

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:

Žitko, G., 2014. Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Može, P.): 184 str.

Datum arhiviranja: 20-10-2014

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:

Žitko, G., 2014. Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Može, P.): 184 pp.

Archiving Date: 20-10-2014

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

**VISOKOŠOLSKI STROKOVNI  
ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE  
STOPNJE OPERATIVNO  
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

Diplomska naloga št.: 57/OG-MK

Graduation thesis No.: 57/OG-MK

**Mentor:**

**Predsednik komisije:**

. dr. u #

Ljubljana, 10. 07. 2014

## **STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## IZJAVA O AVTORSTVU

Spodaj podpisani Grega Žitko izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
»PROJEKT PET ETAŽNE JEKLENE POSLOVNE STAVBE«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 8. 6. 2014

Grega Žitko



## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.014.2(497.4)(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Grega Žitko</b>
<b>Mentor:</b>	<b>viš. pred. dr. Primož Može</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>diplomska naloga – visokošolski strokovni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>184 str., 25 pregl., 168 sl.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>jeklena konstrukcija, projektiranje, Evrokod standardi, statična analiza, modalna analiza, požarna analiza, čašasti temelj</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi je izdelana tehnična dokumentacija v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Narejen je statični izračun pet etažne jeklene poslovne stavbe v skladu s standardi Evrokod. Nosilna konstrukcija je zasnovana s prostorskimi okvirji, ki potekajo v vzdolžni in prečni smeri. Medetažna in strešna konstrukcija pa je zasnovana kot armirano betonska sovprežna plošča. Določene so stalne obtežbe, spremenljive obtežbe in neugodne obtežbe, ki jih upoštevamo pri dimenzioniranju. Izračun notranjih statičnih količin je narejen s programom Scia Engineer 2012. Dimenzioniranje nosilne konstrukcije je izvedeno z nelinearno globalno analizo z upoštevanjem teorije drugega reda in geometrijskih nepopolnosti za statične obremenitve. Za potresne obremenitve je izvedena modalna analiza s spektri odziva. Konstrukcija je projektirana po metodi načrtovanja nosilnosti za konstrukcije z visoko stopnjo duktilnosti. Dimenzionirani so še tipični spoji in pasovni temelji, ter izvedena požarna analiza za požarni razred R 60. V okviru diplomske naloge so izdelani tudi dispozicijski načrti in načrti detajlov tipičnih spojev.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

- UDC:** 624.014.2(497.4)(043.2)
- Author:** Grega Žitko
- Supervisor:** Sen. Lect. Primož Može, Ph.D.
- Title:** Structural design of a five storey office building made in steel
- Document type:** Graduation Thesis – Higher professional studies
- Scope and tools:** 184 p., 25 tab., 168 fig.
- Keywords:** steel structure, design, Eurocode standards, static analysis, modal analysis, fire analysis, pocket foundation

**Abstract**

The diploma thesis presents the technical documentation drawn up for the purposes of the project for building permit acquisition. The design of a five-storey office building was made in accordance with the Eurocode standards. The bearing structure is designed as steel space frames, which run in the longitudinal and transversal direction. Floor and roof structure is designed as a concrete composite slab. Permanent loads, variable loads, seismic and fire loads have been defined and considered in the design. The calculation of internal forces is made by means of the analysis and design software Scia Engineer 2012. The design of the bearing structure is performed by means of a non-linear global analysis by taking into account the second-order theory and geometrical imperfections. Modal response spectrum analysis was carried out in relation to seismic loads. The structure is designed in accordance with the capacity design rules for a high level of ductility. Further, typical joints and foundations have also been designed and fire analysis for fire resistance class R60 was carried out. Within the diploma thesis we have also made dispositional schemes and details of typical joints.

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se mentorju viš. pred. dr. Primožu Možetu za vse pripombe, napotke in naklonjen čas pri nastajanju diplomske naloge.

Zahvala gre tudi študijskim kolegom, ki so mi bili v času študija pripravljene vedno pomagati.

Prav tako se zahvaljujem za spodbudne besede in potrpežljivost družini, ki so me v času celotnega študija podpirali in mi finančno pomagali.

**KAZALO VSEBINE**

1 UVOD .....	1
2 TEHNIČNO POROČILO .....	3
2.1 Splošno .....	3
2.2 Zasnova .....	3
2.3 Konstrukcijski elementi in uporabljeni materiali .....	3
2.3.1 Stebri .....	3
2.3.2 Primarni nosilci .....	3
2.3.3 Sekundarni sovprežni nosilci .....	4
2.3.4 Sovprežna plošča .....	4
2.3.5 Fasada .....	4
2.3.6 Spoji .....	4
2.3.7 Temelji .....	4
2.4 Obtežbe .....	5
2.5 Globalna analiza konstrukcije .....	5
2.6 Uporabljeni standardi .....	5
2.7 Izdelava in montaža .....	6
2.8 Protipožarna zaščita .....	7
2.9 Protikorozijska zaščita .....	7
3 ZASNOVA KONSTRUKCIJE .....	8
4 OBTEŽBA NA KONSTRUKCIJO .....	10
4.1 Stalna obtežba .....	10
4.1.1 Ravna pohodna streha .....	10
4.1.2 Medetažna konstrukcija ( I, II, III, IV) .....	11
4.1.3 Fasadna konstrukcija .....	11
4.2 Koristna obtežba .....	12
4.3 Obtežba snega .....	15
4.4 Obtežba vetra .....	17
4.4.1 Osnovna hitrost vetra .....	17
4.4.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra .....	18
4.4.3 Tlak vetra na ploskve objekta .....	20
4.4.4 Kombinacija notranjih in zunanjih tlakov vetra za obe smeri (simetrija) .....	24
4.4.5 Učinek trenja vetra .....	25
4.5 Potresna obtežba .....	26
5. FASADNA PODKONSTRUKCIJA .....	27
5.1 Fasadna podkonstrukcija bočne in čelne fasade – ovoj objekta .....	28
5.1.1 Osnovni podatki .....	28

5.1.2 Obtežbe na fasadne stebre .....	29
5.1.3 Dimenzioniranje .....	29
5.1.4 Kontrole .....	35
5.2 Fasadna podkonstrukcija bočne in čelne fasade – atrij objekta .....	40
<b>6 MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA .....</b>	<b>41</b>
6.1 Zasnova medetažne konstrukcije .....	41
6.2 Sovprežna plošča .....	41
6.2.1 Zasnova sovprežne plošče .....	42
6.2.2 Osnovni podatki .....	43
6.2.3 Obtežbe medetažne konstrukcije .....	43
6.2.4 Profilirana jeklena pločevina v fazi betoniranja .....	44
6.2.5 Kontrole sovprežne plošče v končnem stanju .....	44
6.2.6 Dimenzioniranje potrebne armature za sovprežno ploščo .....	46
6.3 Sekundarni sovprežni nosilec .....	47
6.3.1 Zasnova sovprežnega nosilca .....	47
6.3.2 Osnovni podatki .....	48
6.3.3 Obtežbe sekundarnega sovprežnega nosilca .....	49
6.3.4 Faza gradnje (montažno stanje) .....	50
6.3.5 Končno stanje – MSN (plastična analiza) .....	53
6.3.6 Kontrola pomikov (MSU) .....	61
<b>7 STATIČNA ANALIZA NOSILNEGA SISTEMA .....</b>	<b>62</b>
7.1 Osnovni podatki .....	63
7.2 Obtežbe na konstrukcijo .....	63
7.3 Obtežne kombinacije .....	65
7.3.1 Mejno stanje nosilnosti .....	65
7.3.2 Mejno stanje uporabnosti .....	66
7.4 Nadomestna globalna nepopolnost .....	67
7.5 Dimenzioniranje .....	68
7.6 Kontrole .....	77
7.6.1 Kontrola napetosti .....	77
7.6.2 Kontrola pomikov .....	77
7.6.3 Kontrola reakcij .....	78
<b>8 POTRESNA ANALIZA KONSTRUKCIJE .....</b>	<b>80</b>
8.1 Osnovni podatki za potresno analizo .....	80
8.2 Globalna analiza .....	82
8.2.1 Faktor obnašanja .....	82
8.2.2 Spekter pospeškov .....	83
8.2.3 Nihajni čas .....	84
8.3 Material .....	88

8.4 Globalna duktilnost .....	89
8.5 Vplivi torzije .....	89
8.6 Projektno potresno stanje - kombinacije .....	91
8.7 Kontrola vpliva teorije drugega reda .....	99
8.8 Dimenzioniranje prečke .....	104
8.8.1 Notranje sile v prečkah.....	104
8.8.2 Kontrole .....	108
8.9 Dimenzioniranje stebrov .....	111
8.9.1 Faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza.....	112
8.9.2 Notranje sile v stebrih z upoštevanjem kombinacije potresnih vplivov v obeh smereh.....	113
8.9.3 Kontrole .....	116
8.10 Kontrola poškodb (kontrola relativnih pomikov etaž).....	122
9 TIPIČNI SPOJI.....	125
9.1 Momentni spoj med prečko IPE 450 in stebrom 2·HEA 900 .....	125
9.1.1 Osnovni podatki .....	125
9.1.2 Obremenitev spoja .....	126
9.1.3 Zasnova spoja.....	127
9.1.4 Število in razporeditev vijakov .....	127
9.1.5 Kontrola nosilnosti spoja .....	128
9.2 Momentni spoj med prečko IPE 400 in stebrom 2·HEA 800 .....	134
9.2.1 Osnovni podatki .....	134
9.2.2 Obremenitev spoja .....	135
9.2.3 Zasnova spoja.....	136
9.2.4 Število in razporeditev vijakov .....	136
9.2.5 Kontrola nosilnosti spoja .....	137
9.3 Členkasti spoj med sekundarnim sovprežnim nosilcem in prečko primarnega nosilca .....	143
9.3.1 Osnovni podatki .....	143
9.3.2 Obremenitev spoja .....	144
9.3.3 Zasnova spoja.....	144
9.3.4 Kontrola nosilnosti spoja .....	144
9.4 Momentni spoj stebra na temelj – čašasti temelj.....	150
9.4.1 Osnovni podatki .....	150
9.4.2 Obremenitev spoja .....	151
9.4.3 Zasnova spoja.....	151
9.4.4 Dimenzioniranje čašastega temelja .....	152
9.4.5 Kontrole čašastega temelja .....	153
10 DIMENZIONIRANJE TEMELJEV .....	157
10.1 Dimenzioniranje temeljev glede na obremenitve iz stat. analize nosilnega sistema .....	157
10.1.1 Zasnova temeljev .....	157

---

10.1.2 Obremenitve na temelje .....	158
10.1.3 Kontrola nosilnosti temeljnih tal .....	159
10.2 Dimenzioniranje temeljev glede na obremenitve iz potresne analize konstrukcije...	161
10.2.1 Zasnova temeljev .....	161
10.2.2 Obremenitve na temelje .....	161
10.2.3 Kontrola nosilnosti temeljnih tal .....	163
10.3 Dimenzioniranje potrebne armature za temelje.....	165
11 POŽARNA ANALIZA.....	168
11.1 Mehanski vplivi v času požara .....	168
11.2 Požarna analiza jeklene prečke IPE 450 .....	168
11.2.1 Obremenitve .....	169
11.2.2 Požarna odpornost prečke IPE 450 - kontrole .....	169
11.3 Požarna analiza jeklenega stebra 2·HEA 900.....	172
11.3.1 Obremenitve .....	172
11.3.2 Požarna odpornost jeklenega stebra 2·HEA 900 - kontrole.....	172
11.4 Požarna analiza sovprežne plošče .....	175
11.4.1 Obremenitve .....	175
11.4.2 Geometrijski parametri in območja uporabe .....	176
11.4.3 Požarna odpornost sovprežne plošče - kontrole.....	176
11.5 Požarna analiza sekundarnega sovprežnega nosilca .....	178
11.5.1 Obremenitve .....	179
11.5.2 Požarna odpornost sekundarnega sovprežnega nosilca .....	179
12 ZAKLJUČEK .....	181

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe .....	12
Preglednica 2: Oblikovni koeficient obtežbe snega .....	16
Preglednica 3: Geometrijski podatki področij navpičnih sten .....	22
Preglednica 4: Koeficienti zunanjega tlaka in zunanji tlak vetra na navpične stene .....	22
Preglednica 5: Geometrijski podatki področij ravne strehe .....	23
Preglednica 6: Koeficienti zunanjega tlaka in zunanji tlak vetra na ravno streho .....	23
Preglednica 7: Koeficienti notranjega tlaka in notranji tlak vetra .....	24
Preglednica 8: Skupno delovanje zunanjega tlaka na navpične stene in pozitivnega notranjega tlaka .....	24
Preglednica 9: Skupno delovanje zunanjega tlaka na navpične stene in negativnega notranjega tlaka .....	25
Tabela 10: Skupno delovanje zunanjega tlaka na ravno streho in pozitivnega notranjega tlaka .....	25
Preglednica 11: Skupno delovanje zunanjega tlaka na ravno streho in negativnega notranjega tlaka .....	25
Preglednica 12: Zgornje omejitve $k_t, \max$ za redukcijski koeficient $k_t$ .....	56
Preglednica 13: Tip tal in vrednosti njenih parametrov .....	81
Preglednica 14: Vrednosti koeficientov $\varphi$ in $\Psi_{2i}$ .....	84
Preglednica 15: Vrednosti izračuna naključne torzije po etažah .....	91
Preglednica 16: Kontrole TDR za različne dimenzije elementov .....	100
Preglednica 17: Primerjava teže izseka konstrukcije za kombinacijo 3 in 5 .....	101
Preglednica 18: Vpliv teorije drugega reda na posamezne okvirje .....	103
Preglednica 19: Nosilnost prečnih prerezov najbolj obremenjenih stebrov na tlak in upogib .....	122
Preglednica 20: Vrednosti faktorja dodatne nosilnosti za dimenzioniranje temeljev .....	162
Preglednica 21: Največje vrednosti obremenitve, ki delujejo na pasovni temelj .....	163
Preglednica 22: Požarna odpornost prečke IPE 400 .....	171
Preglednica 23: Požarna odpornost stebra 2*HEA 800 .....	175
Preglednica 24: Koeficienti za določitev požarne odpornosti z upoštevanjem požarne izolacije .....	177
Preglednica 25: Koeficienti za določitev temperature v dodatni armaturi v rebro .....	178



**KAZALO SLIK**

Slika 1: Čelni pogled nosilne konstrukcije .....	8
Slika 2: Bočni pogled nosilne konstrukcije.....	8
Slika 3: Tlorisni pogled nosilne konstrukcije .....	9
Slika 4: Ravna pohodna streha .....	10
Slika 5: Medetažna konstrukcija.....	11
Slika 6: Fasadna konstrukcija .....	11
Slika 7: Prikaz koristne obtežbe pritličja .....	13
Slika 8: Prikaz koristne obtežbe 1. nadstropja.....	13
Slika 9: Prikaz koristne obtežbe 2. nadstropja.....	14
Slika 10: Prikaz koristne obtežbe 3. nadstropja.....	14
Slika 11: Prikaz koristne obtežbe 4. nadstropja.....	15
SLIKA 12: Karta obtežbe snega na tleh v Sloveniji po conah (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008.) .....	16
Slika 13: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2008. str.5) .....	18
Slika 14: Faktor hrapavosti terena v odvisnosti od višine .....	19
Slika 15: Razporeditev tlakov po višini stavbe.....	21
Slika 16: Razdelitev navpičnih sten na področja .....	22
Slika 17: Razdelitev ravne strehe na področja .....	23
Slika 18: Delovanje notranjih in zunanjih tlakov na ploskve (SIST EN 1991-1-4; 2005 5.2(3) slika 5.1) .....	24
Slika 19: Shematski prikaz ploskev objekta za izračun učinka trenja vetra.....	26
Slika 20: Zasnova fasadne podkonstrukcije .....	27
Slika 21: Statični model fasadnega stebra .....	28
Slika 22: Primeri obtežb za fasadni steber .....	29
Slika 23: Kombinacije obtežb za fasadni steber .....	30
Slika 24: Stalna obtežba $G$ [kN/m] fasadnega stebra .....	30
Slika 25: Obtežba vetra na fasadni steber; veter pritisk $V_p$ [kN/m] in veter srk $V_s$ [kN/m] .....	31
Slika 26: Osne sile $N$ [kN] za fasadni steber; $MSN\_veter\_p$ in $MSN\_veter\_s$ .....	31
Slika 27: Prečne sile $V_z$ [kN] za fasadni steber; $MSN\_veter\_p$ in $MSN\_veter\_s$ .....	32
Slika 28: Upogibni momenti $M_y$ [kNm] za fasadni steber; $MSN\_veter\_p$ in $MSN\_veter\_s$ ..	32
Slika 29: Vsota reakcij stalne obtežbe za fasadni steber $R_z$ [kN].....	33

Slika 30: Vsota reakcij obt. vetra za fasadni steber; veter pritisk $R_{x,p}$ [kN], veter srk $R_{x,s}$ [kN]	33
Slika 31: Pomiki $u_z$ [mm] za fasadni steber; $MSU\_veter\_p$ in $MSU\_veter\_s$	34
Slika 32: Von Mises-ove napetosti [MPa] za fasadni steber; $ovoj\_MSN$	34
Slika 33: Izkoriščenost fasadnega stebra; $ovoj\_MSN$	35
Slika 34: Geometrija sovprežne stropne plošče s profilirano pločevino	41
Slika 35: Potek reber pločevine in armature	42
Slika 36: Dimenzije izbrane profilirane pločevine ComFlor 51	43
Slika 37: Plastična razporeditev napetosti v sovprežni plošči	44
Slika 38: Geometrijske karakteristike sovprežne plošče	45
Slika 39: Prečni in vzdolžni prerez sovprežnega nosilca	47
Slika 40: Geometrija čepa	49
Slika 41: Bočno podpiranje v času gradnje	52
Slika 42: Sodelujoča širina	53
Slika 43: Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca	54
Slika 44: Plastična razporeditev napetosti v sovprežnem nosilcu	55
Slika 45: Redukcija projektne strižne nosilnosti čepov z glavo v kombinaciji s profilirano pločevino	57
Slika 46: Razdalja med čepi v smeri strižne sile	58
Slika 47: Razdalja od središča čepa do konca pločevine	59
Slika 48: Značilna površina strižne porušitve plošče s profilirano jekleno pločevino	60
Slika 49: Računski 3D model nosilne konstrukcije iz programa Scia Engineer 2012	62
Slika 50: Primeri razporeditve koristne obtežbe	64
Slika 51: Nadomestne globalne nepopolnosti	67
Slika 52: Robni pogoji v računskem modelu	69
Slika 53: Shematski prikaz lege obravnavanega prostorskega okvirja 6 – 6 znotraj celotne konstrukcije	69
Slika 54: Primeri obtežb pri statični analizi	70
Slika 55: Linearne in nelinearne kombinacije obtežb pri statični analizi	70
Slika 56: Zasnova prostorskega okvirja 6 – 6, statična analiza	71
Slika 57: Stalna obtežba $G$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza,	71
Slika 58: Koristna obtežba $Q$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza,	71
Slika 59: Koristna obtežba $Q_1$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza	72
Slika 60: Koristna obtežba $Q_2$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza	72

Slika 61: Obtežba snega $S$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza.....	72
Slika 62: Obtežba vetra $W_x$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza .....	73
Slika 63: Obtežba $W_y$ [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza .....	73
Slika 64: Osne sile $N$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj_nelinearno_MSN...	74
Slika 65: Prečne sile $V_z$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj_nelinearno_MSN	74
Slika 66: Upogibni momenti $M_y$ [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj_nelinearno_MSN.....	75
Slika 67: Navpični pomiki $u_z$ [mm]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj_nelinearno_MSU.....	75
Slika 68: Vodoravni pomiki $u_x$ [mm]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj_nelinearno_MSN.....	76
Slika 69: Von Mises-ove napetosti [MPa]; prostorski okvir 6 – 6, stat. analiza, ovoj_nelinearno_MSN.....	76
Slika 70: Izkoriščenost jekla prostorskega okvirja 6 – 6, statična analiza, ovoj_nelinearno_MSN.....	76
Slika 71: Največje Von – Misesove napetosti .....	77
Slika 72: Največji pomiki konstrukcijskih elementov pri statični analizi; ovoj_nelinearno_MSN .....	77
Slika 73: Rezultante reakcij za obtežbe pri statični analizi.....	78
Slika 74: Karta projektnege pospeška tal (Arso 2001).....	81
Slika 75: Elastični in projektni spekter za potresni vpliv.....	84
Slika 76: Masne skupine in njihove kombinacije.....	85
Slika 77: Podane mase na konstrukcijo; Stalna obtežba .....	85
Slika 78: Podane mase na konstrukcijo; Koristna obtežba .....	86
Slika 79: Nihajni čas konstrukcije .....	86
Slika 80: Sodelujoče modalne mase .....	87
Slika 81: Prva nihajna oblika konstrukcije, translacijska v smeri X .....	87
Slika 82: Peta nihajna oblika konstrukcije, translacijska v smeri X .....	88
Slika 83: Prikaz razporeditve in nanosa torzijskega momenta v 1 etaži.....	90
Slika 84: Zasnova prostorskega okvirja 6 – 6, potres_gravitacijski .....	91
Slika 85: Primeri obtežb pri neseizmični potresni analizi .....	92
Slika 86: Kombinacije obtežb pri neseizmični potresni analizi .....	92
Slika 87: Osne sile $N$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres_gravitacijski, MSN1 .....	92
Slika 88: Prečne sile $V_z$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres_gravitacijski, MSN1 .....	93
Slika 89: Upogibni momenti $M_y$ [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, potres_gravitacijski, MSN1 ....	94

Slika 90: Obtežba potresa v smeri X .....	94
Slika 91: Osne sile $N$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres_gravitacijski, MSN1 .....	95
Slika 92: Prečne sile $V_z$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres_seizmični .....	95
Slika 93: Upogibni momenti $M_y$ [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, potres_seizmični.....	96
Slika 94: Vodoravni pomiki $u_x$ [mm]; prostorski okvir 6 – 6, potres_seizmični .....	96
Slika 95: Obtežba torzije .....	97
Slika 96: Osne sile $N$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres_torzija.....	97
Slika 97: Prečne sile $V_z$ [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres_torzija .....	98
Slika 98: Upogibni momenti $M_y$ [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, potres_torzija.....	99
Slika 99: Vodoravni pomiki $u_x$ [mm]; prostorski okvir 6 – 6, potres_torzija .....	99
Slika 100: Izsek konstrukcije za primerjalno analizo.....	101
Slika 101: Max. upogibni mom. v prečki $M_{Ed}$ [kNm]; etaža 1, Element B 278, prost. okvir 6-6 .....	104
Slika 102: Max. osne sile v prečki $N_{Ed}$ [kN]; etaža 1, Element B 251, prostorski okvir 1 - 1	105
Slika 103: Max. prečne sile v prečki $V_{Ed}$ [kN]; etaža 1, Element B 259, prostorski okvir 3 - 3 .....	105
Slika 104: Max. upogibni mom. v prečki $M_{Ed}$ [kNm]; etaža 2, Element B 299, prost. okvir 2-2 .....	105
Slika 105: Max. osne sile v prečki $N_{Ed}$ [kN]; etaža 2, Element B 288, prostorski okvir 1 - 1	105
Slika 106: Max. prečne sile v prečki $V_{Ed}$ [kN]; etaža 2, Element B 307, prostorski okvir 4 - 4 .....	106
Slika 107: Max. upogibni mom. v prečki $M_{Ed}$ [kNm]; etaža 3, Element B 365, prost. okvir 1-1 .....	106
Slika 108: Max. osne sile v prečki $N_{Ed}$ [kN]; etaža 3, Element B 330, prostorski okvir 1 - 1	106
Slika 109: Max. prečne sile v prečki $V_{Ed}$ [kN]; etaža 3, Element B 359, prostorski okvir 5 - 5 .....	106
Slika 110: Max. upogibni mom. v prečki $M_{Ed}$ [kNm]; etaža 4, Element B 407, prost. okvir 6-6 .....	107
Slika 111: Max. osne sile v prečki $N_{Ed}$ [kN]; etaža 4, Element B 377, prostorski okvir 1 - 1	107
Slika 112: Max. prečne sile v prečki $V_{Ed}$ [kN]; etaža 4, Element B 391, prostorski okvir 4 - 4 .....	107
Slika 113: Max. upogibni mom. v prečki $M_{Ed}$ [kNm]; etaža 5, Element B 421, prost. okvir 2-2 .....	108
Slika 114: Max. osne sile v prečki $N_{Ed}$ [kN]; etaža 5, Element B 419, prostorski okvir 1 - 1	108
Slika 115: Max. prečne sile v prečki $V_{Ed}$ [kN]; etaža 5, Element B 427, prostorski okvir 3 - 3 .....	108

