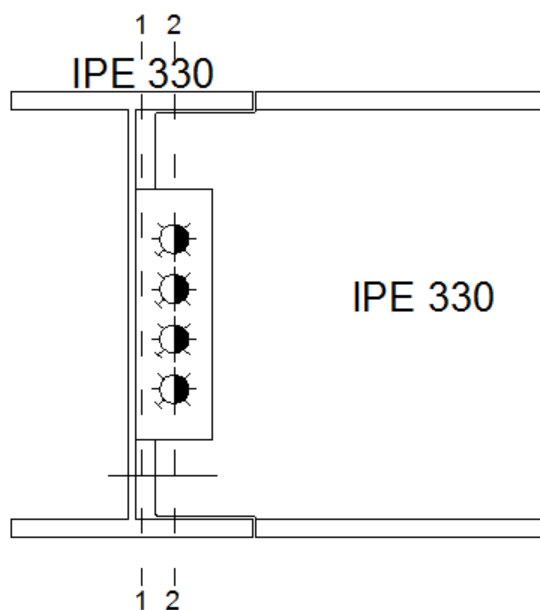
### 6.6.1 Material

Pločevina: jeklo S275

Vijaki: M16, kvaliteta 8.8

### 6.6.2 Geometrija

$$t_{cp} = 30 \text{ mm} \geq d = 24 \text{ mm}$$



Slika 21: Zasnova členkastega spoja

### 6.6.3 Obremenitev

$$q_{ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$$

$$q_{ed} = 1,35 \cdot 12,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 8 \text{ kN/m} = 28,2 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = (q_{ed} \cdot L) / 2 = 98,7 \text{ kN}$$

### 6.6.4 Dimenzioniranje

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 16 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

Razporeditev vijakov M16:

$$e_1 \approx 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 18 \text{ mm}, \text{ izberem } 36 \text{ mm}$$

$$p_1 \approx p_2 \approx 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 18 \text{ mm}, \text{ izberem } 54 \text{ mm}$$

#### Ravnina 1-1

Izberem debelino vezne pločevine  $t_v = 12 \text{ mm}$

$$\Delta = 10 \text{ mm}$$

$$e = e + \Delta = 36 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 46 \text{ mm}$$

$$M_{ed} = V_{ed} \cdot e = 98,7 \text{ kN} \cdot 46 \text{ mm} = 4540 \text{ kNmm} = 4,5 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}h_v &= 3 \cdot p_1 + 2 \cdot e = 3 \cdot 54 \text{ mm} + 2 \cdot 36 \text{ mm} = 234 \text{ mm} \\W_{el,y} &= (t_v \cdot h_v^2)/6 = (1,2 \text{ cm} \cdot 23,4^2 \text{ cm}^2)/6 = 109,5 \text{ cm}^3 \\M_{el,Rd} &= (W_{el,y} \cdot f_y)/\gamma_{M0} = (109,5 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2) / 1,0 = 3011,3 \text{ kNcm} = 30,11 \text{ kNm} \\M_{ed} &= 4,5 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 30,1 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Kontrola striga:

$$\begin{aligned}V_{Ed} &= 98,7 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}) = (28,1 \cdot 27,5) / (1,0 \cdot \sqrt{3}) = 446,1 \text{ kN} \\A_v &= h_v \cdot t_v = 23,4 \cdot 1,2 = 28,1 \text{ cm}^2 \\V_{ed} &= 98,7 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 446,1 \text{ kN} = 223,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

Predpišem polnonosilni zvar:

$$\begin{aligned}a &= 0,48 \cdot t_w \\a &= 3,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

### Ravnina 2 -2

$$\begin{aligned}\Delta &\approx 5 - 10 \text{ mm} \\M_{Ed} &= V_{Ed} \cdot (e + \Delta) = 98,7 \cdot 4,6 \text{ cm} = 454,0 \text{ kNcm} \\F_m &= M_{Ed} / (3 \cdot p) = 454,0 / (3 \cdot 5,4) = 28,0 \text{ kN} \\F_v &= V_{ed} / 4 = 98,7 / 4 = 24,7 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maksimalna strižna obremenitev vijaka:

$$\begin{aligned}F_{v,Ed} &= \sqrt{F_v^2 + F_m^2} = \sqrt{24,7^2 + 28,0^2} = 37,3 \text{ kN} \\F_{v,Rd} &= (0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}) / \gamma_{M0} = (0,6 \cdot 2,54 \cdot 80) / 1,25 = 97,54 \text{ kN} \\F_{v,Ed} &\leq F_{v,Rd}\end{aligned}$$

Kontrola bočnih pritiskov:

$$\begin{aligned}F_{b,Rd} &= (k_1 \cdot \alpha_d \cdot f_u \cdot d \cdot t) / \gamma_{MB} = (2,5 \cdot 0,6 \cdot 43 \cdot 1,6 \cdot 0,75) / 1,25 = 77,4 \text{ kN} \\F_{b,Rd} &= 77,4 > F_{v,Ed} = 37,3 \text{ kN} \\ \alpha_d &= \min \{ e / (3 \cdot d_0) = 0,66 ; p / (3 \cdot d_0) - 1/4 = 0,75 \} = 0,66 \\ k_1 &= \min \{ 2,8 \cdot e / d_0 - 1,7 = 3,9 ; 1,4 \cdot p / d_0 - 1,7 = 2,5 ; 2,5 \} = 2,5\end{aligned}$$

Kontrola pretrga pločevine ("BLOCK SHEAR"):

$$\begin{aligned}V_{eff,Rd} &= (0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt}) / \gamma_{M2} + ((1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}) / \gamma_{M0} \\V_{eff,Rd} &= (0,5 \cdot 43 \cdot 17) / 1,25 + ((1/\sqrt{3}) \cdot 3,45 \cdot 27,5) / 1,0 = 292,4 + 54,8 = 347,2 \text{ kN} \\A_{nv} &= e \cdot t_p = 4,6 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} = 3,45 \text{ cm}^2 \\A_{nt} &= (h_v - 2 \cdot e) \cdot t_p = (23,4 \text{ cm} - 9,2 \text{ cm}) \cdot 1,2 = 17,0 \text{ cm}^2 \\V_{Ed} &= 101,9 \text{ kN} \leq V_{eff,Rd} = 347,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

## 7 POTRESNA OBTEŽBA

Potresno obtežbo na konstrukcijo sem določil po metodi horizontalnih sil. V okviru diplomskega dela sem analiziral le obremenitev v horizontalnih smereh. Nihajni čas za oba okvirja sem določil v programu Scia Engineer preko modalne analize. Tip tal v Kopru je A [slika 22]. Konstrukcijo sem obravnaval kot konstrukcijo s sposobnostjo sipanja energije v sovprežnem delu konstrukcije (v sovprežnih prečkah), pripisal sem ji srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), saj so izpolnjeni pogoji po točkah od 7.2 do 7.12 v SIST EN 1998-1 : 2006. V izračunih sem upošteval najnižjo vrednost faktorja za DCM  $q = 4$  (v obeh smereh). Stopnja duktilnosti je odvisna od uporabljenega materiala, konstrukcijskega sistema [slika 21] in postopkov projektiranja.