Slika 116: Max. osne sile v stebru $N_{Ed}$ [kN]; Element B 30, prostorski okvir 5 - 5 .....	113
Slika 117: Prip. upogibni moment v stebru $M_{Ed}$ [kNm]; Element B 30, prostorski okvir 5 – 5 .....	114
Slika 118: Max. upogibni moment v stebru $M_{Ed}$ [kNm]; Element B 4, prostorski okvir 1 – 1 .....	115
Slika 119: Prip. osne sile v stebru $N_{Ed}$ [kN]; Element B 4, prostorski okvir 1 - 1.....	115
Slika 120: Max. prečne sile v stebru $V_{Ed}$ [kN]; Element B 46, prostorski okvir 7 - 7 .....	116
Slika 121: Največji vodoravni pomiki $u_x$ zaradi potresnih vplivov; prostorski okvir 1 – 1.....	124
Slika 122: Največji vodoravni pomiki $u_x$ zaradi vplivov torzije; prostorski okvir 1 – 1.....	124
Slika 123: Momentni spoj vmesni steber 2·HEA 900 in prečke IPE 450 (Tekla Structure 18) .....	125
Slika 124: Zasnova momentnega spoja med prečko IPE 450 in stebrom 2·HEA 900.....	127
Slika 125: Razporeditev vijakov in prikaz razmakov pri momentnem spoju prečka in steber .....	128
Slika 126: Prezem koncentrirane sile v stebru s prečno ojačitvijo na efektivni širini.....	130
Slika 127: Določitev porušnih linij $y_c$ .....	131
Slika 128: Direktna bočna podpora spodnje in zgornje pasnice nosilca IPE 450 .....	132
Slika 129: Prikaz zvarov v ravnini.....	133
Slika 130: Momentni spoj vmesni steber 2·HEA 800 in prečke IPE 400 (Tekla Structure 18) .....	134
Slika 131: Zasnova momentnega spoja med prečko IPE 400 in stebrom 2xHEA 800 .....	136
Slika 132: Razporeditev vijakov in prikaz razmakov pri momentnem spoju prečka in steber .....	137
Slika 133: Prezem koncentrirane sile v stebru s prečno ojačitvijo na efektivni širini.....	139
Slika 134: Določitev porušnih linij $y_c$ .....	140
Slika 135: Direktna bočna podpora spodnje in zgornje pasnice nosilca IPE 400 .....	141
Slika 136: Prikaz zvarov v ravnini.....	142
Slika 137: Členkasti spoj med prečko IPE 450 in prečko IPE 300 (Tekla Structure 18).....	143
Slika 138: Zasnova členkastega spoja sekundarnega sovprežnega nosilca na prečko primarnega nosilca .....	144
Slika 139: Zasuk sekundarnega sovprežnega nosilca IPE 300 .....	145
Slika 140: Raznos obtežbe na vijaka .....	146
Slika 141: Prerez vezne pločevine na mestu oslabitve.....	148
Slika 142: Strižni iztrg vijakov.....	149
Slika 143: Prerez sekundarnega sovprežnega nosilca na mestu oslabitve.....	149
Slika 144: Zasnova čašastega temelja.....	151

Slika 145: Določitev višine (Hettler).....	152
Slika 146: Razporeditev napetosti v čaši (Hettler) .....	152
Slika 147: Kontrola stene čašastega temelja .....	154
Slika 148: Upogibne obremenitve $M_y$ [kNm] v steni čaše zgoraj .....	154
Slika 149: Dimenzioniranje armature v steni čaše zgoraj s programom DIAS .....	155
Slika 150: Upogibne obremenitve $M_y$ [kNm] v steni čaše spodaj .....	155
Slika 151: Dimenzioniranje armature v steni čaše spodaj s programom DIAS.....	156
Slika 152: Pomik stene čaše $u_z$ [mm] .....	156
Slika 153: Zasnova temeljev glede na obremenitve iz statične analize (tloris).....	157
Slika 154: Prikaz dimenzij temeljev v 3D obliki (Tekla Structure 18).....	158
Slika 155: Podana obtežba na temelje; statična analiza.....	158
Slika 156: Kontaktne napetosti pasovnih temeljev $q$ [kN/m]; stat. analiza.....	160
Slika 157: Kontaktne napetosti temeljev na območju razširitve $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]; stat. analiza .....	160
Slika 158: Kontaktne napetosti pasovnih temeljev $q$ [kN/m]; potres, smer X.....	164
Slika 159: Kontaktne napetosti temeljev na območju razširitve $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]; potres, smer X..	164
Slika 160: Preliminarni izračun spodnje in zgornje armature v pasovnih temeljih .....	165
Slika 161: Preliminarni izračun zgornje armature v temeljih na območju razširitve .....	166
Slika 162: Preliminarni izračun spodnje armature v temeljih na območju razširitve .....	167
Slika 163: Največje obremenitve jeklene prečke; statična analiza .....	169
Slika 164: Največje obremenitve jeklenega stebra; statična analiza .....	172
Slika 165: Geometrijski karakteristike sovprežne plošče za požarno analizo.....	176
Slika 166: Položaj dodatne vzdolžne armature v sovprežni plošči .....	177
Slika 167: Plastična razporeditev napetosti v sovprežni plošči pri požarnem razredu R 60	178
Slika 168: Plastična razporeditev napetosti v sovprežnem nosilcu pri požarnem razredu R 60	179

## 1 UVOD

Slovenija ima tradicijo glede proizvodnje jekla, kovinskopredelovalne industrije in vseh panog, povezanih z njimi. Uporaba jeklenih konstrukcij v Sloveniji že vrsto let nenehno narašča. V preteklih letih je bila uporaba jeklenih konstrukcij večinoma omejena le na industrijske in trgovske objekte, v zadnjih nekaj letih pa je opaziti porast gradenj jeklenih konstrukcij na področju poslovnih in športnih objektov, posebno na področju več etažnih objektov, za katere je ta tip konstrukcije zelo primeren.

Uporaba jekla v gradbeništvu omogoča velike arhitekturne možnosti, naročniku in načrtovalcu zagotavlja številne dobre lastnosti in prednosti:

- atraktivnost in hkrati ekonomičnost (enostavna in hitra izvedba),
- doseganje velikih razponov brez vmesnih podpor,
- majhna teža konstrukcije, odlično razmerje med nosilnostjo in težo znižuje stroške temeljenja,
- večji del konstrukcije se izdelava v delavnici, kar zmanjša stroške, izboljša kakovost in točnost izdelave,
- možna gradnja skupaj z armiranim betonom (odlične lastnosti sovprežnih elementov),
- odlična prilagodljivost med samo gradnjo (možnost vključevanja velikih odprtih za okna in vrata, možnost spremembe poteka inštalacij, spoji se lahko razstavijo in ponovno sestavijo v želeni obliki, v primeru povečanja obtežbe se lahko enostavno ojačajo posamezni nosilni elementi, enostavna adaptacija v prihodnosti),
- dolga življenjska doba, enostavno vzdrževanje,
- prijazen material do okolja, možnost ponovne uporabe in reciklaže jekla.

V okviru diplomske naloge smo obravnavali pet etažno jekleno poslovno stavbo, kvadratne tlorisne oblike z atrijem na sredini. Zastavljeni cilj diplomske naloge je bila izdelava tehnične dokumentacije v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD). Namen diplomske naloge je prikazati celoten potek in metode za projektiranje in dimenzioniranje jeklene konstrukcije in posameznih elementov po standardih Evrokod.

Jekleno konstrukcijo projektiramo in dimenzioniramo s programom Scia Engineer 2012. V programu naredimo računalniški model fasadnega stebrička, 3D model temeljev in 3D modele za analizo stavbe na statične in potresne obremenitve. Za izdelavo slik, dispozicijskih načrtov in načrtov spojev uporabimo računalniški program AutoCad 2012. Izrišemo tudi 3D konstrukcijo v programu Tekla Structures 18.

Diplomska naloga vsebuje poleg uvoda še 11 poglavij. V začetnih poglavjih predstavimo osnovne podatke o konstrukciji, uporabljene materiale in zasnovo stavbe. Nato določimo vplive na konstrukcijo, kot so stalni vplivi, spremenljivi vplivi in neugodni vplivi. Po izbrani zasnovi in določenih vplivih začnemo z dimenzioniranjem elementov. Najprej dimenzioniramo fasadno podkonstrukcijo in medetažno konstrukcijo (sovprežno ploščo in sovprežni nosilec). Na podlagi določenih vplivov in izbranih fasadnih ter medetažnih

elementov se lotimo dimenzioniranja konstrukcije. Za dimenzioniranje konstrukcije se izvedeta dva računski 3D modela, kjer v prvem obravnavamo nelinearno statično globalno analizo za statične obremenitve in v drugem modalno analizo s spektri odziva za potresne obremenitve. Nato sledi izračun tipičnih spojev. V zaključnih poglavjih prikažemo dimenzioniranje temeljev za statične in potresne obremenitve, ter požarno analizo s katero preverimo požarno odpornost konstrukcijskih elementov za požarni razred R 60. V zadnjem poglavju predstavimo svoje ugotovitve in zaključke diplomske naloge.



## 2 TEHNIČNO POROČILO

### 2.1 Splošno

Izdelana je tehnična dokumentacija v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD). Poslovna stavba je simetrična, kvadratne tlorisne oblike dimenzij  $48,0\text{ m} \cdot 48,0\text{ m}$  in višine  $18,8\text{ m}$ . Na sredini stavbe poteka atrij dimenzij  $16,0\text{ m} \cdot 16,0\text{ m}$ . Poslovna stavba ima pet etaž, kjer je pritličje namenjeno trgovski dejavnosti, nadstropja pa poslovni dejavnosti (pisarne, sejne sobe). Stavba vsebuje tudi štiri betonska jedra, kjer se v vsakem nahaja dvigalo in betonsko stopnišče. Betonska jedra so dilatirana in ločena od ostale konstrukcije. Objekt je nepodkleten.

### 2.2 Zasnova

Konstrukcija je sestavljena iz sedem prostorskih okvirjev, ki potekajo v vzdolžni in prečni smeri. Prostorski okvirji so razporejeni na medsebojni razdalji  $8,0\text{ m}$ , njihove sistemske dolžine znašajo  $6 \cdot 8,0\text{ m} = 48\text{ m}$ . Prostorske okvirje sestavljajo križni stebri 2-HE 800 in 2-HEA 900, ki so med seboj togo povezani z primarnimi nosilci IPE 450 (medetaže) in IPE 400 (ravna streha). Medetažna konstrukcija je sovprežna plošča debeline  $12\text{ cm}$ , podprta s sovprežnimi sekundarnimi nosilci IPE 300, ki so členkasto priključeni na primarne nosilce. Etažna višina pritličja znaša  $4,0\text{ m}$ , etažne višine etaž 2-5 pa znašajo  $3,7\text{ m}$ . Streha je ravna pohodna v naklonu  $2\%$ . Konstrukcija je po višini pravilna. Konstrukcija je sposobna sipati potresno energijo. Potresno obtežbo v prečni in vzdolžni smeri prevzamejo prostorski okvirji, faktor obnašanja znaša  $q = 6,5$ .

### 2.3 Konstrukcijski elementi in uporabljeni materiali

#### 2.3.1 Stebri

Jekleno konstrukcijo sestavljajo križni stebri iz vroče valjanih jeklenih profilov. Stebri so momentno priključeni na temelje in potekajo po celotni višini stavbe v dveh delih, zaradi prevoza in zaradi ekonomičnosti. Stebri 2-HEA 900 potekajo do višine  $9,3\text{ m}$ , naprej pa stebri 2-HEA 800 do končne višine  $18,8\text{ m}$ . Stebri v vseh prostorskih okvirjih so enakih dimenzij in kvalitete S 275.

#### 2.3.2 Primarni nosilci

Primarni nosilci so momentno priključeni na stebre. Za primarne nosilce izberemo vroče valjane jeklene profile IPE 450 v etažah od 1 do 4 in profile IPE 400 v 5 etaži (ravni strehi). Vsi primarni nosilci so kvalitete S 275. V njih se predpostavi sipanje potresne energije in razvoj plastičnega členka. Upoštevamo načela potresno odpornega projektiranja.

### 2.3.3 Sekundarni sovprežni nosilci

Sekundarni sovprežni nosilci so členkasto priključeni na primarne nosilce in potekajo v prečni in vzdolžni smeri stavbe po sistemu šahovnice. Služijo kot nosilna konstrukcija sovprežni plošči. V dolžino merijo 8 m in so medsebojno oddaljeni 2,67 m. Glede na obremenitve in dovoljene pomike se izberejo vroče valjani profili IPE 300, kvalitete S 275.

### 2.3.4 Sovprežna plošča

Izbere se sovprežna plošča debeline 12 cm. Za njeno izvedbo se uporabi jekleno profilirano pločevino ComFlor 51, debeline  $t = 0,86$  mm in kvalitete S 350,  $f_y = 35,0$  kN/m<sup>2</sup>. Za strižno povezavo med sovprežno ploščo in jeklenim nosilcem se uporabijo čepi Nelson  $\varnothing 19$ , višine 90 mm. Armatura v tlačni coni znaša Q 139 in v natezni coni Q 139, kvalitete S 500. V rebro se vgradi za primer požara dodatna vzdolžna armatura  $\varnothing 8$  v vsak val, kvalitete S 500.

### 2.3.5 Fasada

Za fasado je izbran modularni fasadni sistem Qbiss One iz podjetja Trimo. Izbrane so fasadne plošče Q 150 skupne debeline 15 cm. Plošče so pritrjene na fasadno podkonstrukcijo sestavljeno iz vroče valjanih profilov HEA 100, kvalitete S 235. Fasadni stebri potekajo na medsebojni razdalji 2,67 m, po celotni višini stavbe v dveh delih pritrjenih na glavno nosilno konstrukcijo. Obtežba fasade se prenese preko fasadnih stebrov na temelje.

### 2.3.6 Spoji

Spoje dimenzioniramo v skladu s pravili za protipotresno gradnjo. Spoje glavnih nosilnih konstrukcij se izvede z visokovrednimi vijaki kvalitete 8.8 in 10.9. Vse ojačitve panela stojine stebra, vezne in dodatne pločevine so izvedene iz jekla S 355.

### 2.3.7 Temelji

Glede na kvaliteto tal, geometrijo objekta in obremenitve, se izberejo pasovni temelji dimenzij  $l / b / h = 48m / 0,8m / 0,6m$ . Pasovni temelji na območju zunanjih okvirjev, dodatno služijo kot temelji fasadni podkonstrukciji. Na mestu spoja stebel - temelj je zaradi potrebnega raznosa obtežbe temelj razširjen. Razširitev se izvede glede na obremenitev, tako znašajo območja razširitve za notranje okvirje  $l / b / h = 4,0m / 4,0m / 1,0m$ , za zunanje okvirje  $l / b / h = 3,0m / 3,0m / 1,0m$  in za zunanje okvirje okoli atrija  $l / b / h = 3,2m / 3,2m / 1,0m$ . Temelji so iz armiranega betona C 25/30.



- SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-4. del: Splošni vplivi - Obtežbe vetra.
- SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-4. del: Splošni vplivi - Obtežbe vetra - Nacionalni dodatek.

#### SIST EN 1992. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij

- SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

#### SIST EN 1993. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij

- SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- SIST EN 1993-1-2:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Požarnoodporno projektiranje.
- SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8. del: Projektiranje spojev.

#### SIST EN 1994. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona

- SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona - 1.1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- SIST EN 1994-1-2:2006. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona - 1.2. del: Splošna pravila - Požarnoodporno projektiranje.

#### SIST EN 1998. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij

- SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

AISC 358-10: 2010. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (dimenzioniranje spojev)

## **2.7 Izdelava in montaža**

Izdelava in montaža vseh elementov jeklene konstrukcije mora biti izvedena v skladu z veljavnimi predpisi, tehniško dokumentacijo in standardom SIST EN 1090. V času montaže je potrebno zagotoviti stabilnost konstrukcije, ki jo dosežemo s pravilnim vrstnim redom montaže. Pred betoniranjem sovprežne plošče je potrebno zagotoviti bočno podpiranje zgornje pasnice sovprežnega nosilca. Potrebno je zagotoviti stalni strokovni nadzor in merske kontrole med gradnjo oziroma montažo konstrukcije. Posebno je potrebno posvetiti kontroli izdelave in kvalitete zvarov. Spremembe v nosilni konstrukciji so dovoljene samo v soglasju z odgovornim projektantom.

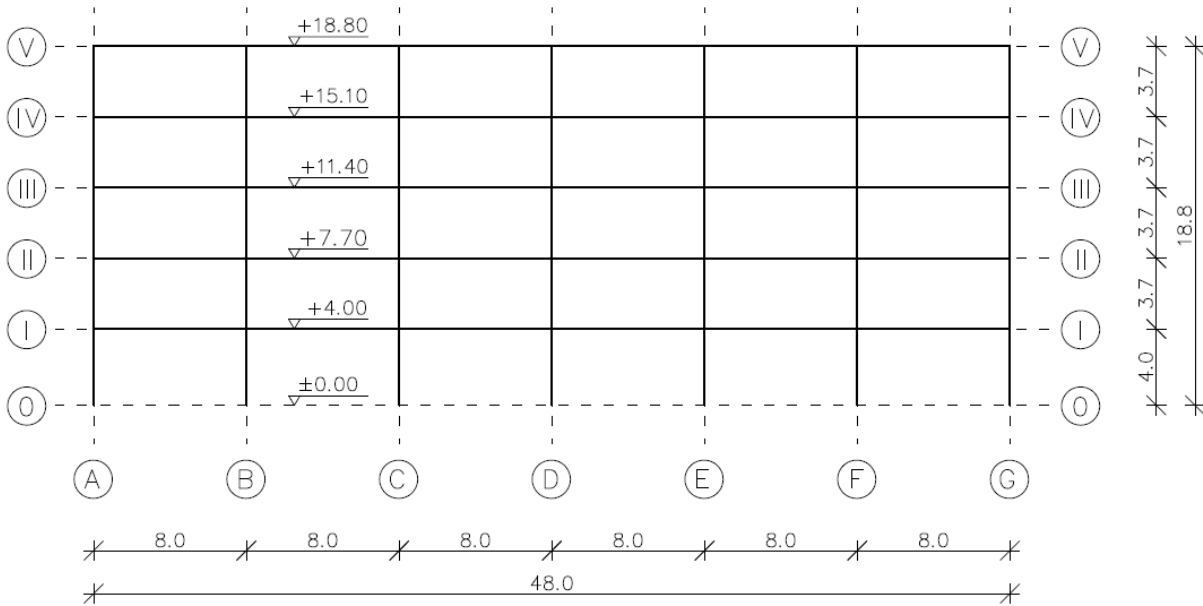
## 2.8 Protipožarna zaščita

Konstrukcija mora biti projektirana in grajena tako, da nosilna konstrukcija ob požaru določen čas ohrani potrebno nosilnost. Obravnavano konstrukcijo smo projektirali za požarni razred R60. Ker gre za poslovno stavbo, smo za zaščito konstrukcije izbrali požarno odporne mavčno kartonaste plošče KNAUF DF, ki istočasno služijo kot zaščitni in finalni sloj. Stebre obložimo s ploščami debeline 12,5 mm, prečke s ploščami debeline 15,0 mm in sovprežni nosilec s ploščami debeline 20,0 mm. Za nosilnost sovprežne plošče v času požara vgradimo dodatno vzdolžno armaturo  $A_s = 3,52 \text{ cm}^2/m$ . S postavitvijo spuščenega stropa obloženega z mavčno kartonastimi ploščami debeline 12,5 mm istočasno še dodatno zaščitimo sovprežno ploščo.

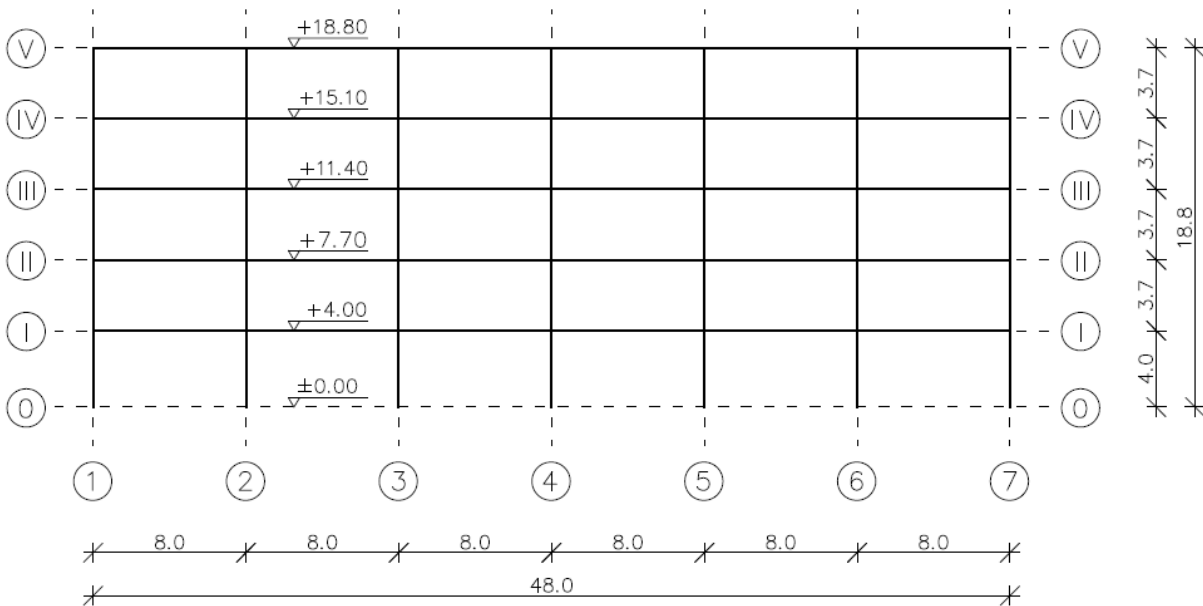
## 2.9 Protikorozijska zaščita

Vrsto in način korozijske zaščite izbere projektant glede na garancijsko dobo, ki je bila dogovorjena z investitorjem.

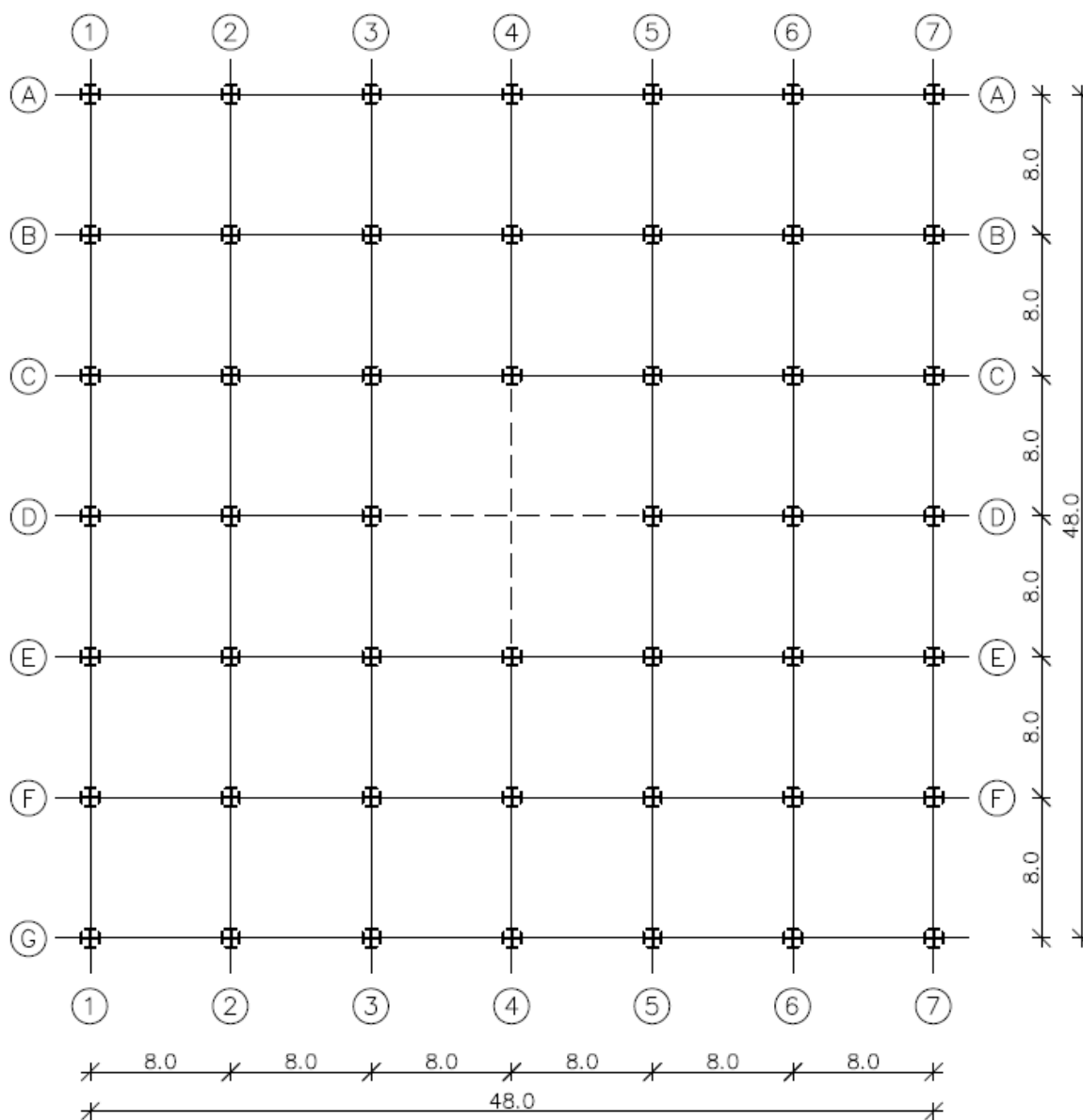
### 3 ZASNOVA KONSTRUKCIJE



Slika 1: Čelni pogled nosilne konstrukcije



Slika 2: Bočni pogled nosilne konstrukcije



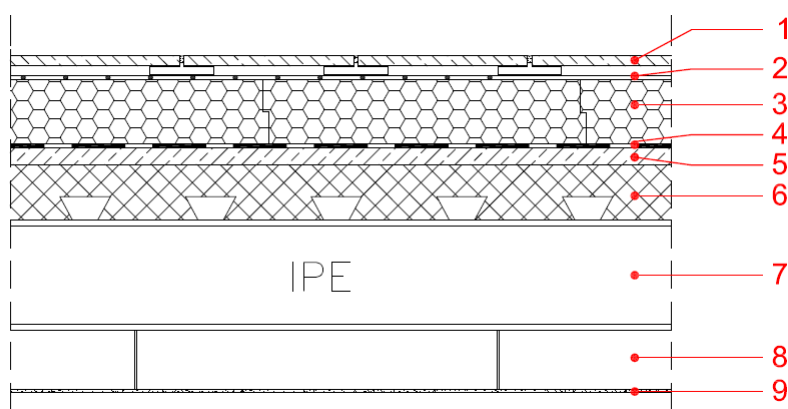
Slika 3: Tlorisni pogled nosilne konstrukcije

## 4 OBTEŽBA NA KONSTRUKCIJO

### 4.1 Stalna obtežba

Stalna obtežba predstavlja stalni nepomični vpliv, ki deluje skozi celotno življenjsko dobo objekta. Stalna obtežba vključuje lastno težo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov. Upoštevamo tudi lastno težo predvidenih naknadnih slojev in napeljav, ki bodo dodani po zgraditvi objekta. Pri kombinacijah vplivov celotno lastno težo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov upoštevamo kot en sam vpliv.