Nihajni čas v vzdolžni smeri:

$$T_y = 0,28s$$

Nihajni čas v prečni smeri:

$$T_x = 0,69s$$

Masa objekta se računa po enačbi:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\Psi_{E,i} = \varphi_i \cdot \Psi_{0,2}$$

$\varphi = 1$  (vrhnja etaža - streha)

$\varphi_i = 0,5$  (etaže so zasedene neodvisno)

Preglednica 12: Masa objekta

etaža	lastna teža g [kN/m <sup>2</sup> ]	koristna obtežba q [kN/m <sup>2</sup> ]	masa [kg]
1. etaža	4.7	3	529174.3
2. etaža	4.7	3	529174.3
3. etaža	4.34	0.4	445945
			$\Sigma m = 1504294$

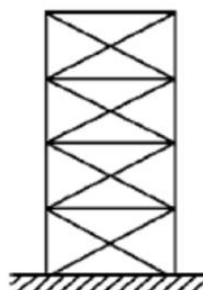
Prispevka spremenljive obtežbe na strehi se pri računu mase stavbe ne upošteva.

Masa objekta znaša:

$$\Sigma m = 1504 \text{ t}$$

### 7.1 Vzdolžna smer

V vzdolžni smeri potresno obtežbo prenašajo centrična povezja. V objektu so predvidena x povezja [slika 23].



Slika 22: Okvir s centričnim povezjem [6]

Celotna potresna sila v vzdolžni smeri:

$$F_b = S_d(T_y) \cdot m \cdot \lambda = 2,45 \text{ m/s}^2 \cdot 1504294 \text{ kg} \cdot 1 = 3685,5 \text{ kN}$$

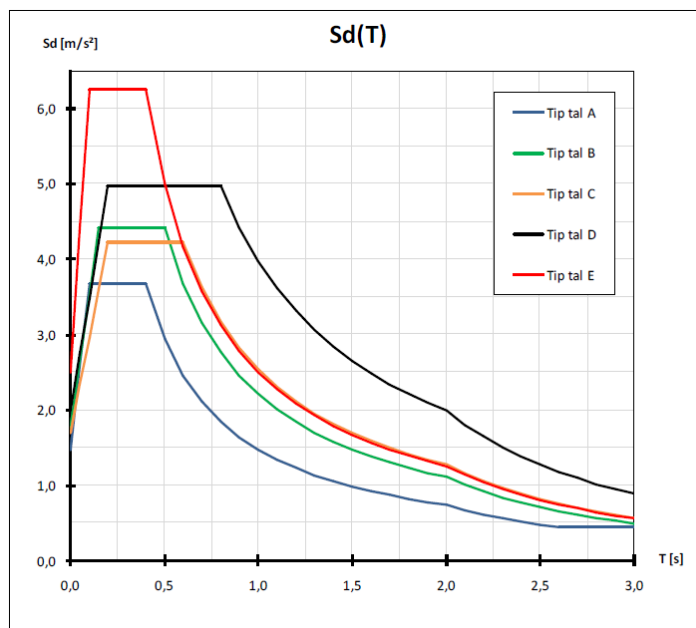
$$S_d(T_y) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,1 \text{ g} \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{4} = 0,0625 \text{ g} = 0,61 \text{ m/s}^2$$

Kjer je:

$F_b$ ... celotna potresna sila

$\lambda$ ... korekcijski faktor ( $\lambda = 1$ )

$S_d(T_y)$ ... ordinata v projektnem spektru pri osnovnem nihajnem času  $T_y$



Slika 23: Spektri pospeškov za različne tipe tal

### Vodoravne sile v etažah

Vodoravne sile v etažah se računa po formuli:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Sila na posamezen vzdolžni okvir v 1. etaži:

$$F_1 = 87,6 \text{ kN}$$

Sila na posamezen vzdolžni okvir v 2. etaži:

$$F_2 = 166,3 \text{ kN}$$

Sila na posamezen vzdolžni okvir v 3. etaži:

$$F_3 = 206,4 \text{ kN}$$

Vpliv naključne torzije se upošteva z enačbo:

$$\delta_y = 1 + 1,2 \cdot (x_i/L_e)$$

Kjer je:

$L_e$ ... razdalja med dvema skrajnima elementoma, pravokotno na smer potresnega vpliva

$x_i$ ... razdalje i-tega elementa od masnega središča

Naključna torzija v obravnavanem okvirju s povezji:

$$\delta_y = 1 + 1,2 \cdot (12/24) = 1,6$$



Slika 24: Obravnavan okvir v vzdolžni smeri

### 7.1.1 Kontrola vpliva teorije drugega reda

V vseh etažah mora biti izpolnjen spodnji pogoj. Če ni, je potrebno upoštevati vpliv teorije drugega reda.

$$\theta = \frac{P_{TOT} \cdot d_r}{V_{TOT} \cdot h} \leq 0,10$$

Pri v  $V_{Tot}$  se upošteva torzijski vpliv, tako da množimo potresno silo na okvir z  $\delta_y = 1,6$ .