#### 4.1.1 Ravna pohodna streha

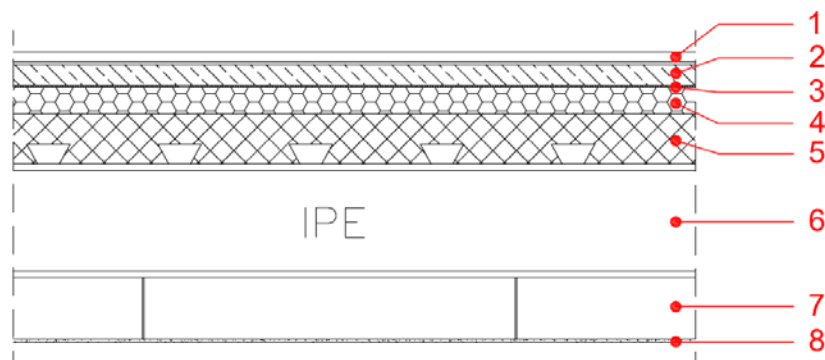


Slika 4: Ravna pohodna streha

1.	betonske plošče na distančnikih	4 cm	$0,04 \cdot 25,0 = 1,0 \text{ kN/m}^2$
2.	drenažni filc		
3.	toplotna izolacija Fibran XPS 300-L	25 cm	$0,25 \cdot 0,33 = 0,08 \text{ kN/m}^2$
4.	hidroizolacija Fragmat (izotek P4 plus)		
5.	naklonski lahki beton	5 cm	$0,05 \cdot 20,0 = 1,0 \text{ kN/m}^2$
6.	AB plošča + prof. pločevina (comflor 51)	12 cm	$0,12 \cdot 21,25 = 2,55 \text{ kN/m}^2$
7.	sekundarni jekleni nosilec IPE 300		
8.	inštalacije		$0,30 \text{ kN/m}^2$
9.	spuščen strop		$0,20 \text{ kN/m}^2$
	Skupaj :		$\Sigma g \quad 5,15 \text{ kN/m}^2$



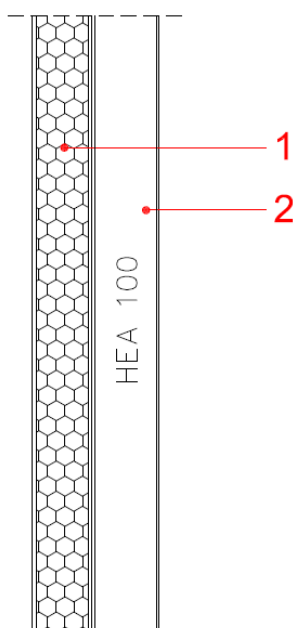
#### 4.1.2 Medetažna konstrukcija ( I, II, III, IV)



Slika 5: Medetažna konstrukcija

1.	finalni sloj	1 cm	$0,01 \cdot 10,0 = 0,10 \text{ kN/m}^2$
2.	cementni estrih	5 cm	$0,05 \cdot 25,0 = 1,25 \text{ kN/m}^2$
3.	PVC folija		
4.	toplotna izolacija Fibran XPS 300.L in zvočna izolacija Fibran XPE	5 cm	$0,05 \cdot 0,33 = 0,02 \text{ kN/m}^2$
5.	AB plošča + prof. pločevina (comflor 51)	12 cm	$0,12 \cdot 21,25 = 2,55 \text{ kN/m}^2$
6.	sekundarni jekleni nosilec IPE 300		
7.	inštalacije		$0,30 \text{ kN/m}^2$
8.	spuščen strop		$0,20 \text{ kN/m}^2$
Skupaj :			$\Sigma g \quad 4,42 \text{ kN/m}^2$

#### 4.1.3 Fasadna konstrukcija



Slika 6: Fasadna konstrukcija

1.	Trimo fasadni paneli Qbiss One Q150	15 cm	0,30 kN/m <sup>2</sup>
2.	fasadna podkonstrukcija		0,20 kN/m <sup>2</sup>
3.	okna		0,30 kN/m <sup>2</sup>
	Skupaj :		$\Sigma g$ 0,80 kN/m <sup>2</sup>

## 4.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo upoštevamo kot spremenljive pomične vplive, ter kot navidezno statične vplive. Koristne obtežbe določimo tako, da talne in strešne površine razdelimo glede na njihov namen, ter jih razvrstimo v kategorije v skladu s preglednico 6.1 in 6.2 (SIST EN 1991-1-1:2004. 6.3.1.2).

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe

Kategorija uporabe	Opis uporabe	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
B	pisarne	3,0
B	premične predelne stene	1,2
A	stopnice	3,0
C <sub>1</sub>	restavracija, lokal	3,0
D	trgovine	5,0
I	pohodna streha	2,0

Lastno težo premičnih predelnih sten upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo  $q_k$ , ki jo prištejemo koristni obtežbi tal. Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten – obtežba je zajeta z nadomestno obtežbo 1,2 kN/m<sup>2</sup> (lahke predelne stene).

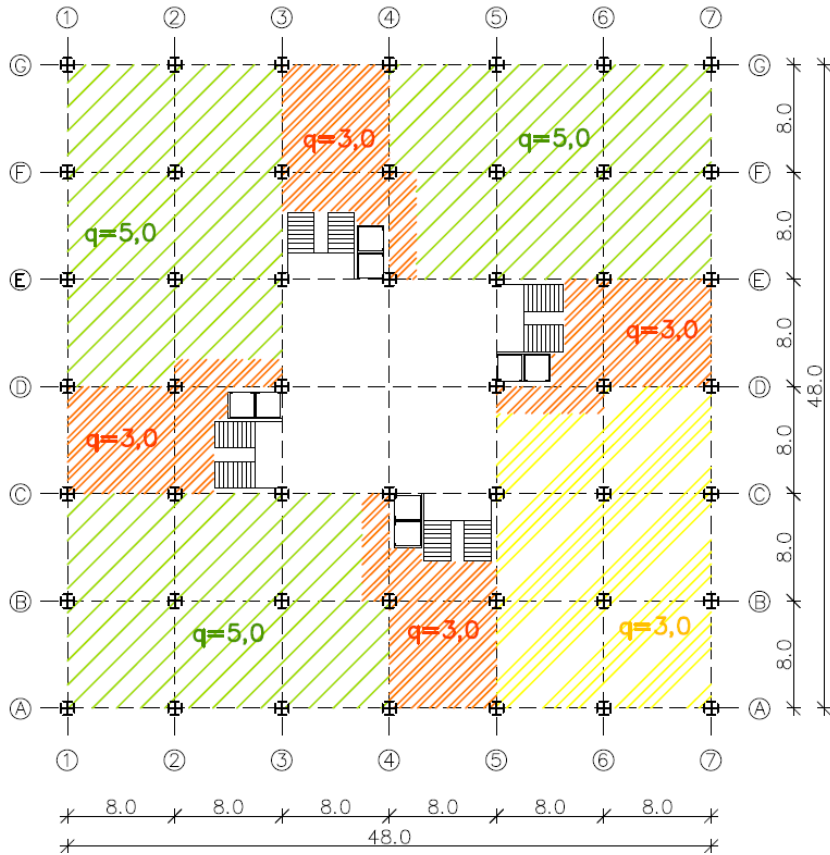
Strehe se po dostopnosti razvrstijo v tri kategorije. Streho obravnavanega objekta uvrstimo v kategorijo I, ki je dostopna za uporabo v skladu s kategorijami od A do D.

Površine obravnavanega objekta so namenjene pretežno poslovnim prostorom, določene površine pa so namenjene drugim dejavnostim (sejna soba, restavracija/lokal, stopnice, trgovine, pohodna streha). Koristna obtežba je po vseh etažah predvidena 3,0 kN/m<sup>2</sup>, razen pritličje 5,0 kN/m<sup>2</sup> (trgovine).

**Namembnost prostora po etažah za določitev koristne obtežbe:**

LEGENDA

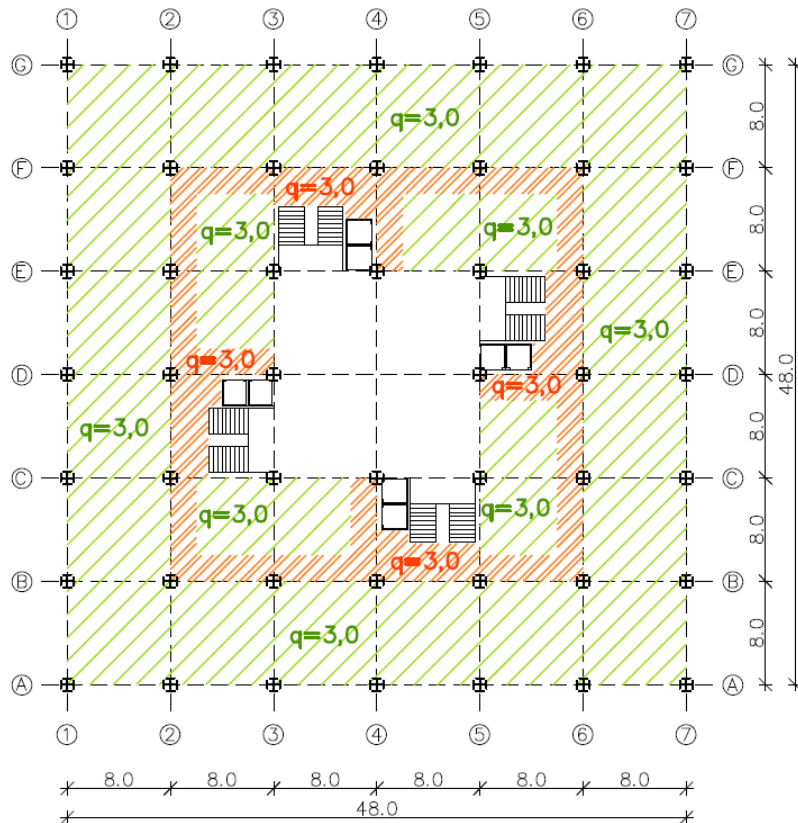
-  trgovine
-  restavracija
-  hodnik



Slika 7: Prikaz koristne obtežbe pritličja

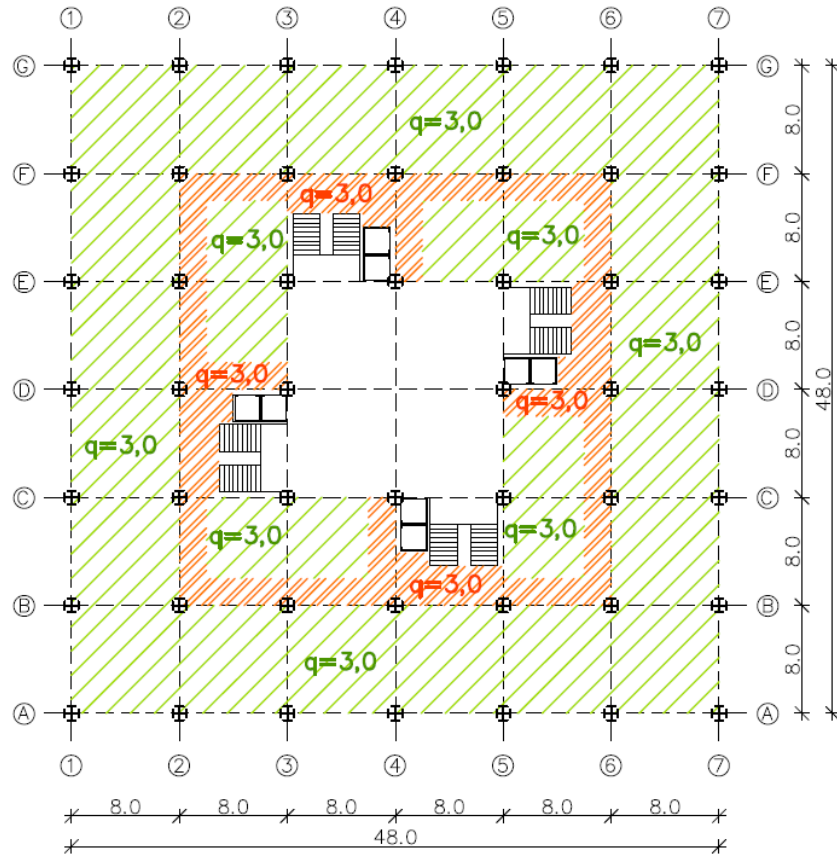
LEGENDA

-  pisarne
-  hodnik



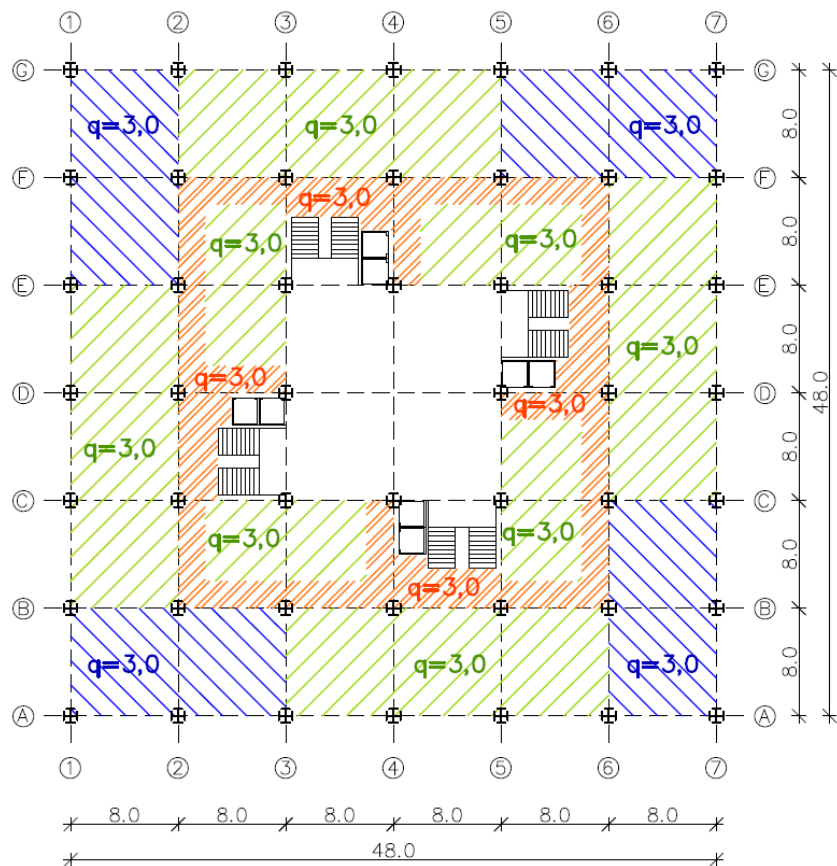
Slika 8: Prikaz koristne obtežbe 1. nadstropja

## LEGENDA

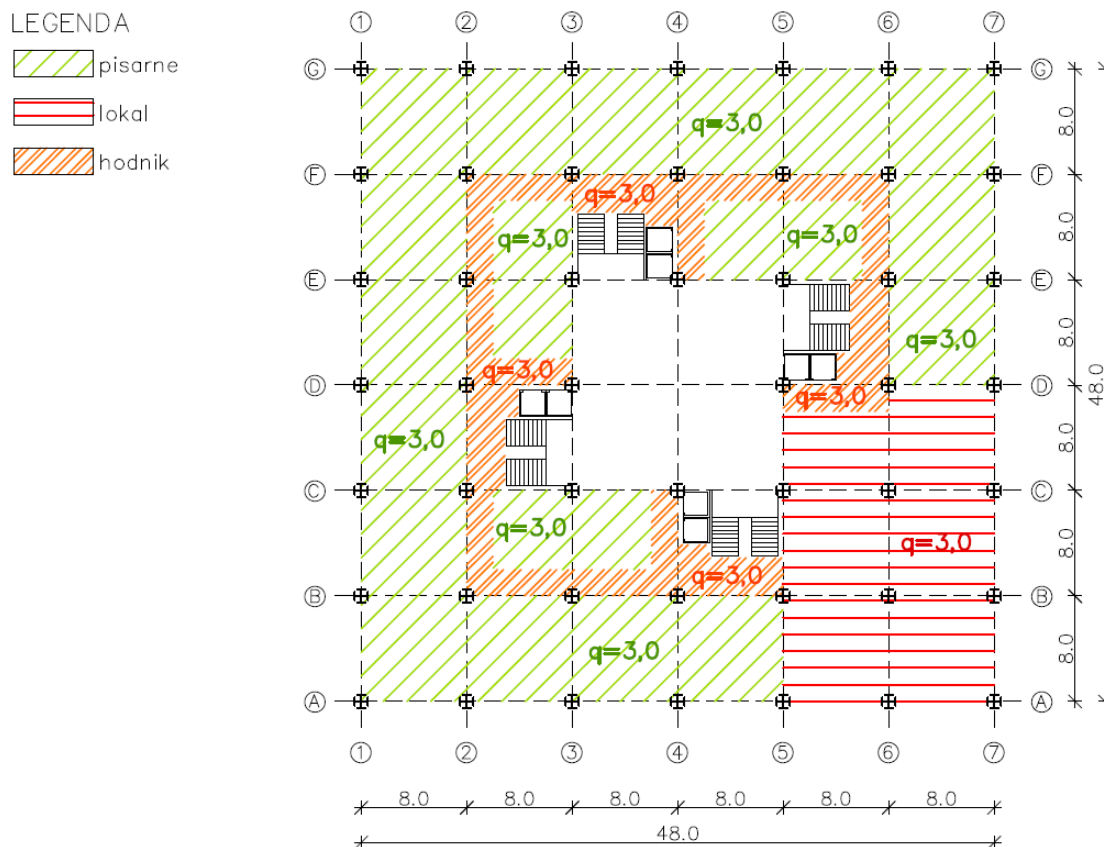


Slika 9: Prikaz koristne obtežbe 2. nadstropja

## LEGENDA



Slika 10: Prikaz koristne obtežbe 3. nadstropja



Slika 11: Prikaz koristne obtežbe 4. nadstropja

### 4.3 Obtežba snega

Vrednosti obtežbe snega na konstrukcije stavb in ostalih inženirskih objektov določimo po standardu SIST EN 1991-1-1:2004. in po nacionalnem dodatku SISIT EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Obtežbo snega se upošteva kot spremenljivo nepomično obtežbo, ter kot statični vpliv. Upoštevati je potrebno, da je na strehi možnih več porazdelitev snega na katere vplivajo lastnosti strehe in drugi dejavniki, kot so:

- oblika strehe
- toplotne lastnosti strehe
- količina toplote, generirane pod streho
- sosednje stavbe
- teren v okolici stavbe
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega)

Glede na Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-3:2004. so v Sloveniji normalne razmere glede obtežbe snega. Izjemnih padavin ni za pričakovati, niti kopičenja snega, saj se objekt nahaja v kraju z nadmorsko višino manjšo od 1500 m. Obtežbo snega na strehi določimo tako da uporabimo formulo za trajna/začasna projektna stanja:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Kjer so:

- $\mu_i$  oblikovni koeficient obtežbe snega
- $C_e$  koeficient izpostavljenosti
- $C_t$  toplotni koeficient
- $s_k$  karakteristična obtežba snega na tleh

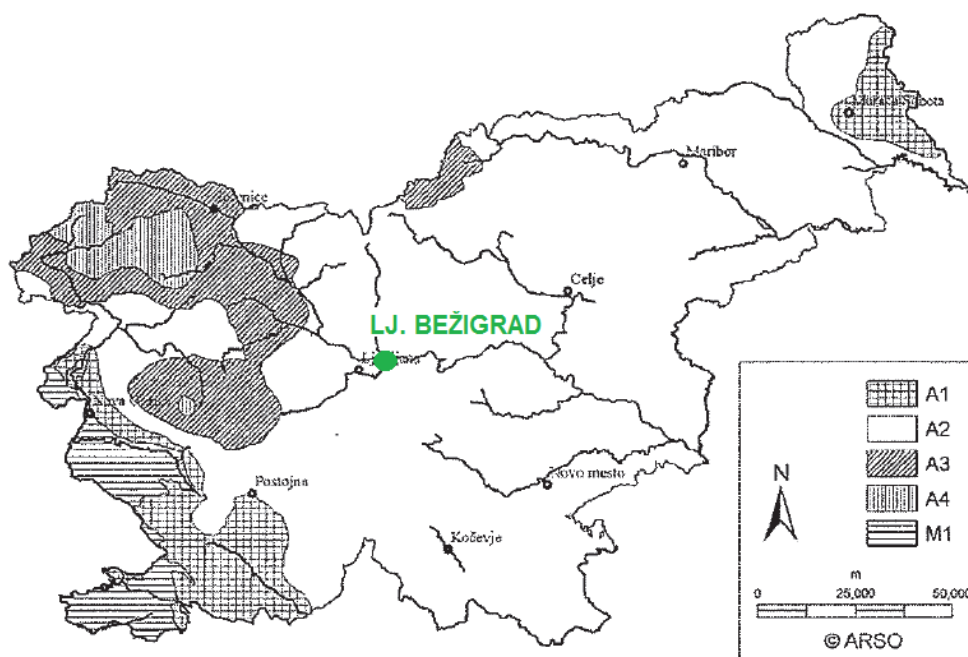
Oblikovni koeficient je odvisen od nagiba strehe  $\alpha$  in njene oblike. Oblikovni koeficient  $\mu_1$  predstavlja vrednost za nenakopičen sneg. Objekt ima ravno streho, tako lahko iz preglednice 2 odčitamo vrednost oblikovnega koeficient  $\mu_1 = 0,8$  za  $\alpha = 0^\circ$ .

Preglednica 2: Oblikovni koeficient obtežbe snega

Nagib strehe $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0,0

Pri izbiri vrednosti  $C_e$  upoštevamo prihodnje stanje okoli objekta. Objekt se nahaja na običajnem terenu, kjer veter ne prenaša snega na objektih. Objekt je zaščiten z okolico drugih objektov in dreves. Za koeficient izpostavljenosti upoštevamo vrednost  $C_e = 1,0$ .

S toplotnim koeficientom  $C_t$  upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). V obravnavanem objektu ni toplotnih izgub, zato upoštevamo toplotni koeficient  $C_t = 1,0$ .



SLIKA 12: Karta obtežbe snega na tleh v Sloveniji po conah (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008.)



Poslovni objekt se nahaja v Ljubljani na območju Bežigrada, na nadmorski višini  $A = 300 \text{ m}$ . Objekt uvrstimo v cono A2, glede na karto obtežbe snega na tleh (glej sliko 12).

$$s_k = 1,293 \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{728}\right)^2\right) = 1,293 \cdot \left(1 + \left(\frac{300}{728}\right)^2\right) = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

Karakteristična obtežba snega na strehi za trajna/začasna projektna stanja:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \text{ kN/m}^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4 Obtežba vetra

Vpliv vetra pri projektiranju konstrukcij stavb in gradbenih inženirskih objektov določimo po standard SIST EN 1991-1-4:2005. Vplivi vetra se s časom spreminjajo in delujejo kot tlak ali srk, neposredno na zunanje površine ploskev objekta. Zaradi prepustnosti ovoja vplivi vetra delujejo posredno tudi na notranje površine. Tlak ali srk deluje na površine ploskev kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev oz. posamezni sestavni del ovoja. V primeru, ko veter deluje preko velikih površin pa je pomembna tudi trenjska sila, ki deluje tangencialno na ploskev.

Vpliv vetra predstavimo s poenostavljeno skupino tlakov/srkov ali sil, katerih učinki so enakovredni skrajnim učinkom turbolentnega vetra. Vplivi vetra so razvrščeni kot spremenljivi nepomični vplivi - SIST EN 1990:2004. 4.1.1.)

#### Osnovni podatki o konstrukciji:

- |                                 |                        |
|---------------------------------|------------------------|
| – skupna dolžina/širina objekta | $b = d = 48 \text{ m}$ |
| – medsebojna razdalja okvirjev  | $s = 8 \text{ m}$      |
| – višina objekta                | $h = 20,2 \text{ m}$   |

#### 4.4.1 Osnovna hitrost vetra

SIST EN 1991-1-4:2005 4.2

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Kjer so:

- $c_{dir}$  smerni faktor (priporočena vrednost  $c_{dir} = 1,0$ )  
 $c_{season}$  faktor letnega časa (priporočena vrednost  $c_{season} = 1,0$ )  
 $v_{b,0}$  temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je 10 minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas, na višini  $10 \text{ m}$  nad terenom II kategorije. Kategorija terena II je področje z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj  $20$  višin ovir. Temeljno

vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  odčitamo iz karte v nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 3).