Če velja  $0,10 < \theta \leq 0,20$  upošteva teorija drugega reda, učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem  $k_\delta$ .

$$k_\delta = \frac{1}{1 - \theta} = 1,0$$

1. etaža:

$$\theta_1 = \frac{5854 \cdot 4 \cdot 2,35}{87,6 \cdot 1,6 \cdot 3900} = 0,100$$

2. etaža:

$$\theta_2 = \frac{3776 \cdot 4 \cdot 3,7}{166,3 \cdot 1,6 \cdot 3500} = 0,060$$

3. etaža:

$$\theta_3 = \frac{1722 \cdot 4 \cdot 3,33}{206,4 \cdot 1,6 \cdot 3500} = 0,020$$

### 7.2 Prečna smer

Celotna potresna sila v prečni smeri:

$$F_b = S_d(T_x) \cdot m \cdot \lambda = 1,422 \text{ m/s}^2 \cdot 1504294 \text{ kg} \cdot 1 = 2139,1$$

$$S_d(T_x) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot (T_c/T_x) = 0,1g \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{4} \cdot (0,4/0,69) = 0,036g = 0,355 \text{ m/s}^2$$

#### Vodoravne sile v etažah

Vodoravne sile v etažah se računa po fomuli:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$



Sila na posamezen prečni okvir v 1. etaži:

$$F_1 = 101,6 \text{ kN}$$

Sila na posamezen prečni okvir v 2. etaži:

$$F_2 = 193,1 \text{ kN}$$

Sila na posamezen prečni okvir v 3. etaži:

$$F_3 = 239,6 \text{ kN}$$

Naključna torzija:

$$\delta_x = 1 + 1,2 \cdot (x_i/L_c)$$

$$\delta_x = 1 + 1,2 \cdot (14/42) = 1,4$$

### 7.2.1 Kontrola vpliva teorije drugega reda

$$\theta = \frac{P_{TOT} \cdot d_r}{V_{TOT} \cdot h} \leq 0,10$$

$$k_\delta = \frac{1}{1 - \theta} = \frac{1}{1 - 0,153} = 1,181$$

1. etaža:

$$\theta_1 = \frac{2927 \cdot 4 \cdot 3,85}{76,3 \cdot 3900} = 0,151$$

2. etaža:

$$\theta_2 = \frac{1888 \cdot 4 \cdot 4,38}{61,8 \cdot 3500} = 0,153$$

3. etaža:

$$\theta_3 = \frac{861 \cdot 4 \cdot 2,88}{34,3 \cdot 3500} = 0,083$$

### 7.3 Dimenzioniranje prečke

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E}$$

Upoštevajoč zgornje obtežne kombinacije so največje obremenitve v prečkah zaradi potresa naslednje:

Preglednica 13: Obremenitve prečk ob potresni obtežni kombinaciji

obremenitve - potres	prečka	Med,g[kNm]	Med,E[kNm]	$\Omega$	Ved,g[kN]	Ved,E[kN]	$\Omega$
1. etaža	prečka 1 (leva)	-139.8	-30.3	1.828	-108.2	-8	3.525
	prečka 2	-136.8	-28.5	1.881	-105.3	-7.1	3.645
	prečka 3 (desna)	-134.8	-33.2	1.851	-102.5	-7.9	3.711
2. etaža	prečka 4 (leva)	-137.7	-25.4	1.907	-107.2	-6.7	3.597
	prečka 5	-135.2	-24.4	1.948	-105.2	-6.1	3.681
	prečka 6 (desna)	-134.1	-27.3	1.927	-103.2	-6.6	3.731

Največja osna sila v prečki:

$$N_{Ed} = 28,6 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 311,1 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = 409,6 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 2497,5 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{168,0 \text{ kNm}}{310,0 \text{ kNm}} = 0,54 \leq 1,0$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{116,2 \text{ kN}}{409,6 \text{ kN}} = 0,28 \leq 0,5$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{116,2 \text{ kN}}{2497,5 \text{ kN}} = 0,05 \leq 0,15$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,55 \leq 1,0$$

#### 7.4 Dimenzioniranje centričnega povezja

Pri določanju centričnega povezja sem upošteval samo natezne diagonale. Pri računu je potrebno upoštevati, da je relativna vitkost diagonale med 1,3 in 2,0. Zagotoviti je potrebno tudi, da se vrednost največjega faktorja dodatne nosilnosti ne razlikuje od najmanjšega faktorja nosilnosti  $\Omega$  za več kot 25%.

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{ED,i}$$

V prvi etaži so 4 povezja vrste SHS 180/180/10.0, v drugi etaži 4 povezja vrste SHS 140/140/8.0 in v tretji etaži 4 povezja vrste SHS 120/120/6.3 (škatlast profil).

Preglednica 14: Povezja

POVEZJE	obremenitev	vrsta povezja	A [cm <sup>2</sup> ]	nosilnost elementa [kN]	izkoriščenost [%]	lu [cm]	relativna vitkost	$\Omega$
1. etaža	526.56	SHS 180/180/10.0	66.9	1839.8	28.6	801.3	1.336	3.494
2. etaža	340.48	SHS 140/140/8.0	41.6	1144.0	29.8	782.6	1.682	3.360
3. etaža	203.84	SHS 120/120/6.3	28.2	775.5	26.3	782.6	1.950	3.804

Zaradi pogojev o relativni vitkosti in pogoja o razlikovanju faktorja nosilnosti ( $\Omega$ ) so povezja predimenzionirana.

#### 7.5 Dimenzioniranje stebra

Stebri so izven območij sipanja energije, zato jih je potrebno zavarovati pred preobremenitvijo, ki bi lahko nastopila zaradi polne plastifikacije elementov, ki sipajo energijo. To se doseže z upoštevanjem faktorja dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov}$  in faktorja dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$ .

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min,p} \cdot M_{Ed,Ex}$$

$$\Omega_{min,p} = 1,828$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min,p} \cdot N_{Ed,Ex} + 0,3 \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min,d} \cdot N_{Ed,Ey})$$

$$\Omega_{min,p} = 1,828; \Omega_{min,d} = 3,360;$$

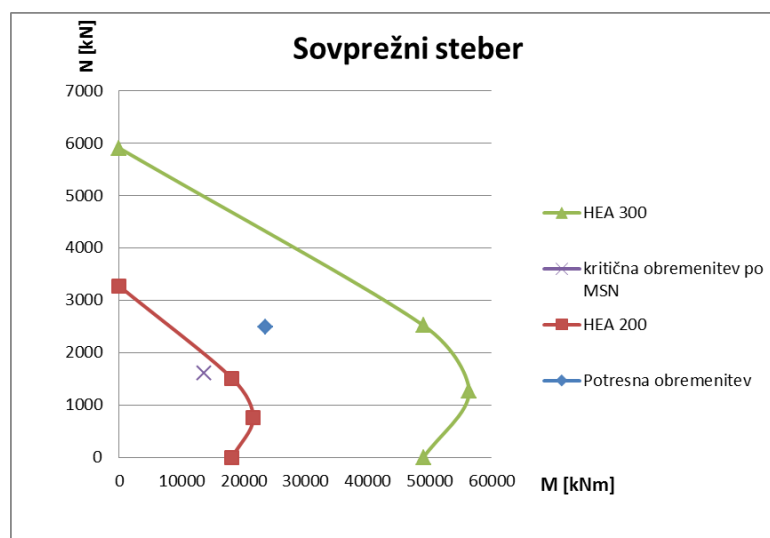
$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min,p} \cdot V_{Ed,Ex}$$

$$\Omega_{min,p} = 1,828$$

Tudi zagotavljanje lokalne duktilnosti elementov [slika 26] ni merodajno za končne dimenzije stebra. Zaradi pogoja za zagotavljanje globalne duktilnosti ( $\sum M_{pl,steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,prečka}$ ) je projektni prerez stebra sovprežni prerez HEA 300.

Preglednica 15: Obremenitve stebrov zaradi metode varovalke

Σ potresna obremenitev - prečni kvir		Ned[kN]	Med[kNcm]
1.etaža	steber 1 (skrajno levi)	2256.561661	28039.80301
	steber 2	2488.949569	23515.01495
	steber 3	2483.792374	23294.10749
	steber 4 (skrajno desni)	2251.14727	27809.31346
2.etaža	steber 5 (skrajno levi)	1218.601242	19030.203
	steber 6	1387.327817	15576.95524
	steber 7	1385.562085	15131.1642
	steber 8 (skrajno desni)	1216.944046	19033.29553
3.etaža	steber 9 (skrajno levi)	514.0794873	17722.87165
	steber 10	596.1902153	11796.92539
	steber 11	596.1902153	11251.80897
	steber 12 (skrajno desni)	511.3880237	17892.19702



Slika 25: Potresna obremenitev stebra

$$\sum M_{pl,steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,prečka}$$

$$M_{pl,steber} \geq 1,3 \cdot 310,0 \text{ kNm} = 403,0 \text{ kNm}$$

Izberem HEA 300.

## 7.6 Dimenzioniranje momentnega spoja med zunanjim stebrom in glavnim nosilcem

Spoj glavnega nosilca in stebra je varovan, polnonosilni momentni spoj, zato ga dimenzioniramo na povečano nosilnost glavnega nosilca.

### 7.6.1 Elementi spoja

10 prednapetih vijakov M33, kvaliteta 10.9, jeklo S275.

### 7.6.2 Obremenitve

Varovan spoj, obremenitev se poveča s faktorji:

$$M_{ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,rd}^{IPE\ 330,sovpr}$$

$$M_{pl,rd}^{IPE\ 330,sovpr} = 310,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 310,0 \text{ kNm} = 341,0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = V_{Ed,G} + 2 \cdot M_{Ed} / L = 108,2 \text{ kN} + 85,6 \text{ kN} = 193,8 \text{ kN}$$

### 7.6.3 Dimenzioniranje spoja

#### Zvar med nosilcem in čelno pločevino

$a_1$ ... zvar med pasnico in čelno pločevino

$a_2$ ... zvar med stojino in čelno pločevino

Predpišem polno nosilne zware:

$$a_1 = 0,48 \cdot t$$

$$t = \min(t_f, t_{cp}) = t_f = 11,5 \text{ mm}$$

$$a_1 = 5,5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 0,48 \cdot t$$

$$t = \min(t_w, t_{cp}) = t_w = 7,5 \text{ mm}$$

$$a_1 = 3,6 \text{ mm}$$

#### Vijaki

Izberem vijake M33, kvalitete 10.9.

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

Razporeditev vijakov M33:

$$e_1 \approx 2 \cdot d_0 \approx 2 \cdot 36 \text{ mm}, \text{ izberem } e_1 = 100,0 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 36 \text{ mm} = 79,2 \text{ mm}$$

Izberem  $p_1 = 80 \text{ mm}$

Izberem  $e_2 = 80 \text{ mm}$

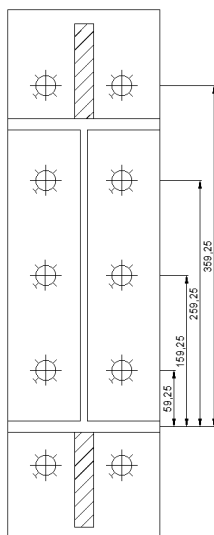
Ročice vijakov [slika 21]:

$$r_1 = 59,25 \text{ mm}$$

$$r_2 = 159,25 \text{ mm}$$

$$r_3 = 259,25 \text{ mm}$$

$$r_4 = 359,25 \text{ mm}$$



Slika 26: Razporeditev vijakov

$$\begin{aligned}\Sigma r_i^2 &= + (59,25 \text{ mm})^2 + (159,25 \text{ mm})^2 + (259,25 \text{ mm})^2 + (359,25 \text{ mm})^2 \\ \Sigma r_i^2 &= 2251 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Vrtišče oziroma nevtralno os sem predpostavil v težišče spodnje pasnice primarnega nosilca. Na razdalji 53 cm od spodnjega roba čelne pločevine se nahaja mehka armatura sovprežnega primarnega nosilca. Vpliv mehke armature pri vplivu nosilnosti spoja zanemarim.

$$F_{\max} = (M_{\text{ed}} \cdot r_{\max}) / \Sigma r_i^2 = (34100 \cdot 35,3) / 2251 = 534,8 \text{ kN}$$

Kontrola natezne nosilnosti vijaka:

$$F_{t,\text{Ed}} = F_{\max} / 2 = 267,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,\text{Ed}} = 267,4 \text{ kN} \leq F_{t,\text{Rd}} = (0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}) / \gamma_{M0} = (0,9 \cdot 6,94 \cdot 100) / 1,25 = 499,7 \text{ kN}$$

Kontrola strižne nosilnosti vijaka:

$$F_{v,\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} / m = 193,8 / 10 = 19,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{Rd}} = (0,5 \cdot f_{ub} \cdot A) / \gamma_{M0} = (0,5 \cdot 100 \cdot 8,55) / 1,25 = 342 \text{ kN}$$