Slika 13: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  (SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2008. str.5)

Poslovni objekt se bo nahajal v Ljubljani v območju Bežigrada na nadmorski višini 300 m. Objekt uvrstimo v CONO 1 glede na karto (glej sliko 13), kjer temeljna vrednost osnovne hitrosti znaša  $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$ . Tako lahko izračunamo osnovno hitrost vetra z enačbo:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

#### 4.4.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

SIST EN 1991-1-4:2005 4.5

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra  $q_p(z)$  se določi na višini  $z$ , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti – vetrna turbolenca. Odvisen je od:

- vetrne klime
- hrapavosti
- hribovitosti terena
- referenčne višine  $z_e$

#### I. Srednja hitrost vetra

SIST EN 1991-1-4:2005 4.3.1

Izračunamo srednjo hitrost vetra  $v_m$ , ki je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra  $v_b$ .

$$v_m = C_r \cdot C_0 \cdot v_b = 0,907 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 18,13 \text{ m/s}$$



– Faktor hrapavosti

SIST EN 1991-1-4:2005 4.3.2

Hrapavost terena podamo s faktorjem  $c_r(z)$ , ki upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani objekta v smeri vetra. Teren na katerem se nahaja objekt (Ljubljani – Bežigrad), uvrstimo v III kategorijo (SIST EN 1991-1-4:2005. točka 4.3.2(1); preglednica 4.1). Faktor hrapavosti terena  $c_r$  na višini  $z$  izračunamo z enačbo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left( \frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

$$c_r = \begin{cases} k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right), & z_{min} = 5 \text{ m} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \\ k_r \cdot \ln \left( \frac{z_{min}}{z_0} \right), & z < z_{min} = 5 \text{ m} \end{cases}$$

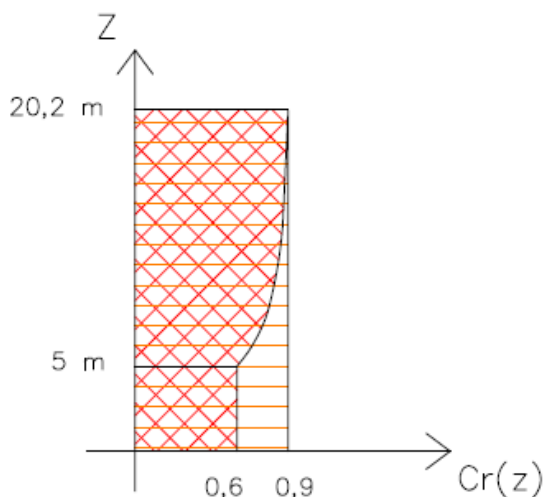
Kjer so:

$z_{min}$	najmanjša višina	$z_{min} = 5 \text{ m}$
$z_{max}$	maksimalna višina	$z_{max} = 200 \text{ m}$
$z_0$	hrapavostna dolžina	$z_0 = 0,3 \text{ m}$
$z$	višina nad tlemi	

$$c_r(z = 20,2 \text{ m}) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \cdot \ln \left( \frac{20,2}{0,3} \right) = 0,907$$

$$c_r(z = 5 \text{ m}) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \cdot \ln \left( \frac{5}{0,3} \right) = 0,605$$

Izračunali smo faktor hrapavosti  $c_r(z)$  na različnih višinah objekta. V nadaljnjih izračunih pa smo upoštevali vrednost faktorja hrapavosti na vrhu objekta  $c_r(z=20,2 \text{ m}) = 0,907$  konstantno po celotni višini (glej sliko 14).



Slika 14: Faktor hrapavosti terena v odvisnosti od višine

– Faktor hribovitosti

SIST EN 1991-1-4:2005 4.3.3

Učinek hribovitost terena zanemarimo, saj ni pričakovati povečanja hitrosti. Faktor hribovitosti  $c_o(z) = 1,0$ .

**II. Vetrna turbolenca**

SIST EN 1991-1-4:2005 4.4

Intenziteta vetrne turbulence  $I_v(z)$  na višini  $z$  je določena kot standardna deviacija turbulence  $\sigma_v$ , deljena s srednjo hitrostjo vetra  $v_m(z)$ . Priporočena vrednost turbolenčnega faktorja znaša  $k_I = 1,0$ .

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I = 0,215 \cdot 20 \text{ m/s} \cdot 1,0 = 4,3 \text{ m/s}$$

$$I_v = \begin{cases} \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{\sigma_v}{v_m}, & z_{min} = 5 \text{ m} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \\ I_v(z \text{ min}), & z < z_{min} = 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_m} = \frac{4,3 \text{ m/s}}{18,13 \text{ m/s}} = 0,238$$

**III. Največji tlak ob sunkih vetra**

SIST EN 1991-1-4:2005 4.5

Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra znaša:

$$q_p = c_e \cdot q_b = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = [1 + 7 \cdot 0,238] \cdot 0,5 \cdot 0,411 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 0,548 \text{ kN/m}^2$$

Izračunamo še vrednost faktorja izpostavljenosti  $c_e$ . Pri tem je  $\rho$  gostota zraka (priporočena vrednost je  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ),  $q_b$  pa osnovni tlak vetra.

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 20^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 250 \text{ kg/ms}^2 = 0,250 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e = \frac{q_p}{q_b} = \frac{0,548 \text{ kN/m}^2}{0,250 \text{ kN/m}^2} = 2,191$$

**4.4.3 Tlak vetra na ploskve objekta****I. Tlak vetra  $w_e$  na zunanje ploskve objekta**

SIST EN 1991-1-4:2005. 5.2(1)

Tlak vetra  $w_e$  na zunanje ploskve objekta izračunamo z izrazom:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Kjer so:

$q_p(z_e)$  največji tlak pri sunkih vetra

$z_e$  referenčna višina za zunanji tlak

$c_{pe}$  koeficient zunanjega tlaka

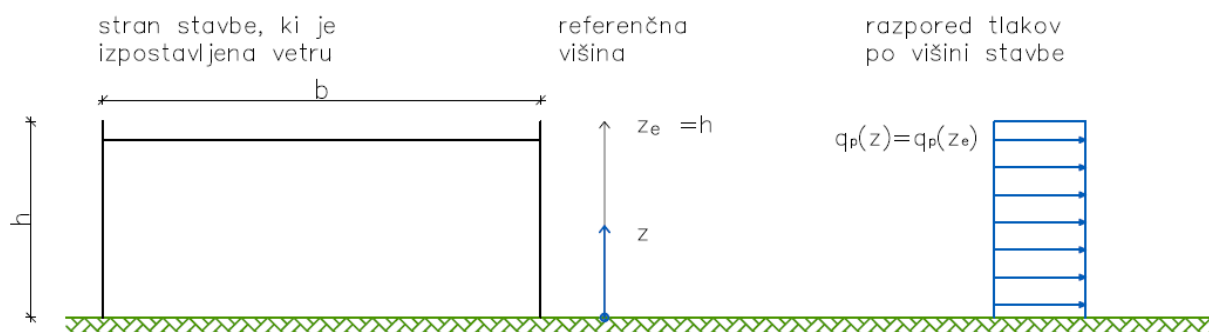
Ločimo koeficient zunanjega tlaka  $c_{pe,1}$  in  $c_{pe,10}$ . V izračunu uporabimo koeficient  $c_{pe,10}$ , ki je namenjen projektiranju celotne konstrukcije stavbe. Tlake vetra, ki delujejo pravokotno na zunanje površine, upoštevamo s pozitivnim predznakom, srke pa z negativnim predznakom. Objekt je simetričen, kvadratne oblike, zato ga analiziramo za v obe smeri enako (simetrija objekta).

## Delovanje vetra za obe smeri (simetrija):

### 1) Tlak vetra na navpične stene

Referenčne višine  $z_e$  za privetrne stene stavb, ter razporeditev tlakov po višini stavbe so odvisni od razmerja  $h/b$ . Kjer je  $h$  referenčna višina in  $b$  širina objekta pravokotno na smer delovanja vetra.

Ker je višina objekta  $h = z_e = 20,2 \text{ m} \leq b = 48 \text{ m}$ , se stavba obravnava kot en del. Razpored tlakov je konstanten po celotni višini stavbe (glej sliko 15).



Slika 15: Razporeditev tlakov po višini stavbe

Navpične stene razdelimo na področja od A do E, glede na razmerje med  $e$  in  $d$  (glej sliko 16). Kjer je  $d$  dolžina objekta vzporedno s smerjo vetra.

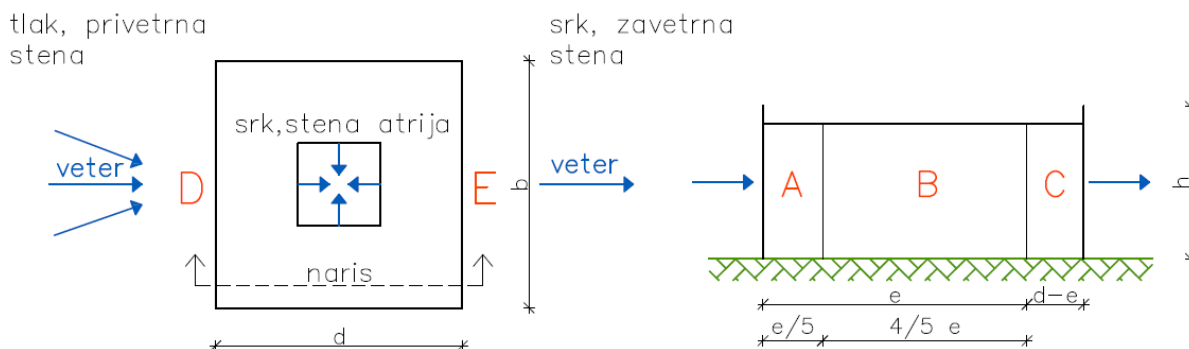
$$e = \min \begin{cases} b = 48 \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 20,2 = 40,4 \text{ m} \end{cases}$$

$$d = 48 \text{ m}$$

$$e = 40,4 \text{ m} < d = 48 \text{ m}$$

Preglednica 3: Geometrijski podatki področij navpičnih sten

Podatki			Izračun področij		
$h$	20,2	[m]	$e/5$	8,1	[m]
$b$	48	[m]	$4/5 e$	32,2	[m]
$d$	48	[m]	$d - e$	7,6	[m]
$e$	40,4	[m]			



Slika 16: Razdelitev navpičnih sten na področja

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka  $c_{pe,10}$  za posamezna področja odčitamo v preglednici 7.1 v SIST EN 1991-1-4:2005. Priporočene vrednosti so odvisne od razmerja  $h/d = 0,421$ , za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultate izračuna prikazemo v preglednici 4.

Preglednica 4: Koeficienti zunanje tlaka in zunanji tlak vetra na navpične stene

Področje	$c_{pe}$	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,2	0,548	-0,658
B	-0,8	0,548	-0,438
C	-0,5	0,548	-0,274
D	+0,723	0,548	+0,396
E	-0,346	0,548	-0,190

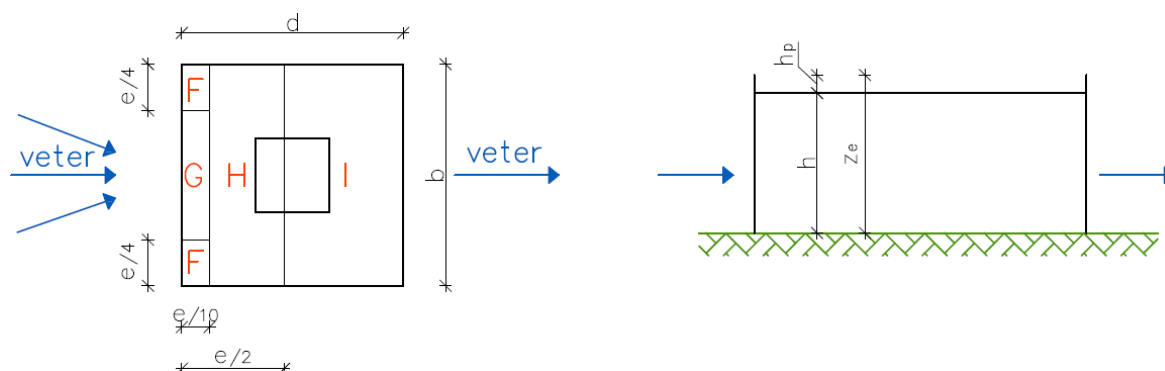
## 2) Tlak vetra na ravno streho

Enako kot navpične stene, razdelimo tudi površino ravne strehe na področja. Razdelimo jo v področja od F do I (glej sliko 17). Referenčna višina ravne strehe s parapetom  $z_e$  je enaka  $h + h_p$ . Vrednost parametra  $e$  določimo enako kot pri navpičnih stenah:

$$e = \min \begin{cases} b = 48 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 19,4 = 38,8 \end{cases} \quad e = 38,8 \text{ m}$$

Preglednica 5: Geometrijski podatki področij ravne strehe

Podatki			Izračun področij		
$h$	19,4	[m]	$e/2$	19,4	[m]
$h_p$	0,8	[m]	$e/4$	9,7	[m]
$b$	48	[m]	$e/10$	3,9	[m]
$d$	48	[m]			
$e$	38,8	[m]			



Slika 17: Razdelitev ravne strehe na področja

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka  $c_{pe,10}$  so podane v preglednici 7.2 v SIST EN 1991-1-4:2005. katere odčitamo za posamezne cone. Priporočene vrednosti so odvisne od razmerja med višino parapeta in višino objekta  $h_p/h = 0,0412$ , za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultate izračuna prikažemo v preglednici 6.

Preglednica 6: Koeficienti zunanje tlaka in zunanji tlak vetra na ravno streho

Področje	$c_{pe}$	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,47	0,548	-0,806
G	-0,91	0,548	-0,498
H	-0,7	0,548	-0,384
I	+0,2	0,548	+0,11
	-0,2	0,548	-0,11

## II. Tlak vetra $w_i$ na notranje ploskve objekta

SISIT EN 1991-1-4:2005. 5.2(2)

Tlak vetra  $w_i$  na notranje ploskve objekta izračunamo z izrazom:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Kjer so:

$q_p(z_i)$  največji tlak pri sunkih vetra

$z_i$  referenčna višina za notranji tlak

$c_{pi}$  koeficient notranjega tlaka

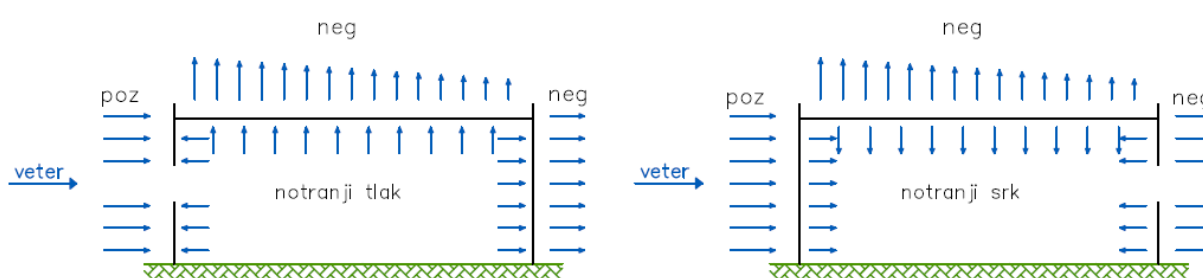
Koeficienti notranjega tlaka  $c_{pi}$  so odvisni od velikosti in razporeditve odprtih na fasadi in strešni kritini. Te odprtine v ovoju stavbe so v obliki majhnih odprtih, kot so odprta okna, prezračevalniki, dimniki, ipd. Zaradi same zasnove, velikosti in veliko število uporabnikov objekta je zelo težko napovedati kakšen bo delež odprtih v določenem trenutku, ter prevladajočo stran ovoja z odprtinami. Ker ni mogoče smiselno določiti deleža odprtih lahko v skladu s SIST EN 1991-1-4:2005. 7.2.9(6), opomba 2 za koeficient  $c_{pi}$  privzamemo neugodne vrednosti med +0.2 in -0.3. Rezultate izračuna prikažemo v preglednici 7.

Preglednica 7: Koeficienti notranjega tlaka in notranji tlak vetra

Področje	$c_{pi}$	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i = c_{pi} \cdot q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
celota	+0,2	0,548	+0,110
celota	-0,3	0,548	-0,164

#### 4.4.4 Kombinacija notranjih in zunanjih tlakov vetra za obe smeri (simetrija)

Notranje in zunanje tlaki vetra delujejo istočasno, zato jih kombiniramo tako, da dobimo najbolj neugodno kombinacijo obtežbe na ploskev. Vplive med seboj seštevamo ali odštevamo, odvisno od smeri delovanja same obtežbe. Sočasni vpliv delovanja tlakov vetra prikažemo na sliki 18.



Slika 18: Delovanje notranjih in zunanjih tlakov na ploskve (SIST EN 1991-1-4; 2005 5.2(3) slika 5.1)

#### I. Skupni tlak vetra na navpične stene

Preglednica 8: Skupno delovanje zunanjega tlaka na navpične stene in pozitivnega notranjega tlaka

Področje	$w_e$	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0,658	0,110	-0,768
B	-0,438	0,110	-0,548

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 8

C	-0,274	0, 110	-0,384
D	+0,396	0, 110	0,286
E	-0,190	0, 110	-0,300

Preglednica 9: Skupno delovanje zunanjega tlaka na navpične stene in negativnega notranjega tlaka

Področje	$w_e$	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0,658	-0, 164	-0,494
B	-0,438	-0, 164	-0,274
C	-0,274	-0, 164	-0,110
D	+0,396	-0, 164	0,560
E	-0,190	-0, 164	-0,026

## II. Skupni tlak vetra na ravno streho

Tabela 10: Skupno delovanje zunanjega tlaka na ravno streho in pozitivnega notranjega tlaka

Področje	$w_e$	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,806	0, 110	-0,916
G	-0,498	0, 110	-0,608
H	-0,384	0, 110	-0,494
I	+0,11	0, 110	0,0
	-0,11	0, 110	-0,220

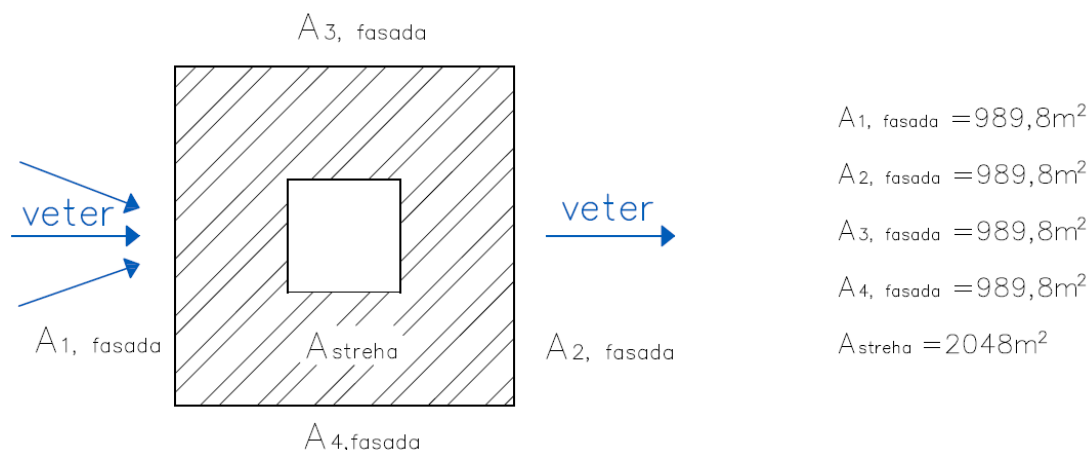
Preglednica 11: Skupno delovanje zunanjega tlaka na ravno streho in negativnega notranjega tlaka

Področje	$w_e$	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,806	-0,164	-0,642
G	-0,498	-0, 164	-0,334
H	-0,384	-0, 164	-0,220
I	+0,11	-0, 164	+0,274
	-0,11	-0, 164	+0,054

### 4.4.5 Učinek trenja vetra

SISIT EN 1991-1-4:2005. 5.3 (3)

Učinek trenja vetra na ploskev lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (priveternih in zaveternih). Zaradi simetrične oblike objekta izvedemo eno kontrolo za obe smeri (X in Y smer).



Slika 19: Shematski prikaz ploskev objekta za izračun učinka trenja vetra

$$A_{pravokotno} = A_{1, fasada} + A_{2, fasada} = 989,8 \text{ m}^2 + 989,8 \text{ m}^2 = 1979,6 \text{ m}^2$$

$$A_{vzporedno} = A_{3, fasada} + A_{4, fasada} + A_{streha} = 989,8 \text{ m}^2 + 989,8 \text{ m}^2 + 2048 \text{ m}^2$$

$$A_{vzporedno} = 4027,6 \text{ m}^2$$

$$A_{vzporedno} = 4027,6 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{pravokotno} = 7918,4 \text{ m}^2$$

Učinek trenja na ploskev v primeru delovanja vetra v smeri X ali Y lahko zanemarimo, saj je površina vzporednih ploskev manjša od površine ploskev pravokotno na veter.

#### 4.5 Potresna obtežba

Potres predstavlja gibanje tal, ki se pojavi zaradi nenadnih premikov v zemljini skorji ali v zgornjem delu zemljinega plašča. Potresno gibanje na določenem mestu na površini, ter projektno potresno obtežbo objekta določimo v obliki projektnih spektrov, kateri so odvisni od lastnosti tal, projektnega pospeška tal, ter od nihajnega časa konstrukcije.

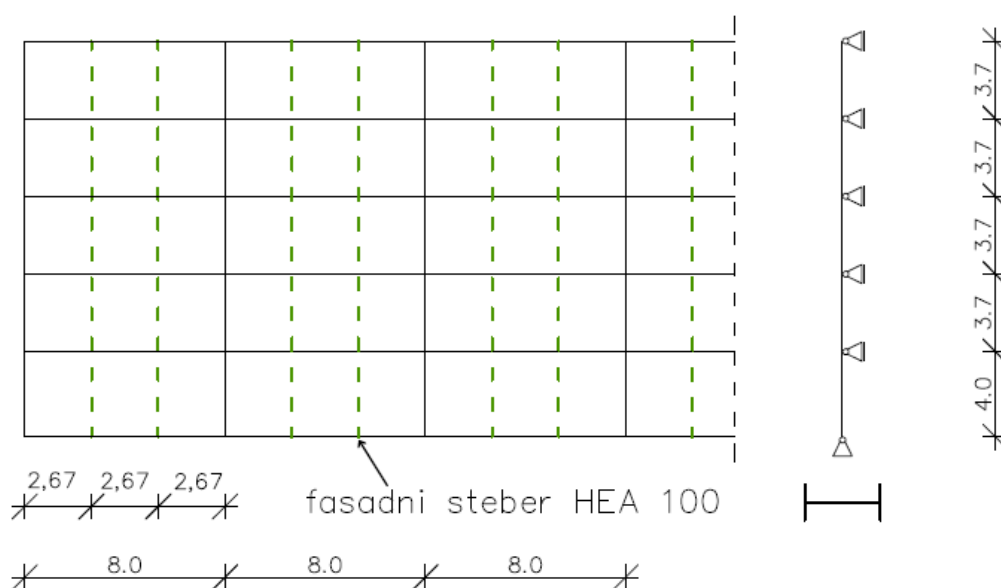
Poslovni objekt se nahaja na območju, kjer tla uvrstimo v tip tal B (zelo gost pesek, prod ali toga glina). Projektni pospešek tal znaša  $a_g = 0,250 \text{ g}$ . Faktor obnašanja v prečni in vzdolžni smeri znaša  $q = 6,5$ . Objekt projektiramo na obtežbo potresa za povratno dobo 475 let. Vpliv potresne obtežbe na objekt izračunamo z modalno analizo s spektri odziva v poglavju 8.



## 5. FASADNA PODKONSTRUKCIJA

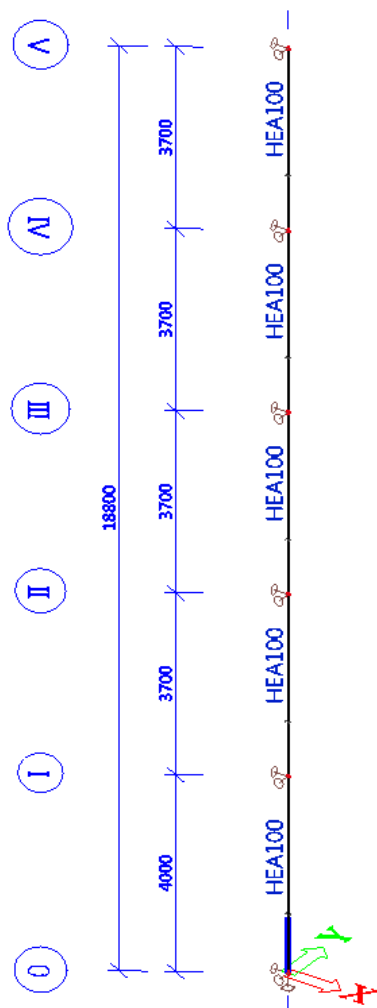
Za fasado izberemo modularni fasadni sistem Qbiss One iz podjetja TRIMO. Izberemo fasadne plošče Q 150, debelina fasadne plošče skupaj z izolacijo znaša 15 cm. Fasadni sistem Qbiss One nudi odlično požarno odpornost, omogoča višjo pasivno varnost objekta. Jedro je iz mineralne volne, ki zagotavlja toplotno stabilnost. Fasadne panele vgradimo horizontalno na klasičen način, ki so med seboj spojeni v horizontalni smeri (vzdolžno) preko sistema pero – utor in v vertikalni smeri (prečno) pritrjeni v nosilno konstrukcijo. Je stroškovno učinkovit fasadni sistem, saj gre za samonosen sistem, ki ne potrebuje dodatne podkonstrukcije in je pritrjen direktno na fasadne stebre. Fasadni stebri so na medsebojni razdalji 2,67 m. Potekajo po celotni višini objekta in so bočno podprti v višinah etaž na primarne nosilce.

Fasadna konstrukcija je zaradi zasnove objekta enaka v čelni in bočni smeri. Fasadno podkonstrukcijo dimenzioniramo na lastno težo fasadnih plošč, lastno težo oken in obtežbo vetra.



Slika 20: Zasnova fasadne podkonstrukcije

## 5.1 Fasadna podkonstrukcija bočne in čelne fasade – ovoj objekta



Slika 21: Statični model fasadnega stebra

### 5.1.1 Osnovni podatki

#### Fasadni steber HEA 100

- |  |                              |
|--|------------------------------|
| – višina nosilca                         | $h = 96 \text{ mm}$          |
| – širina nosilca                         | $b = 100 \text{ mm}$         |
| – debelina pasnice                       | $t_f = 8 \text{ mm}$         |
| – debelina stojine                       | $t_w = 5 \text{ mm}$         |
| – radij zaokrožitve                      | $r = 12 \text{ mm}$          |
| – ploščina prereza                       | $A = 21,2 \text{ cm}^2$      |
| – plastični odpornostni moment v smeri y | $W_{pl,y} = 83 \text{ cm}^3$ |

#### Material

- |                |                   |                              |
|----------------|-------------------|------------------------------|
| – jeklo S 235: | meja plastičnosti | $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ |
|----------------|-------------------|------------------------------|

### 5.1.2 Obtežbe na fasadne stebre

Stebri so na medsebojni razdalji 2,67 m. Lastno težo fasadnih stebrov upoštevamo v programu Scia Engineer 2012.

#### a) Lastna obtežba

- lastna teža jeklene profila HEA 100 (teža je upoštevana v programu)

#### b) Stalna obtežba

- lastna teža fasadne plošče

$$0,3 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{f.p.} = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 0,8 \text{ kN/m}$$

- lastna teža oken

$$0,3 \text{ kN/m}^2$$

$$g_o = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 0,8 \text{ kN/m}$$

#### c) Obtežba vetra

- veter pritisk

$$w_D = 0,560 \text{ kN/m}^2$$

$$q_D = 0,561 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

- veter srk

$$w_A = -0,767 \text{ kN/m}^2$$

$$q_A = 0,767 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = -2,05 \text{ kN/m}$$

Fasadne plošče so glede na obtežbo vetra lahko podprte na medsebojni razdalji 2,67 m, saj je razmak med stebri manjši od maksimalnega dovoljenega razmaka, ki znaša 6,49 m pri obtežbi vetra 0,767 kN/m<sup>2</sup> (glej tabelo obtežb in razmakov za fasadne plošče Qbiss One Q 150 na internetni strani podjetja TRIMO – glej vir 20).

### 5.1.3 Dimenzioniranje

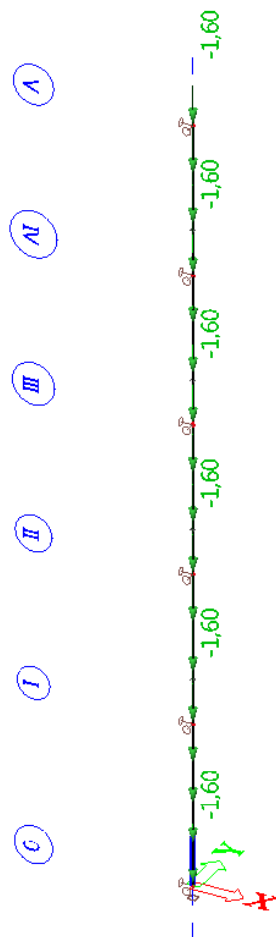
Dimenzioniranje fasadnih stebrov izvedemo s programom Scia Engineer 2012. Izbrali smo vroče valjani profil HEA 100 kvalitete S 235.

Name	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
LASTNA	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
STALNA	Permanent	LG1	Standard				
VETER_P	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
VETER_S	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None

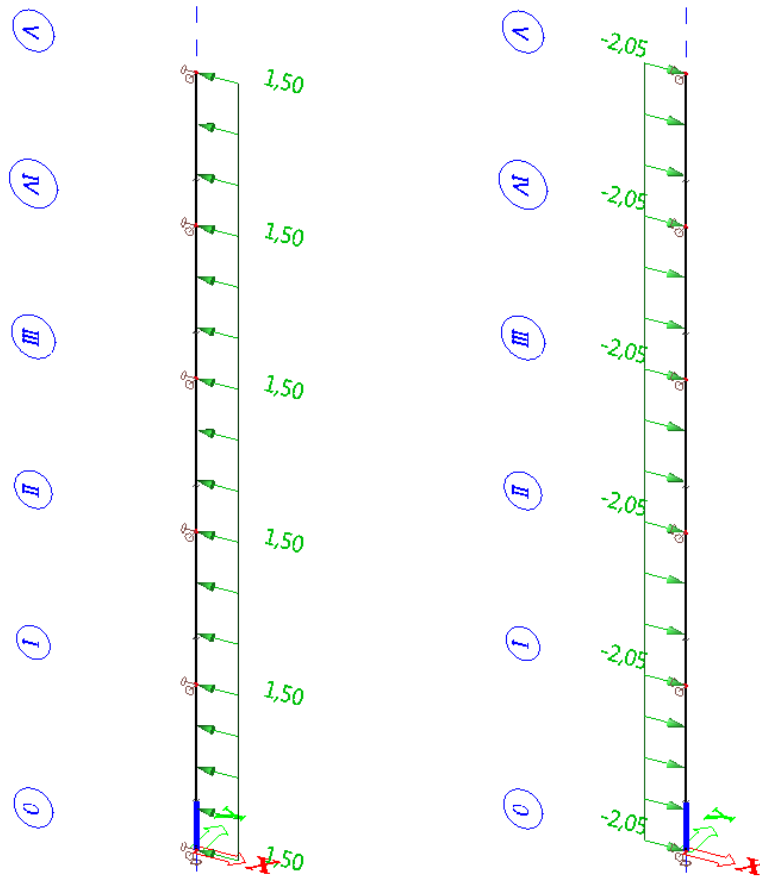
Slika 22: Primeri obtežb za fasadni steber

Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>			
MSN_veter_p	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		VETER_P	1,50
MSN_veter_s	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		VETER_S	1,50
MSU_veter_s	Linear - ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		VETER_S	1,00
MSU_veter_p	Linear - ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		VETER_P	1,00

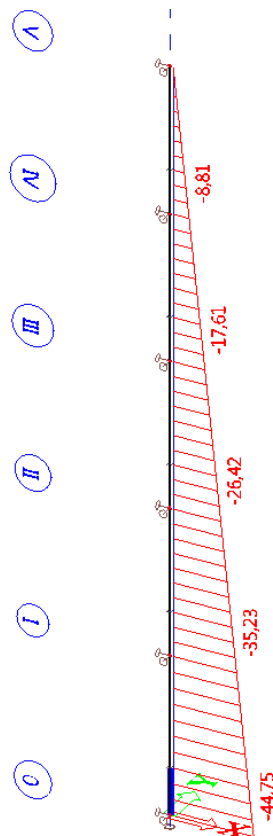
Slika 23: Kombinacije obtežb za fasadni stebec



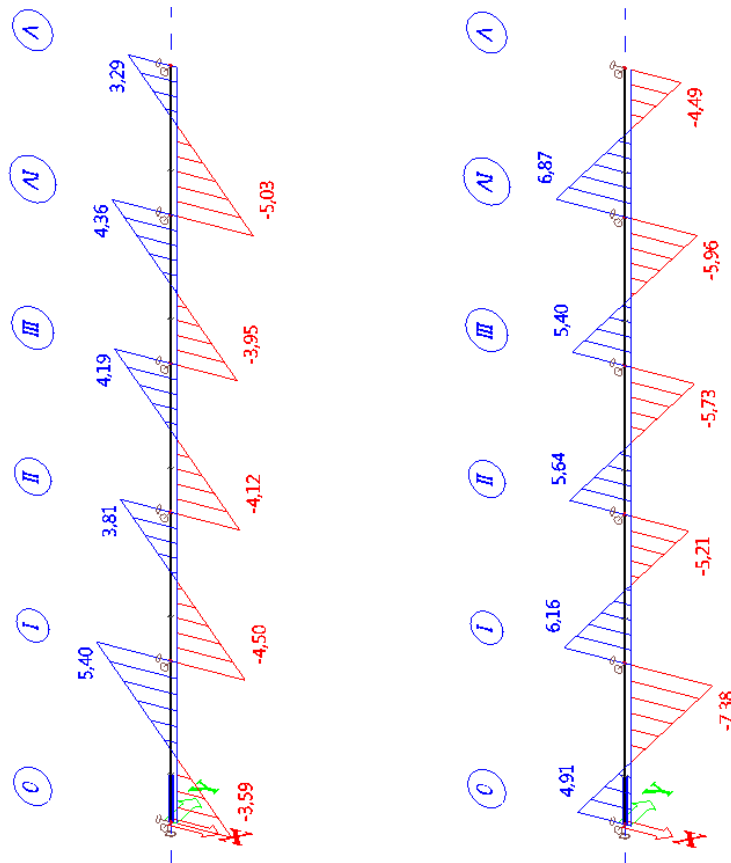
Slika 24: Stalna obtežba G [kN/m] fasadnega stebra



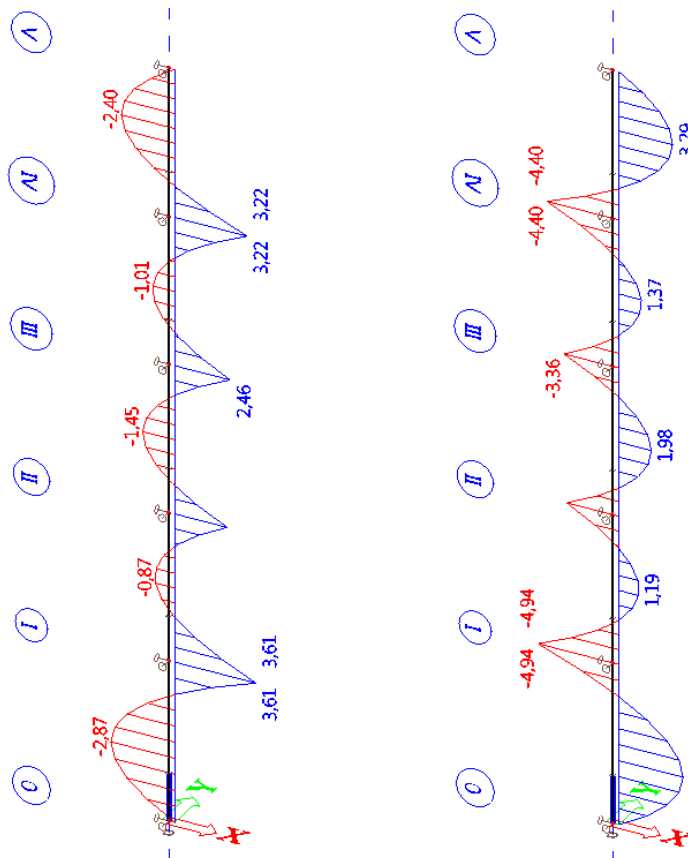
Slika 25: Obtežba vetra na fasadni steber; veter pritisk  $V_P$  [ $kN/m$ ] in veter srk  $V_S$  [ $kN/m$ ]



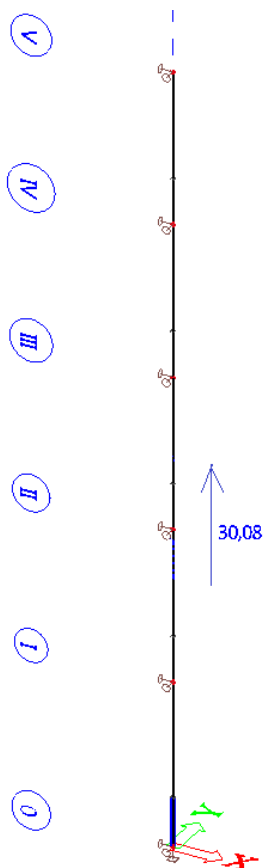
Slika 26: Osne sile  $N$  [ $kN$ ] za fasadni steber;  $MSN\_veter\_p$  in  $MSN\_veter\_s$



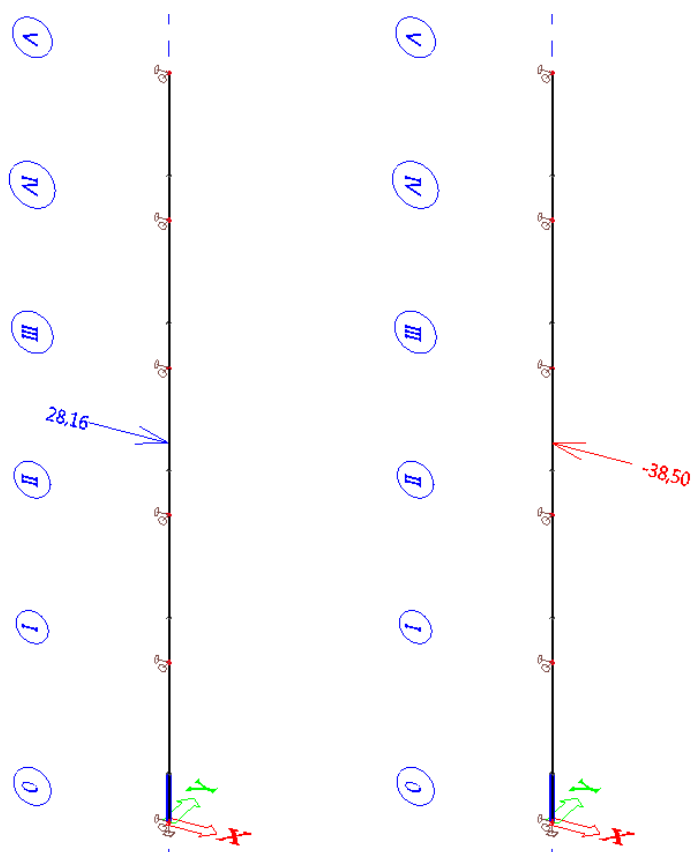
Slika 27: Prečne sile  $V_z$  [kN] za fasadni steber; MSN\_veter\_p in MSN\_veter\_s



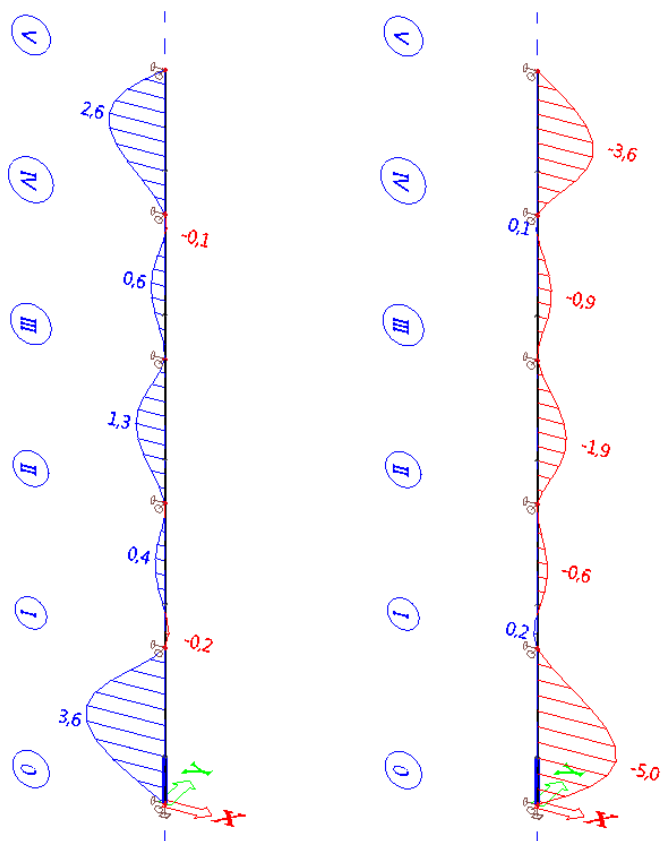
Slika 28: Upogibni momenti  $M_y$  [kNm] za fasadni steber; MSN\_veter\_p in MSN\_veter\_s



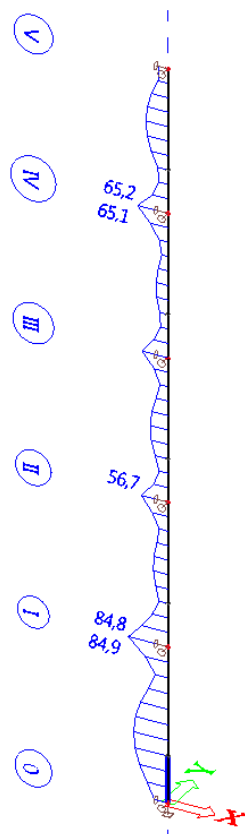
Slika 29: Vsota reakcij stalne obtežbe za fasadni stebler  $R_z$  [kN]



Slika 30: Vsota reakcij obt. vetra za fasadni stebler; veter pritisk  $R_{x,p}$  [kN], veter srk  $R_{x,s}$  [kN]

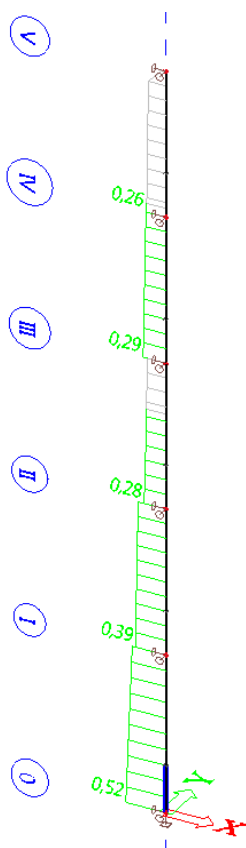


Slika 31: Pomiki  $u_z$  [mm] za fasadni stebec; MSU\_veter\_p in MSU\_veter\_s



Slika 32: Von Mises-ove napetosti [MPa] za fasadni stebec; ovoj\_MSN





Slika 33: Izkoriščenost fasadnega stebra; ovoj\_MSN

Detajlni izpisi iz programa Scia Engineer 2012 za najbolj obremenjen element fasadne podkonstrukcije se nahajajo v prilogah – glej Prilogo B1.

#### 5.1.4 Kontrole

##### I. Kontrola pomikov

SISIT EN 1990:2004/A101:2008. A1.4.2(3)

$$w = 5,0 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{350} = \frac{4000 \text{ mm}}{350} = 11,43 \text{ mm}$$

##### II. Kontrola reakcij

###### – veter pritisk

$$\text{obtežba vetra} \quad w_D = 0,561 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia)} \quad R_{x,p} = 28,16 \text{ kN}$$

$$\frac{28,16 \text{ kN}}{2,67 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m}} = 0,561 \text{ kN/m}^2 = w_D = 0,561 \text{ kN/m}^2$$

###### – veter srk

$$\text{obtežba vetra} \quad w_A = -0,767 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia)} \quad R_{x,s} = 38,50 \text{ kN}$$

$$\frac{38,50 \text{ kN}}{2,67 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m}} = 0,767 \text{ kN/m}^2 = w_A = 0,767 \text{ kN/m}^2$$

– stalna obtežba

lastna teža fasade  $g_f = 0,6 \text{ kN/m}^2$

vsota reakcij (Scia)  $R_z = 30,08 \text{ kN}$

$$\frac{30,08 \text{ kN}}{2,67 \text{ m} \cdot 18,8 \text{ m}} = 0,6 \text{ kN/m}^2 = g_f = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

**III. Kontrola kompaktnosti prereza** SIST EN 1993-1-1:2005. 5.6 (pr. 5.2 in 5.3)

Podatki za steber HEA 100

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (100 - 5 - 2 \cdot 12) / 2 = 35,5$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{35,5 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 4,44 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9,0$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 96 - 2 \cdot 8 - 2 \cdot 12 = 56$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{56 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 11,2 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33,0$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

STRIG: 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{80 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 16 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60,0$$

Stojina je kompaktna.

**IV. Kontrola nosilnosti in stabilnosti fasadnega stebra**

**1) Uklonska nosilnost stebra**

SISIT EN 1993-1-1:2005. 6.3.1.1 (3)

$$N_{b,Rd}^i = \chi_i \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Kjer so:

$\chi_i$  uklonski redukcijski faktor

$N_{b,Rd}^i$  projektna uklonska nosilnost tlačno obremenjenega elementa

$$L_u = 400 \text{ cm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0 \quad \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– uklon okoli močnejše osi y – y:

$$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \quad t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{uklonska krivulja b}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{u,y}}{i_y} = \frac{400}{4,06} = 98,52 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{98,52}{93,9} = 1,05 \rightarrow \chi_y = 0,5661$$

$$N_{b,Rd}^y = \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5661 \cdot 21,2 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 282,03 \text{ kN}$$

– uklon okoli šibkejše osi z – z:

$$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \quad t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{uklonska krivulja c}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{u,z}}{i_z} = \frac{400}{2,51} = 159,36 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{159,36}{93,9} = 1,7 \rightarrow \chi_x = 0,2577$$

$$N_{b,Rd}^z = \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,2577 \cdot 21,2 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 128,38 \text{ kN}$$

## 2) Nosilnost prečnih prerezov

SISIT EN 1993-1-1:2005. 6.2

– Tlačna nosilnost

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 21,2 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 498,2 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{b,Rd}^y; N_{b,Rd}^z; N_{pl,Rd}) = \min(282,0 \text{ kN}; 128,4 \text{ kN}; 498,2 \text{ kN}) = 128,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 44,75 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 128,4 \text{ kN}$$

– Strižna nosilnost

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 6,03 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1} = 81,81 \text{ kN}$$

$$A_v = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 21,2 - 2 \cdot 10 \cdot 0,8 + (0,5 + 2,4) \cdot 0,69 = 6,03 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 8 \cdot 0,5 \text{ cm} = 4,8 \end{cases}$$

$$A_v = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 7,38 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 88,81 \text{ kN}$$

– Upogibna nosilnost

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 19,51 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 4,94 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 19,51 \text{ kNm}$$

– Plastična nosilnost za enoosni upogib z osno silo

Pri prisotnosti osne sile je potrebno upoštevati njen vpliv na upogibno nosilnost. Izpolnjen mora biti pogoj  $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$ , kjer je  $M_{N,Rd}$  projektna plastična upogibna nosilnost, zmanjšana zaradi delovanja osne sile  $N_{Ed}$ .

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{44,75 \text{ kN}}{498,2 \text{ kN}} = 0,09 \quad n < 0,5 \cdot a < 0,25$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{21,2 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm}}{21,2 \text{ cm}^2} = 0,245$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 19,51 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 4,94 \text{ kNm} \leq M_{N,y,Rd} = 19,51 \text{ kNm}$$

### 3) Bočna zvrnitev

SISIT EN 1993-1-1:2005. 6.3.2.1 (3)

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Kjer so:

$W_y$  odpornostni moment prečnega prereza za močno os  $W_y = W_{pl,y}$  – 1. razred kompaktnosti

$\chi_{LT}$  redukcijski faktor pri bočni zvrnitvi

$\alpha_{LT}$  faktor nepopolnosti

$\bar{\lambda}_{LT}$  relativna vitkost bočne zvrnitve

$M_{Cr}$  kritični moment bočne zvrnitve

$$M_{Cr} = c_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z \cdot E \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot L)^2}}$$

$$M_{Cr} = 1,29 \cdot \frac{\pi}{1 \cdot 400} \cdot \sqrt{21000 \cdot 134 \cdot 8070 \cdot 5,24 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 134 \cdot 21000 \cdot 2581}{(1 \cdot 400)^2}}$$

$$M_{Cr} = 3630,51 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{Cr}}} = \sqrt{\frac{83 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{3630,51 \text{ kNcm}}} = 0,73 > 0,4 \quad \text{el. je občutljiv na bočno zvrnitev}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 \leq 2 \quad \rightarrow \quad \text{krivulja b} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,34$$

$$\emptyset_{LT} = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2\right)$$

$$\emptyset_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,73 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,73^2] = 0,76$$

$$\chi_{LT} = \left(\emptyset_{LT} + \sqrt{\emptyset_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}\right)^{-1} = \left(0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,75 \cdot 0,73^2}\right)^{-1} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,73^2}$$

$$\chi_{LT} = 0,846 \leq 0,71$$

$$M_{Ed} = 494 \text{ kNcm} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,846 \cdot 83 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 1650 \text{ kNcm}$$

#### 4) Interakcija M+N – stabilnost

SISIT EN 1993-1-1:2005. 6.3.3

Faktorji nadomestnega upogibnega momenta  $c_m$ :

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{3,93 \text{ kNm}}{4,94 \text{ kNm}} = 0,79 \quad -1 \leq \Psi \leq 1$$

$$c_{my} = c_{mz} = c_{mLT} = \begin{cases} 0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s = 0,2 + 0,8 \cdot 0,79 = 0,83 \\ \geq 0,4 \end{cases}$$

Interakcijski faktorji  $k_{ij}$  za elemente, ki so občutljivi na bočno zvrnitev:

$$k_{yy} = \begin{cases} c_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A_i \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right) = 0,83 \cdot \left(1 + (1,05 - 0,2) \frac{44,75}{0,5661 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,0}\right) \\ \leq c_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A_i \cdot f_y / \gamma_{M1}}\right) = 0,83 \cdot \left(1 + 0,8 \frac{44,75}{0,5661 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,0}\right) \end{cases}$$

$$k_{yy} = 0,935$$

$$k_{zy} = \begin{cases} 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A_i \cdot f_y / \gamma_{M1}} = 1 - \frac{0,1 \cdot 1,7}{(0,83 - 0,25)} \cdot \frac{44,75}{0,2577 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,0} \\ \geq 1 - \frac{0,1}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A_i \cdot f_y / \gamma_{M1}} = 1 - \frac{0,1}{(0,83 - 0,25)} \cdot \frac{44,75}{0,2577 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,0} \end{cases}$$

$$k_{zy} = 0,939$$

Kontrola stabilnosti:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{44,75}{0,5661 \cdot 498,2 / 1,0} + 0,935 \cdot \frac{494}{846 \cdot 19,51 / 1,0} \leq 1$$

$$0,44 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1$$
$$\frac{44,75}{0,2577 \cdot 498,2/1,0} + 0,939 \cdot \frac{494}{0,846 \cdot 19,51/1,0} \leq 1$$
$$0,63 \leq 1$$

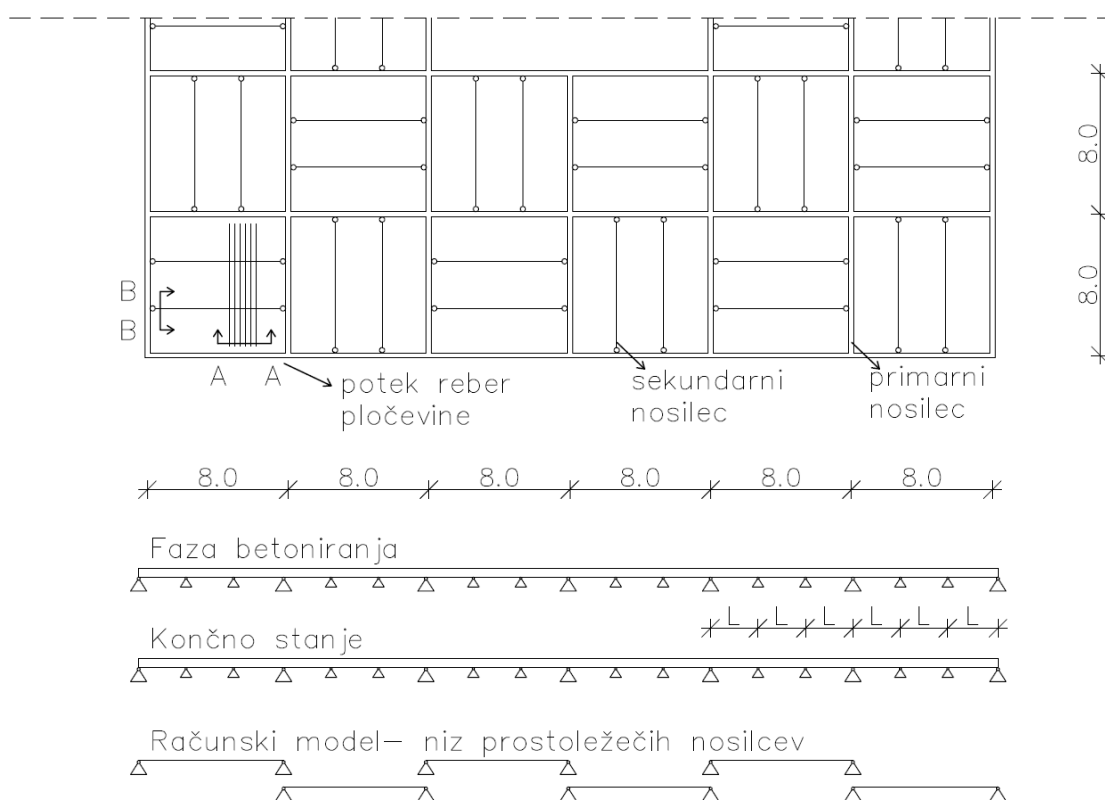
## 5.2 Fasadna podkonstrukcija bočne in čelne fasade – atrij objekta

Pri dimenzioniranju fasadne podkonstrukcije v območju atrija izberemo enak profil fasadnega stebra HEA 100. Obtežba vetra v območju atrija je manjša, obtežba fasadnega sistema pa enaka. Izbira manjšega prereza profila ne pride v poštev, saj s tem ne zagotovimo zadostno tlačno in uklonsko nosilnost stebra.