Interakcija nateg + strig:

$$F_{v,\text{Ed}} / F_{v,\text{Rd}} + F_{t,\text{Ed}} / (1,4 \cdot F_{t,\text{Rd}}) = 19,4/342 + 267,6/(1,4 \cdot 499,7) = 0,44 \leq 1,0$$

### Pločevina

Izberem debelino čelne pločevine  $t_{\text{čp}} = 35 \text{ mm}$ ; jeklo S 275

Kontrola preboja pločevine:

$$\beta_{p,\text{Rd}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot f_u \cdot t_{\text{čp}}}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 54,7 \text{ mm} \cdot 0,43 \text{ kN/mm}^2 \cdot 35 \text{ mm}}{1,25} = 1241,5 \text{ kN}$$

$$\beta_{p,\text{Rd}} = 1241,5 \text{ kN} > F_{t,\text{Rd}} = 499,7 \text{ kN}$$

Kontrola bočnih pritiskov:

$$\alpha = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 2,59; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0,49 \right\} = 0,49$$

$$t_{\min} = \min \{ t_{\text{čp}}, t_f \} = 11,5 \text{ mm}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_1}{d_0} - 1,7 = 6,08; 1,4 \cdot \frac{p_1}{d_0} - 1,7 = 1,41; 2,5 \right\} = 1,41$$

$$F_{b,\text{Rd}} = \frac{k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{MB}} = \frac{1,41 \cdot 0,49 \cdot 0,43 \text{ kN/mm}^2 \cdot 33 \text{ mm} \cdot 11,5 \text{ mm}}{1,25} = 90,2 \text{ kN}$$

$$F_{b,\text{Rd}} = 90,2 \text{ kN} > F_{v,\text{Ed}} = 19,4 \text{ kN}$$

### Kontrola nosilnosti stebra v območju spoja

Izberem debelino čelne pločevine:

$$t_{\text{čp}} = 35 \text{ mm}$$

Steber:

$$t_f = 14 \text{ mm} \geq 0,5 \cdot t_{\text{čp}} = 0,5 \cdot 30 \text{ mm} = 15,0 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm} \geq 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 24 \text{ mm} = 19,2 \text{ mm}$$

$$t_{\text{čp}} = 35 \text{ mm} \geq d = 33 \text{ mm}$$

Potrebna je OJAČITEV. Pasnici stebra ojačam s pločevino.

Kontrola nosilnosti stojine stebra v območju spoja

$$b_s = t_f + 2 \cdot t_{\text{čp}} + 5 \cdot k = 1,4\text{cm} + 2 \cdot 3,5\text{cm} + 5 \cdot 1,91\text{cm} = 17,95\text{ cm}$$

$$k = t_f^{\text{HEA } 300} + \sqrt{2} \cdot a^{\text{zvar med stojino in pasnico}} = 1,4\text{cm} + \sqrt{2} \cdot 0,36\text{cm} = 1,91\text{ cm}$$

Stojina stebra v tlaku:

$$F_{c,Ed} = F_{\max} \cdot \sum \frac{r_i}{r_{\max}} = 534,8\text{ kN} \cdot \left( \frac{59,25\text{mm} + 159,25\text{mm} + 259,25\text{mm} + 359,25\text{mm}}{359,25\text{mm}} \right) = 1246,0\text{ kN}$$

Sila, ki jo prevzamejo ojačitve:

$$t_{o,1,1} \geq \frac{F_{c,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{b_s \cdot f_y} = \frac{1246\text{kN} \cdot 1,0}{17,95 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2} = 2,52\text{ cm}$$

Kontrola kompaktnosti prečne ojačitve:

$$t_{o,1,2} \geq \frac{b - t_w}{2 \cdot 15 \cdot \varepsilon} = \frac{30\text{cm} - 0,85\text{cm}}{2 \cdot 15 \cdot 0,924} = 1,05\text{ cm}$$

Izberem debelino pločevine:

$$t_{o,1} = 26\text{ mm.}$$

Stojina stebra v strigu

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{26,2\text{cm} \cdot 0,85\text{cm} \cdot 27,5\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 353,6\text{ kN}$$

Sila, ki jo prevzame ojačitev:

$$V_{Ed,p} = F_{c,Ed} - V_{pl,Rd} = 1246,0\text{kN} - 353,6\text{kN} = 892,4\text{ kN}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{pl,Rd} = \frac{h_w \cdot t_o \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$t_o \geq \frac{V_{ed,p} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{h_w \cdot f_y} = \frac{892,4 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{26,2 \cdot 27,5} = 2,15\text{ cm}$$

Izberem strižno ojačitev v stebri:

$$t_{o,2} = 22\text{ mm}$$

## 8 MEJNO STANJE UPORABNOSTI

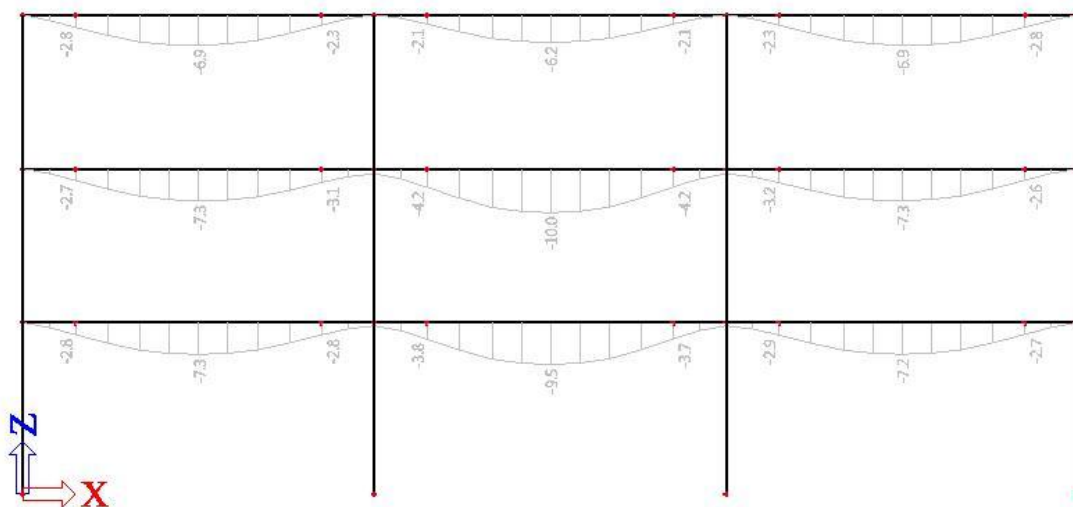
### 8.1 Pomiki pri mejnem stanju uporabnosti

Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti:

$$\Sigma G_{k,j} "+" \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} "+" \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \text{ (pogosta obtežna kombinacija)}$$

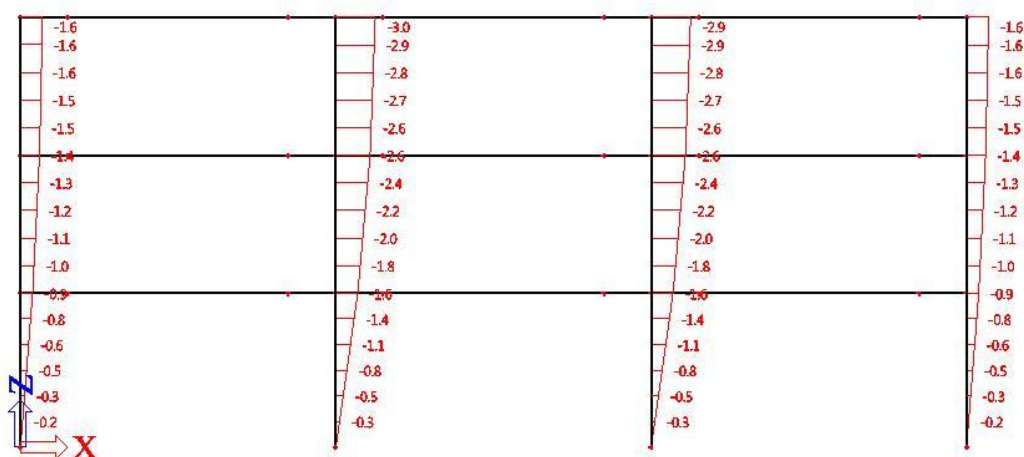
### 8.2 Kontrola pomikov v mejnem stanju uporabnosti

#### 8.2.1 Prečni okvir



Slika 27: Relativni pomiki prečk  $u_z$  [mm] za kritično obtežno kombinacijo MSU

$$u_{\max} = 10\text{mm} < L/250 = 32\text{mm}$$



Slika 28: Potek pomikov stebrov  $u_x$  [mm] prečnega okvirja za kritično obtežno kombinacijo MSU

Posamezna etaža:

$$u_1 = 1,6 \text{ mm} < h_1/300 = 3900/300 = 13,0 \text{ mm}$$

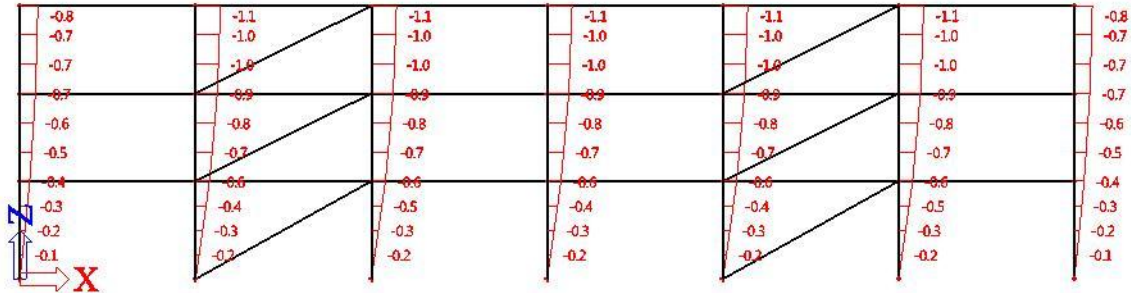
$$u_2 = 2,6 \text{ mm} - 1,6 \text{ mm} = 1,0 \text{ mm} < h_2/300 = 3500/300 = 11,7 \text{ mm}$$

$$u_3 = 3,0 \text{ mm} - 2,6 \text{ mm} = 0,4 \text{ mm} < h_2/300 = 3500/300 = 11,7 \text{ mm}$$

Celotna konstrukcija:

$$u = 3,0 \text{ mm} < H/500 = 10900/500 = 21,8 \text{ mm}$$

### 8.2.2 Vzdolžni okvir



Slika 29: Potek pomikov stebrov  $u_x$  [mm] vzdolžnega okvirja za kritično obtežno kombinacijo MSU

Posamezna etaža:

$$u_1 = 0,6 \text{ mm} < h_1/300 = 3900/300 = 13,0 \text{ mm}$$

$$u_2 = 0,9 \text{ mm} - 0,6 \text{ mm} = 0,3 \text{ mm} < h_2/300 = 3500/300 = 11,7 \text{ mm}$$

$$u_3 = 1,1 \text{ mm} - 0,9 \text{ mm} = 0,2 \text{ mm} < h_2/300 = 3500/300 = 11,7 \text{ mm}$$

Celotna konstrukcija:

$$u = 1,1 \text{ mm} < H/500 = 10900/500 = 21,8 \text{ mm}$$



## 9 POPIS MATERIALA

Preglednica 16: Popis materiala

POZ	OPIS	PREREZ/PROFIL	kg/m	DOLŽINA ELEMENTA [m]	ŠT. ELEMENTOV	MASA SKUPAJ [kg]
1	steber	OBET. HEA 300	92.8	11.1	10	10300.8
2	steber	OBET. HEA 300	92.8	12.1	18	20211.84
3	prim. nosilec	IPE 330	49.1	8	63	24746.4
4	sek. nosilec	IPE 330	49.1	7	180	61866
5	diagonale	SHS 180/180/10.0	52.5	7.8	8	3276
6	diagonale	SHS 140/140/8.0	32.7	7.8	8	2040.48
7	diagonale	SHS 120/120/6.3	22.1	8	8	1414.4

Celotna konstrukcija:

$\Sigma$  masa elementov: 122441,5 kg

zvari (1.5%): 1836,6 kg

vezna pločevina (10%) : 12244,1 kg

---

SKUPAJ 136522,3 kg

## 10 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem iteracijsko določil nosilno konstrukcijo tri-etažne stavbe tlorisnih dimenzij 42m x 24m. Posebnost objekta je, da je celotna konstrukcija v sovprežni izvedbi. Za končne dimenzije stebrov (polno obbetonirani HEA 300) je merodajen pogoj za doseg globalne duktilnosti  $\sum M_{pl,steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,prečka}$ . Ta pogoj velja na stiku steber-prečka. V analizi sem po ustaljeni metodi, na mestu podpore t.j. na stiku steber-prečka, v prečki predpostavil razpokan beton in nisem upošteval njegovega prispevka k plastični upogibni nosilnosti ( $M_{pl,prečka}$ ). V polju je beton upoštevan in je tako plastična upogibna nosilnost večja. Glavni nosilec obravnavanega objekta je sovprežni IPE 330. Razmerje med plastično upogibno nosilnostjo nad podporo in plastično upogibno nosilnostjo v polju za sovprežni IPE 330 je enako 0,72. Dodatna upogibna nosilnost stebra zaradi betona in razmerje upogibnih nosilnosti nad podporo in v polju delujeta ugodno pri izpolnitvi pogoja za doseg globalne duktilnosti ( $\sum M_{pl,steber} \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,prečka}$ ). Iz tega sledi da je ideja sovprežne konstrukcij za obravnavani objekt smiselna (iz vidika čim manjših dimenzij jeklenega dela prereza primarnih elementov nosilne konstrukcije).