## 6 MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

Medetažno sekundarno konstrukcijo izvedemo v sovprežni izvedbi. Sestavljena je iz sovprežnih nosilcev in sovprežne plošče. Sovprežna ploščo sestavljata hladno oblikovana profilirana pločevina in beton z vgrajeno armaturo. Sovprežni stropovi se največkrat uporabljajo v okvirnih jeklenih konstrukcijah. So enostavni za izvedbo in v ničemer ne zaostajajo za klasičnimi stropovi glede obnašanja med uporabo.

### 6.1 Zasnova medetažne konstrukcije



Slika 34: Geometrija sovprežne stropne plošče s profilirano pločevino

Medetažna konstrukcija je zasnovana iz niza prosto ležečih primarnih nosilcev na katere so členkasto pritrjeni sekundarni sovprežni nosilci. Sekundarni nosilci v polju potekajo v prečni ali vzdolžni smeri in so razvrščeni po sistemu šahovnice. Obtežbe se raznašajo po istem sistemu preko sekundarnih nosilcev na primarne.

### 6.2 Sovprežna plošča

Sovprežna plošča je sestavljena iz profilirane jeklene pločevine in armiranobetonske plošče. Profilirano jekleno pločevino prvotno uporabimo kot stalni opaž in kot delovno platformo, ki pa se nato konstrukcijsko poveže s strjenim betonom in deluje kot natezna armatura dokončnega stropa.

Gradnja sovprežnih stropov ima številne prednosti in dobre lastnosti, gradnja je enostavna in hitra. V primerjavi z betonsko ploščo enakih dimenzij ima sovprežna plošča večjo nosilnost in togost, zato lahko posledično uporabimo tanjšo sovprežno ploščo namesto AB. Priročna je tudi spodnja površina sovprežne plošče, kjer nam rebra profilirane pločevine služijo kot utori za pritrditev obešal spušččenega stropa.

### Projektiranje sovprežnih konstrukcij s profilirano jekleno razdelimo na dve fazi:

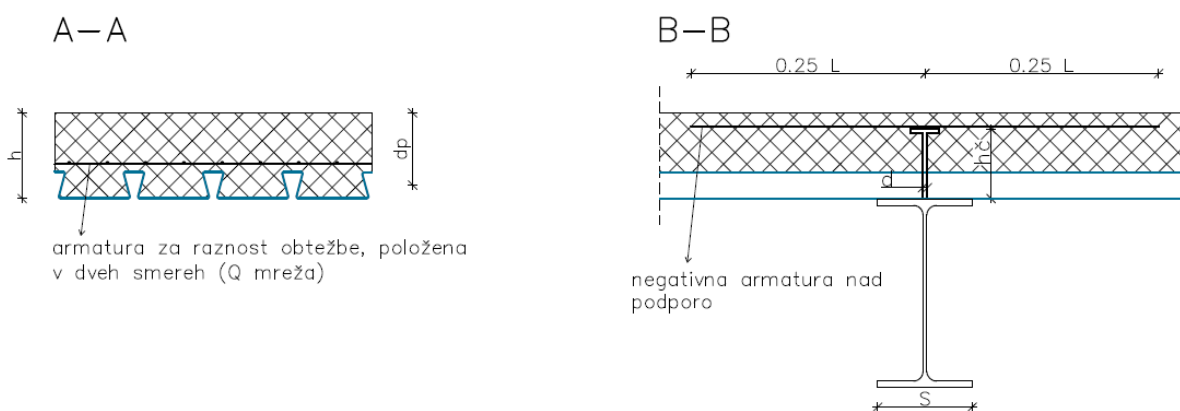
#### a) profilirana jeklena pločevina kot opaž – faza gradnje

Preveriti je potrebno obnašanje profilirane jeklene pločevine za čas, ko le-ta deluje kot opaž za moker beton (obtežba mokrega betona z možnostjo nakopičenja, ter možnost učinka bazena).

#### b) sovprežna plošča – končno stanje

Preveriti je potrebno etažno ploščo po začetku sovprežnega delovanja, ter odstranitvi vseh začasnih podpor (prevzem koristne obtežbe).

### 6.2.1 Zasnova sovprežne plošče



Slika 35: Potek reber pločevine in armature

#### Geometrija:

- razmak med podpornimi nosilci  $L = 2,67 \text{ m}$
- razmak med začasnimi podporami  $l$
- skupna višina sovprežne plošče  $h = 12 \text{ cm}$
- efektivna višina sovprežne plošče  $d_p = 12 - \frac{5,1}{2} = 9,45 \text{ cm}$
- višina betona nad pločevino  $h_c = 6,9 \text{ cm}$
- višina profilirane pločevine  $h_p = 5,1 \text{ cm}$





Izračun obremenitev obravnavamo za 1 m širine plošče:

### I. Obremenitve za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot g_l + 1,35 \cdot g_s + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 2,61 + 1,35 \cdot 1,87 + 1,5 \cdot 4,2$$

$$q_{Ed,MSN} = 12,34 \text{ kN/m}$$

### II. Obremenitve za mejno stanje uporabnosti – MSU

$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot g_l + 1,0 \cdot g_s + 1,0 \cdot q = 1,0 \cdot 2,61 + 1,0 \cdot 1,87 + 1,0 \cdot 4,2$$

$$q_{Ed,MSU} = 8,68 \text{ kN/m}$$

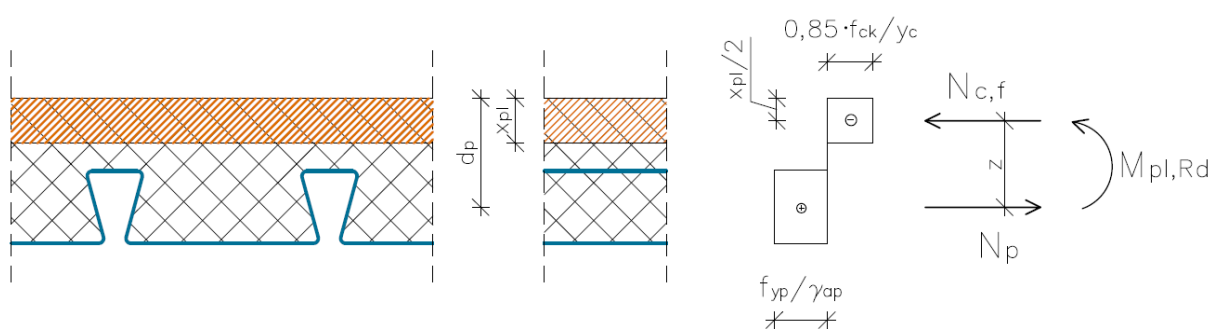
## 6.2.4 Profilirana jeklena pločevina v fazi betoniranja

Sovprežno ploščo s profilirano pločevino med gradnjo v fazi betoniranja ne podpiramo z začasnimi podporami, saj proizvajalec profilirane pločevine (ComFlor 51) zagotavlja, da je pločevina sposobna prenesti obtežbo svežega betona med betoniranjem na razponu 3,6 m (glej Prilogo A).

$$L_{dej} = 2,67 \text{ m} < L_{max} = 3,6 \text{ m}$$

## 6.2.5 Kontrole sovprežne plošče v končnem stanju

### I. Kontrola upogibne nosilnosti sovprežne plošče (MSN)



Slika 37: Plastična razporeditev napetosti v sovprežni plošči

$$N_{c,f} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \chi_{pl} \cdot b = N_p = A_{pe} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} = 15,79 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 552,65 \text{ kN}$$

$$\chi_{pl} = \frac{N_{c,f}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{552,65 \text{ kN}}{100 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5} = 3,90 \text{ cm}$$

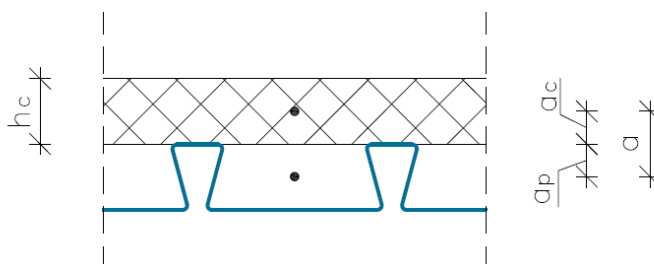
$$z = d_p - \frac{\chi_{pl}}{2} = 9,45 \text{ cm} - \frac{3,90 \text{ cm}}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{c,f} \cdot z = 552,65 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ cm} = 4144,88 \text{ kNcm} = 41,45 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{12,34 \text{ kN/m} \cdot 2,67^2 \text{ m}^2}{8} = 11,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 11,0 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 41,45 \text{ kNm}$$

## II. Kontrola upogiba sovprežne plošče (MSU) SISIT EN 1990:2004/A101:2008. A1.4.2



Slika 38: Geometrijski karakteristike sovprežne plošče

$$a = d_p - \frac{h_c}{2} = 9,45 \text{ cm} - \frac{6,9 \text{ cm}}{2} = 6,0 \text{ cm}$$

$$A_c = b \cdot h_c = 100 \text{ cm} \cdot 6,9 \text{ cm} = 690 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{100 \cdot 6,9^3}{12} \text{ cm}^4 = 2737,58 \text{ cm}^4$$

Vplive lezenja pri konstrukcijskih stavbah, ki niso namenjena skladiščenju, upoštevamo z razmerjem elastičnih modulov ( $t = t_\infty$ ) - SIST EN 1994-1-1:2005. 5.4.2.2:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6,77$$

$$n_\infty = 2 \cdot n_0 = 13,54$$

$$A_{sov} = A_{pe} + \frac{A_c}{n_\infty} = 15,79 \text{ cm}^2 + \frac{690 \text{ cm}^2}{13,54} = 66,75 \text{ cm}^2$$

$$a_p = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 6,0 \text{ cm} \cdot \frac{690 \text{ cm}^2}{66,75 \text{ cm}^2 \cdot 13,54} = 4,58 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_{pe}}{A_{sov}} = 6,0 \text{ cm} \cdot \frac{15,79 \text{ cm}^2}{66,75 \text{ cm}^2} = 1,42 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_p + A_{pe} \cdot a_p^2 + \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_\infty} = 55,7 + 15,79 \cdot 4,58^2 + \frac{2737,58 + 690 \cdot 1,42^2}{13,54} = 691,86 \text{ cm}^4$$

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,MSU} \cdot L^4}{E_a \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0868 \cdot 267^4}{21000 \cdot 28839,25} \text{ cm} = 0,395 \text{ cm} = 3,95 \text{ mm}$$

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{267 \text{ cm}}{250} = 1,068 \text{ cm} = 10,68 \text{ mm}$$

$$w = 3,95 \text{ mm} \leq w_{max} = 10,68 \text{ mm}$$

### III. Kontrola vzdolžnega in prečnega striga

Sovprežno delovanje pri prečnem strigu je zagotovljeno z mehansko povezavo, preko nazaj izbočenih valov.

Sovprežno delovanje pri vzdolžnem strigu je zagotovljeno z mehansko povezavo, s trenjem in s končnim sidranjem preko čepov. Podatkov od proizvajalca nisem dobil.

#### 6.2.6 Dimenzioniranje potrebne armature za sovprežno ploščo

##### I. Negativna vzdolžna armatura nad podporami

Sovprežnim ploščam, ki so projektirane kot prostoležeče plošče moramo proti razpokanju betona zagotoviti negativno (zgornjo) armaturo nad podporami. Količino potrebne negativne armature proti razpokam smo določili v točki 6.3.5, kontrola 4.

Potrebna negativna armatura nad podpornimi nosilci:

$$A_{neg.arm.potr.} = 2,1 \text{ cm}^2/m \quad \rightarrow \quad \text{izberem armaturno mrežo Q 226}$$

##### II. Armatura za raznos obtežbe

Armaturo za raznos obtežbe se postavi na pločevino in je potrebna v primeru koncentriranih sil, linijske obtežbe oziroma porazdeljene obtežbe, ki deluje po delu površine plošče. Armaturo ne sme imeti prečnega prereza manjšega od 0,2 % površine betona nad rebri in mora segati preko širine, ki ni manjša od širine  $b_{em}$  - sodelujoča širina sovprežne plošče (SIST EN 1994-1-1:2005. 9.4.3 (5)). Armaturo za raznos obtežbe se vgradi tudi, če nimamo vnosa koncentrirane sile, priporočljivo iz prakse (predelne stene, lažja koncentrirana oprema, koristna obtežba lahko deluje le po delu plošče).

Potrebna armatura za raznos obtežbe, položena na pločevino:

$$A_{raznos.potr.} = 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm} - 5,1 \text{ cm}) = 1,38 \text{ cm}^2/m \quad \rightarrow \quad \text{izberem armaturno mrežo Q 139}$$

##### III. Dodatna vzdolžna armatura za primer požara

V primeru požara predpostavimo da sovprežna pločevina ne zagotavlja ustrezne upogibne nosilnosti. Potrebno je dodati in določiti dodatno vzdolžno armaturo v obliki armaturnih palic (glej poglavje 11.4.3). Dejanski prerez vzdolžne armature izračunamo s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989).

Upogibni moment:  $M_{Ed,min} = 11,0 \text{ kNm} = 1100 \text{ kNcm}$

$$k_h = \frac{M_{Ed,min}}{f_{cd} \cdot b_t \cdot d^2} = \frac{1100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}^2} = 0,066 \quad \rightarrow \quad k_s = 1,047$$

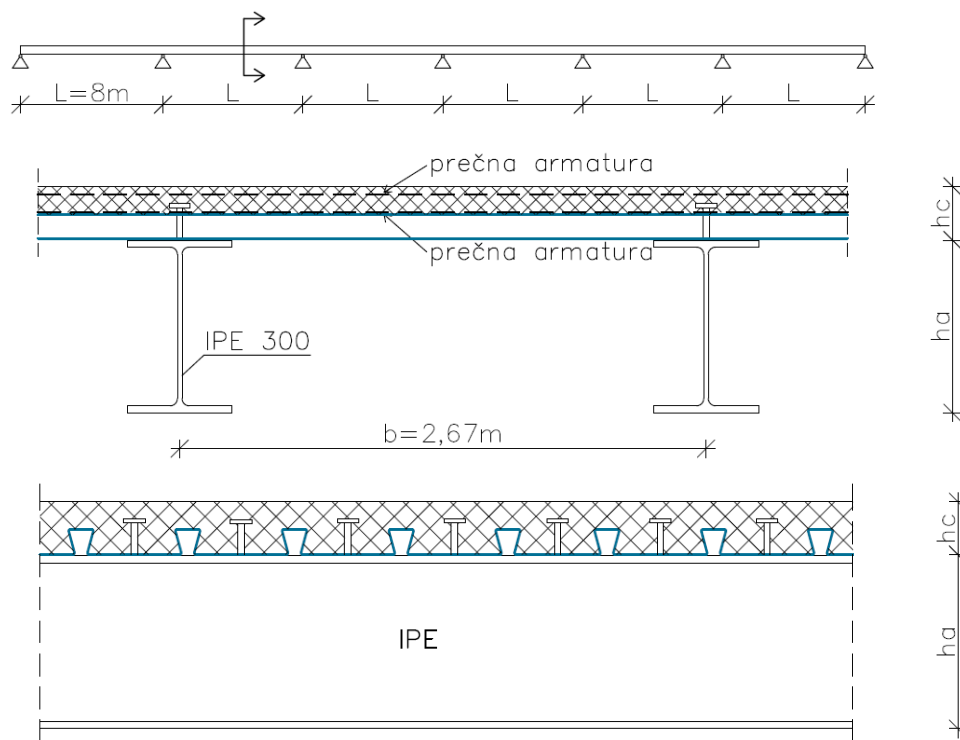
$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed,min}}{d \cdot f_{yd}} = 1,047 \cdot \frac{1100 \text{ kNcm}}{10 \text{ cm} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 2,65 \text{ cm}^2$$

izberemo armaturo:  $\varnothing 8$  v vsak val  $A_{s,dej} = 3,52 \text{ cm}^2$  (7 palic  $\rightarrow$  7 reber na 1 m plošče)

### 6.3 Sekundarni sovprežni nosilec

Sovprežni nosilec je konstrukcijski element, sestavljen iz betona in konstrukcijskega ali hladno oblikovanega jekla, ki sta med seboj povezana s strižno povezavo s katerim se prepreči vzdolžni zdrs ter ločitev med jeklom in betonom. Sovprežni nosilec je obremenjen predvsem upogibno.

#### 6.3.1 Zasnova sovprežnega nosilca



Slika 39: Prečni in vzdolžni prerez sovprežnega nosilca

#### Geometrija:

- višina armiranobetonske plošče s profilirano pločevino  $h_c = 12 \text{ cm}$
- višina profilirane pločevine  $h_p = 5,1 \text{ cm}$
- razpon sekundarnega sovprežnega nosilca  $L = 8 \text{ m}$

- razmik med sekundarnimi sovprežnimi nosilci  $b = 2,68 \text{ m}$
- profilirana jeklena pločevina poteka pravokotno na nosilce

### 6.3.2 Osnovni podatki

#### Material

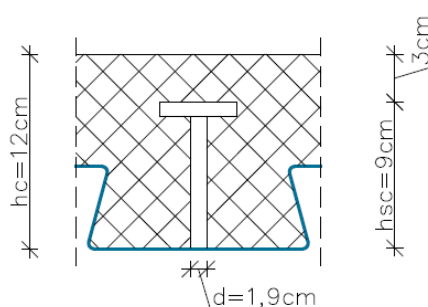
- jeklo S 275:
  - napetost tečenja  $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$
  - natezna trdnost  $f_u = 43,0 \text{ kN/cm}^2$
- beton C 25/30
  - karak. tlačna trdnost (po 28 dneh)  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
  - karak. natezna trdnost  $f_{ctk,0.05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$
  - srednja vred. natezne trdnosti  $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$
  - srednja vred. modula elastičnosti  $E_{cm} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
- armatura S 500
  - karak. vrednost tečenja armature  $f_{sk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- čepi
  - natezna trdnost  $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

#### Sekundarni sovprežni nosilec IPE 300 (S 275) - $h_a \approx L/25 = 800/25 = 32 \text{ cm}$

- višina nosilca  $h = 300 \text{ mm}$
- širina nosilca  $b = 150 \text{ mm}$
- debelina pasnice  $t_f = 10,7 \text{ mm}$
- debelina stojine  $t_w = 7,1 \text{ mm}$
- radij zaokrožitve  $r = 15 \text{ mm}$
- ploščina prereza  $A = 53,8 \text{ cm}^2$
- elastični vztrajnostni moment v smeri y  $I_y = 8360 \text{ cm}^4$
- elastični odpornostni moment v smeri y  $W_y = 557,0 \text{ cm}^3$

#### Čepi z glavo (NELSON čepi Ø19)

- premer čepa  $d = 19 \text{ mm}$
- višina čepa  $h_{sc} = 90 \text{ mm}$
- nominalna natezna trdnost čepa  $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$
- skupno število moznikov  $n = 48$
- število čepov v valu  $n_r = 1$
- reducirane nosilnosti čepa v betonu ni potrebno upoštevati  $\frac{h_{sc}}{d} = 4,736 > 4 \rightarrow \alpha = 1$



Slika 40: Geometrija čepa

### 6.3.3 Obtežbe sekundarnega sovprežnega nosilca

#### a) Lastna

- lastna teža jeklenega nosilca  $g_a = 0,422 \text{ kN/m}$
- lastna teža sovprežne plošče:
  - strjen beton  $24 + 1 = 25 \text{ kN/m}^3$   $g_c = 2,55 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 6,81 \text{ kN/m}$
  - svež beton  $24 + 1 + 1 = 26 \text{ kN/m}^3$   $g_c = 2,61 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 6,97 \text{ kN/m}$
- lastna teža opaža  $0,4 \text{ kN/m}^2$   $g_{op} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 1,07 \text{ kN/m}$

#### b) Stalna

- finalni tlak  $0,1 \text{ kN/m}^2$   $g_{ft} = 0,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 0,27 \text{ kN/m}$
- estrih  $1,25 \text{ kN/m}^2$   $g_{es} = 1,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 3,34 \text{ kN/m}$
- topl. /zvo. izol. Fibran  $0,02 \text{ kN/m}^2$   $g_{iz} = 0,02 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 0,053 \text{ kN/m}$
- inštalacije  $0,3 \text{ kN/m}^2$   $g_{in} = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 0,80 \text{ kN/m}$
- spuščeni strop  $0,2 \text{ kN/m}^2$   $g_{sp.s} = 0,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 0,53 \text{ kN/m}$

#### c) Koristna obtežba

$$4,2 \text{ kN/m}^2 \quad q = 4,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 11,21 \text{ kN/m}$$

Koristna obtežba za kategorijo uporabe B, pisarne + predelne stene - glej Preglednico 1.

#### d) Obtežba med betoniranjem $g_m = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67 \text{ m} = 2,0 \text{ kN/m}$

- območje  $3 \cdot 3 \text{ m}$  (kopičenje betona) – 10% lastne teže betona:
 
$$q_{m1} = 0,10 \cdot 0,12 \cdot 25 = 0,3 \text{ kN/m}^2 < 0,75 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{m1} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$
- izven območja (delavci in oprema)  $q_{m2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

### 6.3.4 Faza gradnje (montažno stanje)

Celotno obtežbo v fazi gradnje odpade na jekleni sovprežni nosilec IPE 300, katerega bočno podpremo na razdalji 2.0 m, ter podpremo z začasnimi podporami.

#### I. Obremenitve v času gradnje

##### 1) Obremenitve za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{ed,MSN} = 1,35 \cdot g_a + 1,5 \cdot (g_{c,sv.b.} + g_{op} + g_m) = 1,35 \cdot 0,422 + 1,5 \cdot (6,97 + 1,07 + 2,0)$$

$$q_{ed,MSN} = 15,63 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{ed,MSN} \cdot l^2}{8} = \frac{15,63 \cdot 8^2}{8} \text{ kNm} = 125,04 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{ed,MSN} \cdot l}{2} = \frac{15,63 \cdot 8}{2} \text{ kN} = 62,52 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad W = \frac{125,04}{27,5} = 454,69 \text{ cm}^3 \quad \rightarrow \quad \text{izberemo IPE 300 } W_{dej} = 557 \text{ cm}^3$$

##### 2) Obremenitve za mejno stanje uporabnosti – MSU

$$q_{ed,MSU} = 1,0 \cdot g_a + 1,0 \cdot g_{c,sv.b.} + 1,0 \cdot g_{op} + 1,0 \cdot g_m$$

$$q_{ed,MSU} = 1,0 \cdot 0,422 + 1,0 \cdot 6,97 + 1,0 \cdot 1,07 + 1,0 \cdot 2,0$$

$$q_{ed,MSU} = 10,46 \text{ kN/m}$$

#### II. Kontrole sovprežnega nosilca v fazi gradnje

##### 1) Kontrola kompaktnosti prereza SIST EN 1993-1-1:2005. 5.6 (pr. 5.2 in 5.3)

Podatki za prečko IPE 300

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,1 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (150 - 7,1 - 2 \cdot 15) / 2 = 56,45$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{56,45 \text{ mm}}{10,7 \text{ mm}} = 5,3 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

1. razred kompaktnosti



STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 300 - 2 \cdot 10,7 - 2 \cdot 15 = 248,6$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{248,6 \text{ mm}}{7,1 \text{ mm}} = 34,9 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,24$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

STRIG: 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{278,6 \text{ mm}}{7,1 \text{ mm}} = 39,2 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2$$

Stojina je kompaktna.

## 2) Nosilnost prečnih prerezov

SISIT EN 1993-1-1:2005. 6.2

### – Normalne napetosti

$$\sigma = \frac{M_{y,Ed}}{W_y} = \frac{12504 \text{ kNcm}}{557 \text{ cm}^3} = 22,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = 22,45 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

### – Strižne napetosti

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 24,06 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1} = 382,0 \text{ kN}$$

$$A_v = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 53,8 - 2 \cdot 15 \cdot 1,07 + (0,71 + 1,5) \cdot 1,07 = 24,06 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 27,86 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm} = 23,73 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 24,06 \text{ cm}^2$$

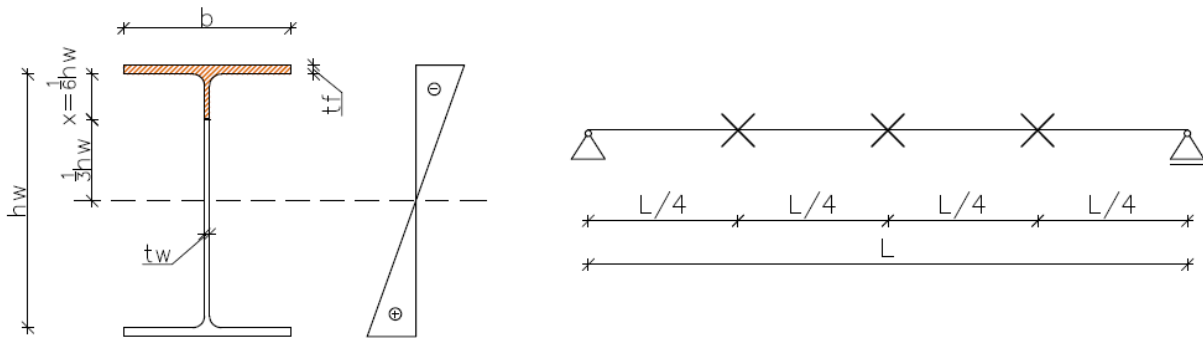
$$V_{Ed} = 62,52 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 382,0 \text{ kN}$$

### – Kontrola interakcije

$$V_{Ed} = 62,52 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 188,38 \text{ kN}$$

### 3) Bočna zvrnitev (poenostavljena metoda)

SISIT EN 1993-1-1:2005. 6.3.2.4



Slika 41: Bočno podpiranje v času gradnje

$$x = \frac{h - 2 \cdot t_f}{6} = \frac{30 \text{ cm} - 2 \cdot 1,07 \text{ cm}}{6} = 4,64 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + \frac{x \cdot t_w^3}{12} = \frac{15^3 \text{ cm}^3 \cdot 1,07 \text{ cm}}{12} + \frac{4,64 \text{ cm} \cdot 0,71^3}{12} = 301,08 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + x \cdot t_w = 15 \text{ cm} \cdot 1,07 \text{ cm} + 4,64 \text{ cm} \cdot 0,71 \text{ cm} = 19,35 \text{ cm}^2$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{301,08 \text{ cm}^4}{19,35 \text{ cm}^2}} = 3,94 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,81$$

$$\lambda_{c0} = 0,4 + 0,1 = 0,5$$

$$M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 557 \cdot \frac{27,5}{1,0} = 15317,5 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_1} \leq \lambda_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,4 + 0,1 \cdot \frac{153,18 \text{ kNm}}{125,04 \text{ kNm}} = 0,61$$

$$L_c \leq 0,61 \cdot \frac{i_{fz} \cdot \lambda_1}{k_c} = 0,5 \cdot \frac{3,94 \text{ cm} \cdot 86,81}{0,94} = 218,32 \text{ cm}$$

$$n = \frac{L}{L_c} = \frac{800 \text{ cm}}{218,32 \text{ cm}} = 3,66 \cong 4,0 \rightarrow \text{Nosilec 3-krat bočno podpremo na razdalji 200 cm}$$

Kjer so:

$n$  število polj med bočnimi podporami

$k_c$  korekcijski faktor glede na razporeditev momenta -  $k_c = 0,94$

$i_{fz}$  vztrajnostni polmer nadomestnega tlačnega pasu, sestavljen iz tlačene pasnice in 1/3 tlačnega dela stojine

$\chi(\bar{\lambda}_f)$  uklonska krivulja  $c$  za vroče valjane I prereze

$k_{f,1}$  faktor, ki zajame vpliv konservativnosti metode tlačene pasnice -  $k_{f,1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_1} = \frac{0,94 \cdot 200 \text{ cm}}{3,94 \text{ cm} \cdot 86,81} = 0,55 \leq 0,61$$

### 6.3.5 Končno stanje – MSN (plastična analiza)

V končnem stanju po strditvi betona odpade vsa dodatna obtežba na jekleni sovprežni nosilec IPE 300.

#### I. Obremenitve v končnem stanju

##### 1) Obremenitve za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{ed,MSN} = 1,35 \cdot (g_a + g_{c,st.b.} + g_{ft} + g_{es} + g_{iz} + g_{in} + g_{sp.s}) + 1,5 \cdot q$$

$$q_{ed,MSN} = 1,35 \cdot 12,224 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 11,21 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed,MSN} = 33,31 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed,MSN} \cdot l^2}{8} = \frac{33,31 \cdot 8^2}{8} \text{ kNm} = 266,48 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed,MSN} \cdot l}{2} = \frac{33,31 \cdot 8}{2} \text{ kN} = 133,24 \text{ kN}$$

##### 2) Obremenitve za mejno stanje uporabnosti – MSU

$$q_{ed,MSU} = 1,0 \cdot (g_{ft} + g_{es} + g_{iz} + g_{in} + g_{sp.s}) + 1,0 \cdot \Psi \cdot q$$

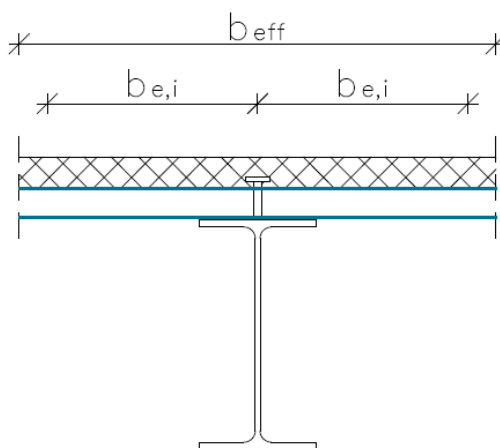
$$q_{ed,MSU} = 1,0 \cdot 4,993 \text{ kN/m} + 1,0 \cdot 0,7 \cdot 11,21 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed,MSU} = 12,84 \text{ kN/m}$$

$$\Psi = 0,7 \rightarrow \text{kombinacijski faktor za pisarne}$$

#### II. Določitev sodelujoče širine (efektivna širina)

SISIT EN 1994-1-1:2005. 5.4.1.2



Slika 42: Sodelujoča širina

Kjer so:

$b_{e,i}$  sodelujoča širina na sredini razpona zunanjega polja, določena kot  $b_{e,i} = L_e/8$ , toda ne večja od geometrijske širine  $b_i = 267 \text{ cm}$

$L_e$  ekvivalentni razpon zunanjega polja

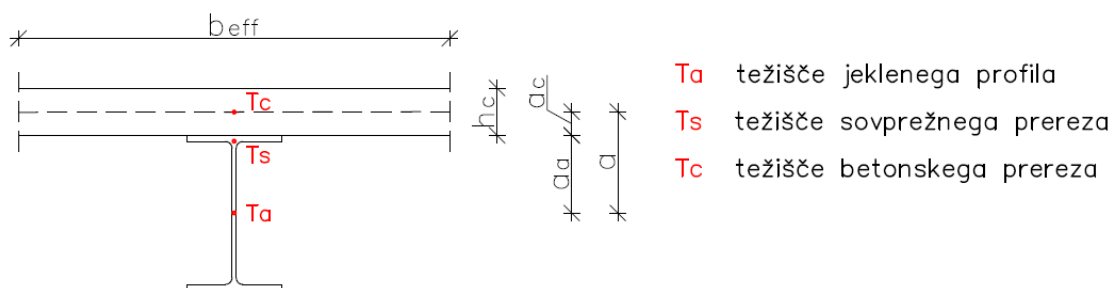
$$L_e = L = 800 \text{ cm}$$

$$b_{e,i} = \frac{L_e}{8} = \frac{800 \text{ cm}}{8} = 100 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \sum b_{e,i} = 2 \cdot 100 \text{ cm} = 200 \text{ cm} \leq b_i = 267 \text{ cm}$$

Predpostavimo konstantno sodelujočo širino vzdolž celotnega razpona, ki jo določimo na sredini razpona -  $b_{eff} = 204,8 \text{ cm}$ .

### III. Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca



Slika 43: Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca

$$a = \frac{30 \text{ cm}}{2} + \frac{12 \text{ cm}}{2} = 21 \text{ cm}$$

$$A_a = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$J_a = 8360 \text{ cm}^3$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 200 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 2400 \text{ cm}^2 \quad J_c = \frac{200 \cdot 12^3}{12} \text{ cm}^4 = 28800 \text{ cm}^4$$

Vplive lezenja pri konstrukcijskih stavbah, ki niso namenjena skladiščenju, upoštevamo z razmerjem elastičnih modulov ( $t = t_\infty$ ) - SIST EN 1994-1-1:2005. 5.4.2.2:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6,77$$

$$n_\infty = 2 \cdot n_0 = 13,54$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 53,8 \text{ cm}^2 + \frac{2400 \text{ cm}^2}{13,54} = 231,05 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 21 \text{ cm} \cdot \frac{2400 \text{ cm}^2}{231,05 \text{ cm}^2 \cdot 13,54} = 16,11 \text{ cm}$$

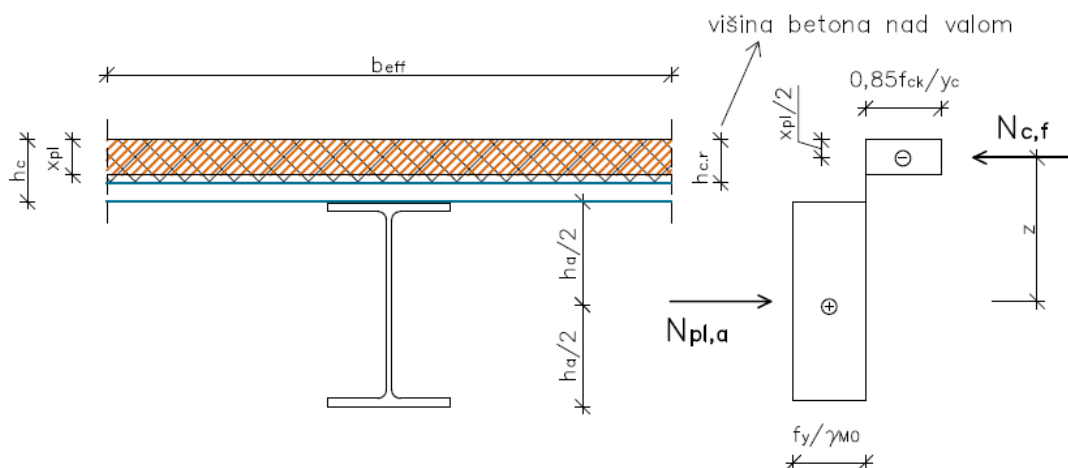
$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 21 \text{ cm} \cdot \frac{53,8 \text{ cm}^2}{231,05 \text{ cm}^2} = 4,89 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_\infty} = 8360 + 53,8 \cdot 16,11^2 + \frac{28800 + 2400 \cdot 4,89^2}{13,54} = 28688,34 \text{ cm}^4$$

#### IV. Kontrole sovprežnega nosilca v končnem stanju

##### 1) Upogibna nosilnost

SISIT EN 1994-1-1:2005. 6.2.1.2



Slika 44: Plastična razporeditev napetosti v sovprežnem nosilcu

$$N_{c,f} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \chi_{pl} \cdot b = N_{pl,a} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1479,5 \text{ kN}$$

$$\chi_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{1479,5 \text{ kN}}{204,8 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5} = 5,09 \text{ cm} \leq h_{c,r} = 6,9 \text{ cm}$$

$$z = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{\chi_{pl}}{2} = \frac{30 \text{ cm}}{2} + 12 \text{ cm} - \frac{5,09 \text{ cm}}{2} = 24,45 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot z = 1479,5 \text{ kN} \cdot 24,45 \text{ cm} = 36173,78 \text{ kNcm} = 361,74 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 266,48 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 361,74 \text{ kNm}$$

##### 2) Strižna nosilnost

###### – Plastična nosilnost na navpični strig

SISIT EN 1994-1-1:2005. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 24,06 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1} = 382,0 \text{ kN}$$

$$A_v = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 53,8 - 2 \cdot 15 \cdot 1,07 + (0,71 + 1,5) \cdot 1,07 = 24,06 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 27,86 \cdot 0,71 = 23,73 \end{cases}$$

$$A_v = 24,06 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 133,24 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 382,0 \text{ kN}$$

- Kontrola nosilnosti pri strižnem izbočenju SISIT EN 1994-1-1:2005. 6.2.2.3

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \eta = 1,2 \rightarrow \text{za jekla kvalitete od S235 do S460}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{27,86 \text{ cm}}{0,71 \text{ cm}} = 39,24 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2 \rightarrow \text{kompaktna na strig}$$

Pogoj je izpolnjen, zato ni potrebne dodatne kontrole nosilnosti pri strižnem izbočenju.

### 3) Vzдолžni strig – kontrola čepov

- Vzдолžna strižna sila SISIT EN 1994-1-1:2005. 6.6.2.2

$$F_{cf} = N_{pl,a} = 1479,5 \text{ kN} \rightarrow \text{glej točko 6.3.5 sliko 44.}$$

- Strižna nosilnost čepov z glavo SISIT EN 1994-1-1:2005. 6.6.3.1

Projektno strižno nosilnost avtomatsko varjenega čepa z glavo določimo z naslednjima izrazoma:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 1,9^2 / 4}{1,25} \text{ kN} = 81,6 \text{ kN/čep} \\ \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3100}}{1,25} \text{ kN} = 73,7 \text{ kN/čep} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 73,7 \text{ kN/čep}$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{90}{19} = 4,7 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

- Projektna strižna nosilnost čepov z glavo, uporabljenih skupaj s profilirano jekleno pločevino

Projektna strižna nosilnost čepov z glavo, uporabljenih skupaj s profilirano jekleno pločevino je enaka nosilnosti  $P_{Rd} = 73,7 \text{ kN/čep}$ , pomnožena z redukcijskim faktorjem  $k_t$  oziroma  $k_l$ . Za redukcijski faktor  $k_t$  ne smemo vzeti večje vrednosti od  $k_{t,max}$ , ki je podana v preglednici 12.

Preglednica 12: Zgornje omejitve  $k_{t,max}$  za redukcijski koeficient  $k_t$

Število čepov v valu	Debelina pločevine t (mm)	Pri varjenju čepov skozi pločevino $d \leq 20 \text{ mm}$
$n_r=1$	$\leq 1,0$	0,85
	$> 1,0$	1,0

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 0,85 \quad \text{pločevina z valovi prečno na podporni nosilec}$$

$$k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{pločevina z valovi vzporedno na podporni nosilec}$$

Kjer so:

$h_{sc}$  skupna višina čepa, toda ne večja od  $h_p + 75 \text{ mm}$

$b_0$  širina med dvema valoma, ki ne sme biti manjša od  $h_p$

$h_p$  višina vala profilirane pločevine, ki mora biti manjša od  $85 \text{ mm}$

$n_r$  število čepov v enem valu na presečišču z nosilcem, toda ne več kot dva v izračunu

$$h_{sc} = 90 \text{ mm} \leq h_p + 75 \text{ mm} = 51 \text{ mm} + 75 \text{ mm} = 126 \text{ mm}$$

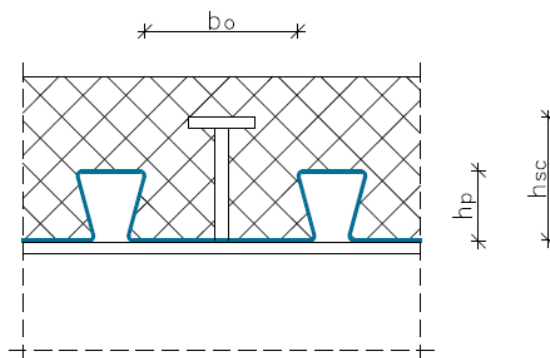
$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{112,5 \text{ mm}}{51 \text{ mm}} \cdot \left( \frac{90 \text{ mm}}{51 \text{ mm}} - 1 \right) = 1,18 \leq k_{t,max} = 0,85$$

$$k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0,6 \cdot \frac{112,5 \text{ mm}}{51 \text{ mm}} \cdot \left( \frac{90 \text{ mm}}{51 \text{ mm}} - 1 \right) = 1,01 \leq k_{l,max} = 1,0$$

$$P_{t,Rd} = k_t \cdot P_{Rd} = 0,85 \cdot 73,7 \text{ kN} = 62,65 \text{ kN}$$

$$P_{l,Rd} = k_l \cdot P_{Rd} = 1,0 \cdot 73,7 \text{ kN} = 73,7 \text{ kN}$$

profilirana pločevina prečno na nosilec



Slika 45: Redukcija projektne strižne nosilnosti čepov z glavo v kombinaciji s profilirano pločevino

#### – Število in razpored čepov

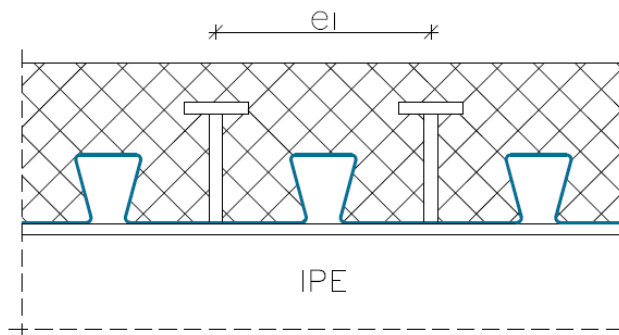
$$n = \frac{F_{cf}}{P_{t,Rd}} = \frac{F_{cf}}{k_t \cdot P_{Rd}} = \frac{1479,5 \text{ kN}}{0,85 \cdot 73,7 \text{ kN/čep}} = 23,6 \cong 25 \text{ čepov} \quad \text{na } \frac{L}{2}$$

$$e = \frac{L}{2 \cdot n} = \frac{800 \text{ cm}}{2 \cdot 25} = 16,0 \text{ cm} \rightarrow \text{izberem } e = 15 \text{ cm (razmak med rebri)} \quad \text{min. razmak}$$

$$e = 15 \text{ cm} < \min(6 \cdot h_c, 80 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}, 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \text{max. razmak}$$

Kontrola razdalje med čepi v smeri strižne sile:

$$e_l = 15 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 1,9 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$



Slika 46: Razdalja med čepi v smeri strižne sile

Pogoj za enakomerno razporeditev čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{36173,78 \text{ kNcm}}{628 \cdot 27,5 / 1,0 \text{ kNcm}} = 2,09 \leq 2,5$$

Kjer sta:

$M_{pl,Rd}$  nosilnost sovprežnega nosilca

$M_{pl,a,Rd}$  nosilnost jeklenega nosilca

– Dvoosna obremenitev čepov

SISIT EN 1994-1-1:2005. 6.6.4.3

Čepi so obremenjeni v prečni in vzdolžni smeri, zaradi sovprežnega delovanja nosilca in plošče. Kjer so strižna vezna sredstva predvidena, da zagotavljajo sovprežnost, mora kombinacija sil, ki deluje na čep, ustrezati naslednjemu pogoju:

$$\frac{F_{l,Ed}^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_{t,Ed}^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1$$

Kjer so:

$F_{l,Ed}$  projektna vzdolžna sila na strižni čep zaradi sovprežnega delovanja nosilca

$F_{t,Ed}$  projektna prečna sila na strižni čep zaradi sovprežnega delovanja plošče

$P_{l,Rd}$ ,  $P_{t,Rd}$  strižni nosilnosti čepa

Nosilnost profilirane jeklene pločevine na iztrg:

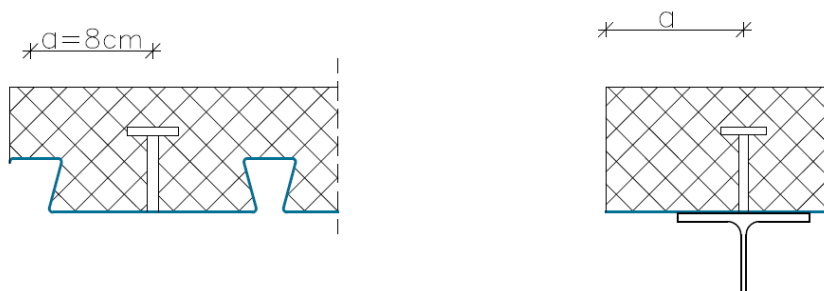
SISIT EN 1994-1-1:2005. 9.7.4

$$d_{d0} = 1,1 \cdot d = 1,1 \cdot 1,9 \text{ cm} = 2,09 \text{ cm}$$

$$a = 8 \text{ cm} \geq 1,5 \cdot d_{d0} = 1,5 \cdot 2,09 \text{ cm} = 3,14 \text{ cm}$$

$$k_{\varphi} = 1 + \frac{a}{d_{d0}} = 1 + \frac{8 \text{ cm}}{2,09 \text{ cm}} = 4,83 \leq 6,0$$





Slika 47: Razdalja od središča čepa do konca pločevine

$$F_{l,Ed} = P_{pb,Rd} = k_{\varphi} \cdot d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp,d} = 4,83 \cdot 2,09 \text{ cm} \cdot 0,086 \text{ cm} \cdot \frac{25 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 19,73 \text{ kN}$$

Kjer so:

$t$  debelina pločevine

$a$  razdalja od središča čepa do konca pločevine, ki pa ne sme biti manjša od  $1,5 \cdot d_{d0}$

$d_{d0}$  premer varilnega ovratnika, za katerega lahko vzamemo vrednost 1,1 kratnika premera stebra čepa

$$F_{l,Ed} = P_{pb,Rd} = 19,73 \text{ kN}$$

$$P_{t,Rd} = 62,65 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{cf}}{n_{dej} (na L/2)} = \frac{1479,5 \text{ kN}}{25 \text{ čepov}} = 59,18 \text{ kN}$$

$$P_{l,Rd} = 73,7 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{l,Ed}^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_{t,Ed}^2}{P_{t,Rd}^2} = \frac{19,73^2}{73,7^2} + \frac{59,18^2}{62,65^2} = 0,96 \leq 1$$

#### 4) Vzdolžni strig – kontrola betonske pasnice

Kontrolo izvedemo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. 6.2.4. Armature, ki je potrebna za prevzem prečnih upogibov betonske plošče, lahko izkoristimo tudi za prevzem vzdolžnega striga.

Zagotoviti moramo najmanjšo količino vzdolžne armature, da preprečimo porušitev zaradi vzdolžnega striga ali vzdolžni razmik med ploščo in nosilcem. Projektna vzdolžna strižna napetost  $v_{Ed}$  ne sme preseči projektne vzdolžne strižne nosilnosti v obravnavani strižni površini.

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

SIST EN 1992-1-1:2005. 6.2.4 (3)

Kjer so:

$h_f$  debelina pasnice ob stiku oz. dolžina strižnega preloma;  $h_f = h_{c,r} = 6,9 \text{ cm}$

$\Delta x = \frac{L}{2}$  dolžina obravnavanega odseka, za katero lahko kot največjo vrednost privzamemo polovico medsebojne razdalje med prerezom, kjer je upogibni moment enak 0, in prerezom, kjer je upogibni moment največji

$\Delta F_d = F_{cf}$  sprememba normalne sile v pasnici na odseku  $\Delta x$ , ki na prerezu a-a znaša  $\frac{F_{cf}}{2}$

Pogoji:

- Površina prečne armature  $A_{sf}$  na razdalji  $s_f$  mora zadostiti pogoju:

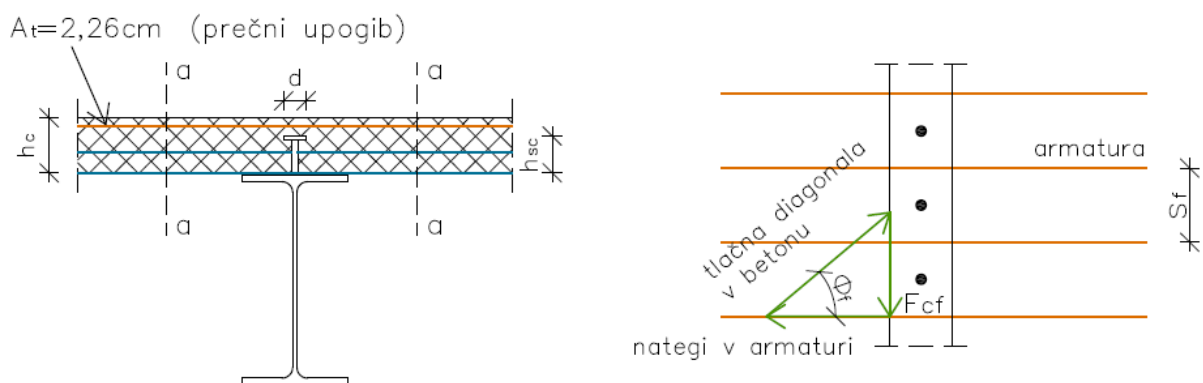
$$\frac{A_{sf} \cdot f_{sk} / \gamma_s}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \quad \text{SISIT EN 1992-1-1:2005. 6.2.4 (4), (6.21)}$$

- Vzdolžna strižna napetost mora zadostiti pogoju (nosilnost tlačnih diagonal):

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \quad \text{SISIT EN 1992-1-1:2005. 6.2.4 (4), (6.22)}$$

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

Kot naklona tlačne diagonale proti vzdolžni smeri nosilca  $\theta_f$  lahko v okviru omejitev določimo sami. Za pasnice v tlaku nam standard SISIT EN 1992-1-1:2005. 6.2.4 (4) poda omejitev izbire kota  $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$  za pasnice v nategu pa  $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$ . Za minimalno površino prečne armature izberemo čim manjši kot.