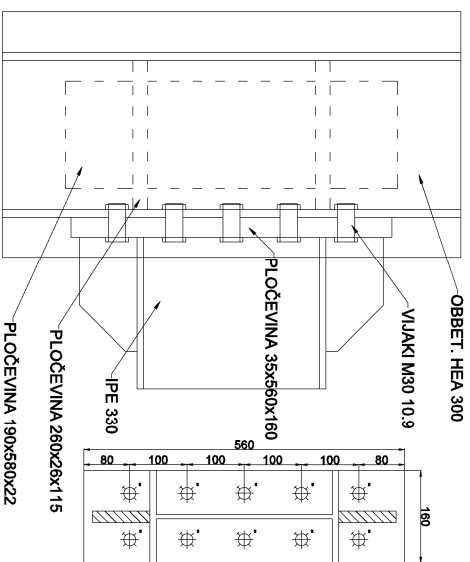
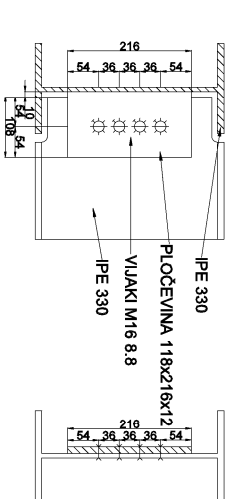
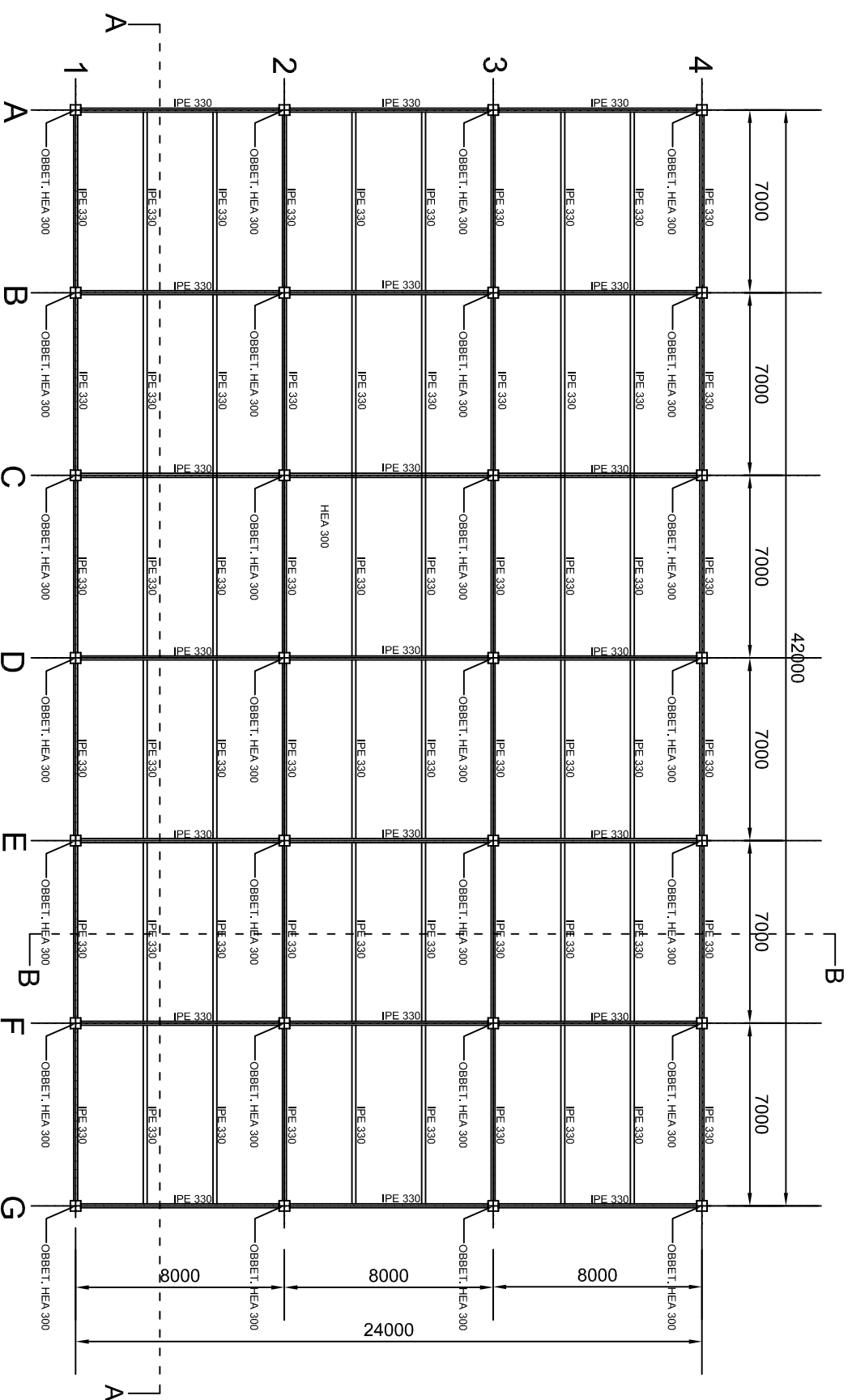
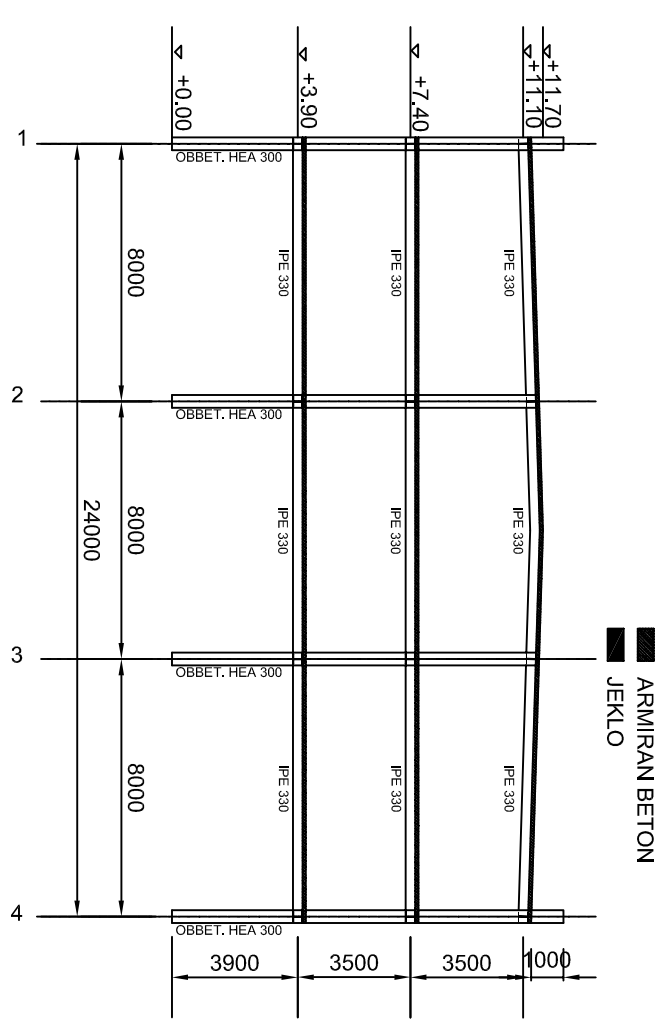
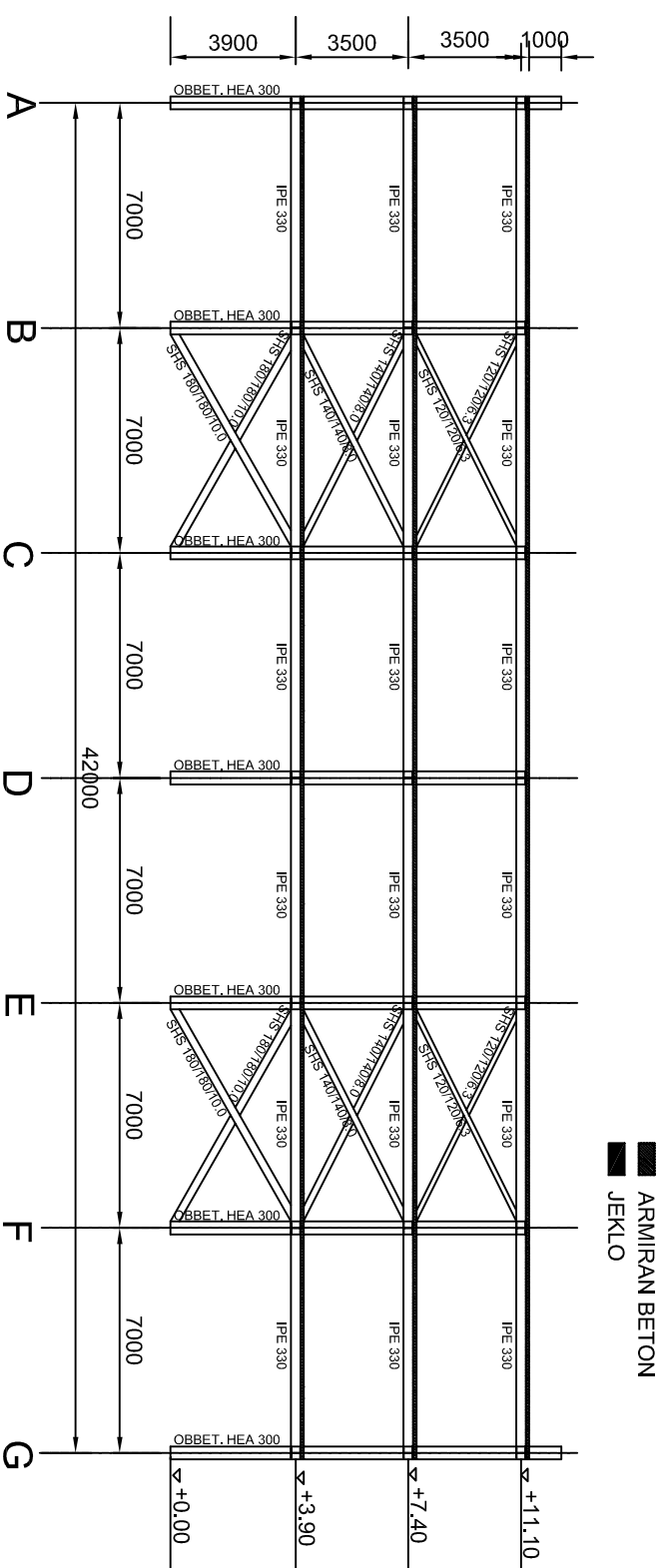
## **VIRI**

- [1] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [2] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
- [3] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.
- [4] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [5] SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [6] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [7] Beg, D., Pogačnik, A. 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcijpo evrokod standardih. 1. Ponatis. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Ta stran je namenoma prazna.

## **SEZNAM PRILOG**

**PRILOGA A: POZICIJSKI NAČRT in DVA DETAJLA**



**TRIEŤAŽNA POSLOVNA STAVBA**

projekt:

mentor:  
**prof. dr. Darko Beg**

naslov rišbe:

**TLORIS ETAŽ,  
PREREZA in DETAJLA  
SPOJEV (priloga A)**

somentor:  
asist. dr. Franc Sinur

avtor:  
**Blaž Rupnik**

merilo:  
1:250 in 1:25

datum:  
SEPTEMBER 2013

št. načrta  
D - 01

št. rišbe  
1