Slika 48: Značilna površina strižne porušitve plošče s profilirano jekleno pločevino

### STRIŽNA RAVNINA a-a

$$h_f = h_c = 6,9 \text{ cm}$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{F_{cf}}{2 \cdot h_f \cdot L/2} = \frac{1479,5 \text{ kN}}{2 \cdot 6,9 \text{ cm} \cdot 800 \text{ cm}/2} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f = 0,54 \cdot \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,26 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

Potrebna prečna armatura (prispevek profilirane pločevine zanemarimo):

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot\theta_f \cdot f_{sk} / \gamma_s} \cdot S_f = \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2 \cdot 6,9 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{\cos 26,5^\circ / \sin 26,5^\circ \cdot 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obstoječa armatura:

$$A_{sf,dej} = A_t = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sf,potr.} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Skupna količina armatura  $A_{sf,dej}$  znaša več od potrebne armature  $A_{sf,potr.}$  v prerezu a-a, zato ne potrebujemo dodatne armature za prevzem vzdolžnega striga.

### 6.3.6 Kontrola pomikov (MSU)

Pomiki, ki delujejo na sovprežni prerez: SISIT EN 1990:2004/A101:2008. A1.4.2(3)

$$w_{\text{montažno stanje}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,MSU} \cdot L^4}{E_a \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1046 \text{ kN/cm} \cdot (800 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8360 \text{ cm}^4} = 3,18 \text{ cm}$$

$$w_{\text{končno stanje}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed,MSU} \cdot L^4}{E_a \cdot J_{y,sov}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1284 \text{ kN/cm} \cdot (800 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 28688,34 \text{ cm}^4} = 1,14 \text{ cm}$$

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{800 \text{ cm}}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$w_{skupni} = w_{\text{montažno stanje}} + w_{\text{končno stanje}} = 3,18 \text{ cm} + 1,14 \text{ cm} = 4,32 \text{ cm}$$

Kontrola pomikov se ne razide, zato je potrebno nadvišanje jeklenega nosilca v fazi gradnje (nadvišanje se izvede v delavnici s predkrivljenjem). Jekleni nosilec nadvišamo za 2 cm.

$$w = w_{skupni} - w_c = 4,32 \text{ cm} - 2,0 \text{ cm} = 2,32 \text{ cm} \leq w_{max} = 3,2 \text{ cm}$$



## 7.1 Osnovni podatki

### Osnovni geometrijski podatki konstrukcije:

– dolžina prečke primarnega in sekundarnega nosilca	$L_p = 8,0 \text{ m}$
– dolžina okvirov	$L = 48,0 \text{ m}$
– razmik med posameznimi okviri	$l = 8,0 \text{ m}$
– višina pritličja	$h = 4,0 \text{ m}$
– etažna višina	$h = 3,7 \text{ m}$

### Konstrukcijski elementi:

#### Križni steber 2·HEA 500 (S 275)

– višina nosilca	$h = 490 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 300 \text{ mm}$
– debelina pasnice	$t_f = 23 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 12 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 27 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 396 \text{ cm}^2$

#### Primarni nosilec IPE 400 (S 275)

– višina nosilca	$h = 400 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 180 \text{ mm}$
– debelina pasnice	$t_f = 13,5 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 8,6 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 21 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 84,5 \text{ cm}^2$
– plastični odpornostni moment v smeri y	$W_{pl y} = 1307 \text{ cm}^3$

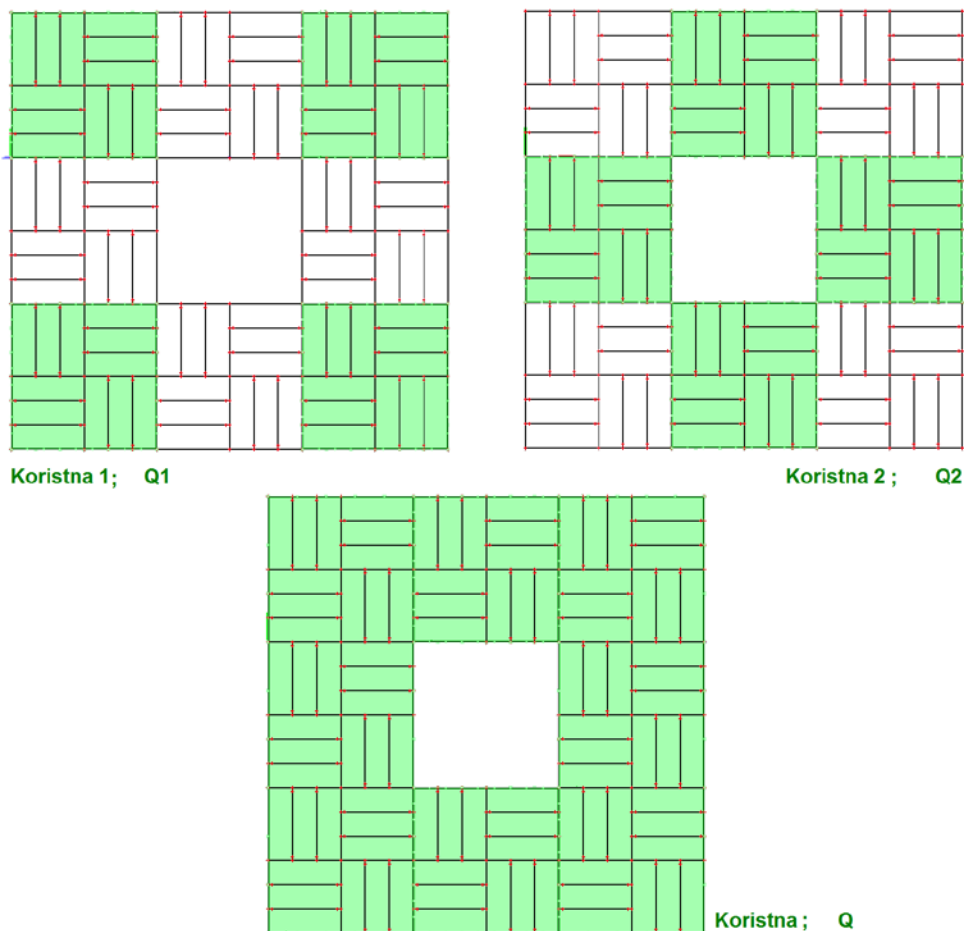
### Material:

– jeklo S 275:	meja plastičnosti	$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$
	natezna trdnost	$f_u = 43,0 \text{ kN/cm}^2$
– beton C 25/30	minimalna karak. tlačna trdnost	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$

## 7.2 Obtežbe na konstrukcijo

Vse obtežbe (stalna, koristna, sneg in veter) nanesimo na nosilno konstrukcijo v 3D model z ukazom »plane generator« ki nam razporedi obtežbe na prečke in stebre po trapeznem pravilu. Pri koristni obtežbi moramo biti pazljivi in jo upoštevati kot spremenljive vplive. Za določitev maksimalnih vrednosti notranjih sil je potrebno koristno obtežbo razporediti po plošči tako, da dobimo najbolj neugodno obtežno stanje. Naredili smo več primerov

razporeditve koristne obtežbe, izbrali in uporabili v računskem modelu pa smo tri najbolj neugodne: Koristna, Koristna1, Koristna2. Koristno obtežbo smo razporedili po sistemu šahovnice.



Slika 50: Primeri razporeditve koristne obtežbe

a) Lastna teža

Lastna teža primarnih nosilcev in stebrov ne vnašamo v statični model saj je že zajeta s programom Scia Engineer.

b) Stalna obtežba

- ravna pohodna streha  $g = 5,15 \text{ kN/m}^2$
- medetažna konstrukcija (I, II, III, IV)  $g = 4,42 \text{ kN/m}^2$

c) Koristna obtežba

- ravna pohodna streha  $g = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- medetažna konstrukcija (I, II, III, IV)  $g = 4,2 \text{ kN/m}^2$

d) Obtežba snega

- karakteristična obtežba snega na strehi  $S = 1,21 \text{ kN/m}^2$

e) Obtežba vetra

- veter pritisk  $w_D = 0,560 \text{ kN/m}^2$
- veter srk  $w_E = -0,300 \text{ kN/m}^2$   
 $w_H = -0,494 \text{ kN/m}^2$

**7.3 Obtežne kombinacije****7.3.1 Mejno stanje nosilnosti**

Mejno stanje nosilnosti definira neko računsko mejo, katero ne smemo prekoračiti, drugače konstrukcija ne ustreza več zahtevam projektiranja. Lahko obravnavamo delno ali popolno rušenje konstrukcije, ki nastane zaradi izgube ravnotežja togega telesa, prevrnitve, zloma ali izgube stabilnosti kateregakoli dela konstrukcije. Mejna stanja nosilnosti preverjamo zaradi varnosti konstrukcije pred poružitvijo, ter zaradi same varnosti ljudi, ki uporabljajo obravnavani objekt (SISIT EN 1990:2004. 3.3).

Obravnavamo smo mejno stanje poružitve ali prevelikih deformacij elementa, prereza ali povezave, kjer mora veljati pogoj:  $E_d \leq R_d$

Kjer sta:

$E_d$  projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile, momenti ali vektor, ki predstavlja notranje sile ali momente

$R_d$  projektna vrednost pripadajoče odpornosti

Za vsak kritični obtežni primer je potrebno določiti projektne vrednosti učinkov vplivov  $E_d$  s kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere se ocenjuje, da se bodo pojavili sočasno. Pri mejnem stanju nosilnosti uporabimo kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja (osnovne kombinacije), kjer je splošna oblika kombinacije učinkov vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{K,i} \cdot \Psi_{0,j} \cdot Q_{K,i} \quad \text{SISIT EN 1990:2004. 6.4.3.2 (3)}$$

Obravnavane kombinacije učinkov vplivov temeljijo na:

- projektni vrednosti prevladujočega spremenljivega vpliva
- projektnih kombinacijskih vrednostih spremljajočih spremenljivih vplivov

Kjer so:

$G_K$  lastna in stalna obtežba

$Q_K$  koristna obtežba (čez celotno površino)

$Q_{K,1}$  vodilna koristna obtežba (glej sliko 50)

$Q_{K,2}$  koristna obtežba (glej sliko 50)

$S$  obtežba snega

$W$  obtežba vetra

$\Psi_0$  kombinacijski faktor, ki izraža majhno verjetnost, da bi več spremenljivih vplivov nastopilo istočasno v karakteristični vrednosti (maksimalni, polni vrednosti), glej SISIT EN 1990:2004. A.1.2.2 (1) preglednica A.1.1.

$\Psi_0 = 0,7$  koristna obtežba – pisarne

$\Psi_0 = 0,6$  obtežba vetra

$\Psi_0 = 0,5$  obtežba snega

$\gamma$  varnosti faktorji, glej SISIT EN 1990:2004. A.1.3 (7) preglednica A.1.2(B).

$\gamma_G = 1,35$  stalni vplivi

$\gamma_Q = 1,5$  spremenljivi vplivi

$$[1] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

$$[2] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

$$[3] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

$$[4] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$$

$$[5] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$$

$$[6] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$$

$$[7] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q$$

$$[8] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_1$$

$$[9] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_2$$

$$[10] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot S$$

$$[11] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot S$$

$$[12] \quad 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_2 + 1,5 \cdot S$$

$$[13] \quad 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot W$$

### 7.3.2 Mejno stanje uporabnosti

Z mejnim stanjem uporabnosti obravnavamo prekoračitev kriterijev vezanih na uporabnost konstrukcije, kot so pomiki, razpoke, vibracije, ter poškodbe nekonstruktivnih elementov. Kot mejna stanja uporabnosti je potrebno upoštevati vsa mejna stanja, ki se nanašajo na udobje ljudi, videz gradbenega objekta in delovanje konstrukcije v normalnih pogojih (SISIT EN 1990:2004. 3.4).

V mejnem stanju uporabnosti moramo preveriti pogoj:  $E_d \leq C_d$



Kjer sta:

$E_d$  projektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne kombinacije

$C_d$  mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti

Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti določimo z pogosto kombinacijo za pomike:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

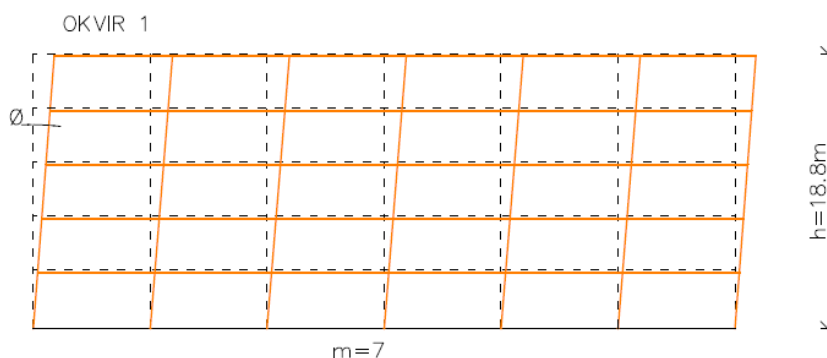
SISIT EN 1990:2004. 6.5.3 (2)

[1]	$G + Q$	[10]	$G + Q + 0,6 \cdot W$
[2]	$G + Q_1$	[11]	$G + Q_1 + 0,6 \cdot W$
[3]	$G + Q_2$	[12]	$G + Q_2 + 0,6 \cdot W$
[4]	$G + W + 0,7 \cdot Q$	[13]	$G + Q + 0,5 \cdot S$
[5]	$G + W + 0,7 \cdot Q_1$	[14]	$G + Q_1 + 0,5 \cdot S$
[6]	$G + W + 0,7 \cdot Q_2$	[15]	$G + Q_2 + 0,5 \cdot S$
[7]	$G + S + 0,7 \cdot Q$		
[8]	$G + S + 0,7 \cdot Q_1$		
[9]	$G + S + 0,7 \cdot Q_2$		

#### 7.4 Nadomestna globalna nepopolnost

Vplive nepopolnosti, ki vključujejo zaostale napetosti (varjenje, vroče valjanje, ...) in začetne geometrijske nepopolnosti (neravnost elementov, netočno naleganje, ...), katere moramo na primeren način upoštevati pri globalni analizi konstrukcije. Upoštevamo jih lahko z nadomestnimi globalnimi ali lokalnimi nepopolnostmi v obliki nadomestnega vodoravnega zamika, ali s sistemom nadomestnih horizontalnih sil, ki delujejo na vsak steber in jih je potrebno upoštevati v višinah vseh stropov in strehe (SISIT EN 1993-1-1:2005. 5.3.1).

Uporabimo najpogostejši način, kjer zajamemo vplive geometrijskih nepopolnosti z nadomestnim vodoravnim zamikom. Upoštevamo globalne nepopolnosti okvirov, katere upoštevamo vedno in so podane z deformirano obliko okvira.



Slika 51: Nadomestne globalne nepopolnosti

$$\varnothing = \varnothing_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

SISIT EN 1993-1-1:2005. 5.3.2 (4)

Kjer so:

$\varnothing_0$  osnovna vrednost  $\varnothing = \frac{1}{200}$

$\alpha_h$  redukcijski faktor višine  $h$  stebrov

$\alpha_m$  redukcijski koeficient števila stebrov v eni vrsti

$h$  višina objekta v metrih

$m$  število stebrov v eni vrsti, kjer so vključeni samo stebri, ki prenašajo vsaj 50% povprečne navpične obtežbe stebrov v obravnavani ravnini

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{18,8 \text{ m}}} = 0,461 \quad \text{vzamemo} \quad \alpha_h = 0,667 \quad \rightarrow \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{7}\right)} = 0,756$$

$$\varnothing = \varnothing_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,667 \cdot 0,756 = 0,00252 \text{ rad} = 0,1444^\circ$$

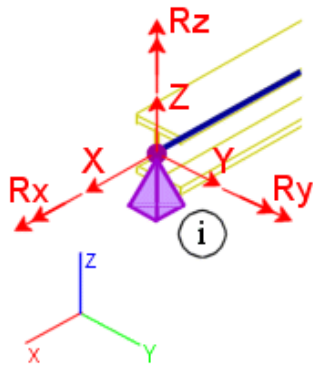
$$u_x = \tan(\varnothing) = \tan(0,1444^\circ) = 2,52 \text{ mm/m} \quad \rightarrow \quad \text{Pomik na 1m.}$$

## 7.5 Dimenzioniranje

Jekleno konstrukcijo objekta analiziramo z nelinearno elastično globalno analizo ob upoštevanju teorije drugega reda (TDR). Upoštevamo tudi začetne geometrijske nepopolnosti in sicer tako, da v programu Scia Engineer 2012 podamo vrednost nadomestnega vodoravnega zamika konstrukcije  $\varnothing$  pod vsako nelinearno kombinacijo.

Dimenzioniranje prostorskih okvirov izvedemo s programom Scia Engineer 2012. Pri dimenzioniranju izberemo križne stebre 2-HEA 500. Stebri so malo izkoriščeni, saj smo izbrali nekoliko večje dimenzije stebrov za prevzem potresnih obremenitev. Za prečke izberemo vroče valjane jeklene profile IPE 400 kakovosti S 275. Za sekundarne nosilce pa predvidimo vroče valjane jeklene profile IPE 300 kakovosti S 275. Prečno na sekundarne nosilce postavimo profilirano pločevino ComFlor 51 ter betonsko ploščo. Sovprežne sekundarne nosilce statično preverimo na obtežbo v fazi gradnje in v končnem stanju v poglavju 6 po »peš« postopku.

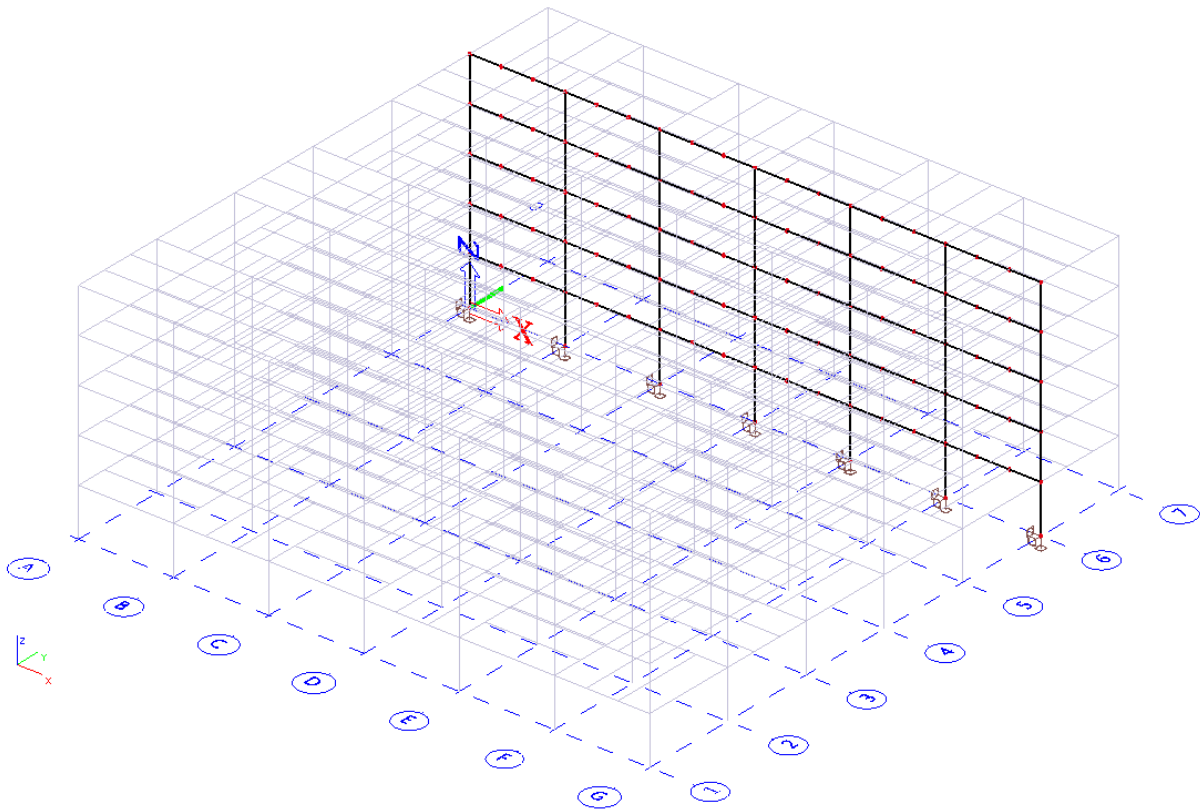
**Robni pogoji:**



X	Rigid
Y	Rigid
Z	Rigid
$R_x$	Rigid
$R_y$	Rigid
$R_z$	Rigid

Slika 52: Robni pogoji v računskem modelu

Rezultate statične analize prikažemo na spodnjih slikah. Prikažemo jih le delno in ne za celotno konstrukcijo. Za prikaz rezultatov smo si izbrali prostorski okvir 6 – 6.



Slika 53: Shematski prikaz lege obravnavanega prostorskega okvirja 6 – 6 znotraj celotne konstrukcije

Name	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
LASTNA	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
STALNA	Permanent	LG1	Standard				
KORISTNA	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
KORISTNA 1	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
KORISTNA 2	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
SNEG	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
VETER X	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
VETER Y	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None

Slika 54: Primeri obtežb pri statični analizi

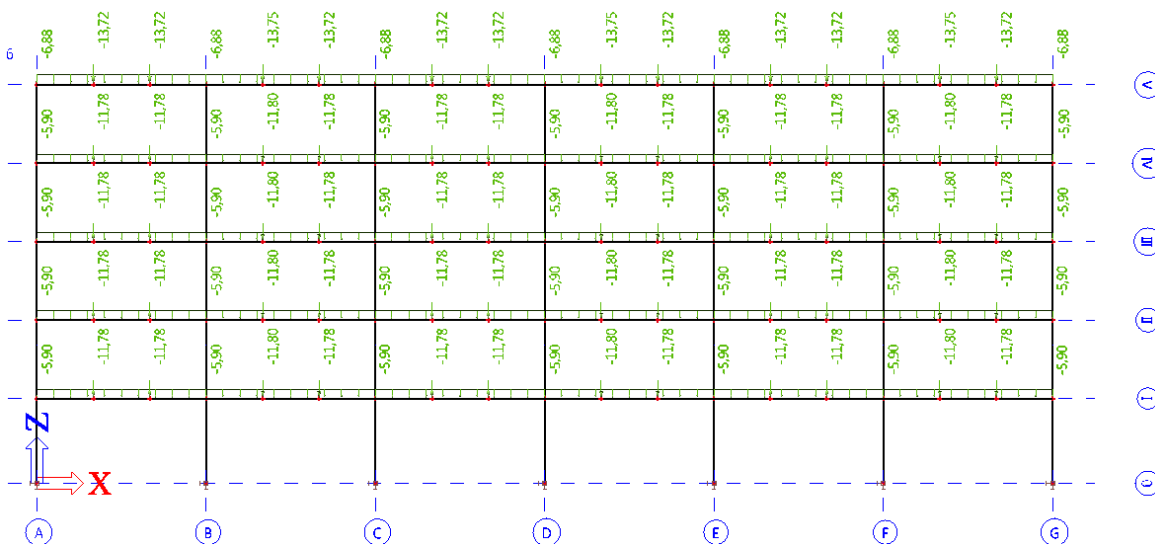
Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
MSN2	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		SNEG	0,75
		VETER Y	0,90
MSN4	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		SNEG	0,75
		VETER Y	0,90
		KORISTNA 1	1,50
MSN6	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		SNEG	0,75
		VETER Y	0,90
		KORISTNA 2	1,50
MSN21	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		SNEG	1,50
MSN22	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		SNEG	1,50
		KORISTNA 1	1,50
MSN23	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		SNEG	1,50
		KORISTNA 2	1,50
MSU5	Linear - serviceability	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	0,70
		VETER Y	1,00
MSU19	Linear - serviceability	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		SNEG	0,50

Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
NC2_MSN	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		SNEG	0,75
		VETER Y	0,90
NC4_MSN	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA 1	1,50
		SNEG	0,75
		VETER Y	0,90
NC6_MSN	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA 2	1,50
		SNEG	0,75
		VETER Y	0,90
NC21_MSN	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		SNEG	1,50
NC22_MSN	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA 1	1,50
		SNEG	1,50
NC23_MSN	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA 2	1,50
		SNEG	1,50
NC5_MSU	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	0,70
		VETER Y	1,00
NC19_MSU	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		SNEG	0,50

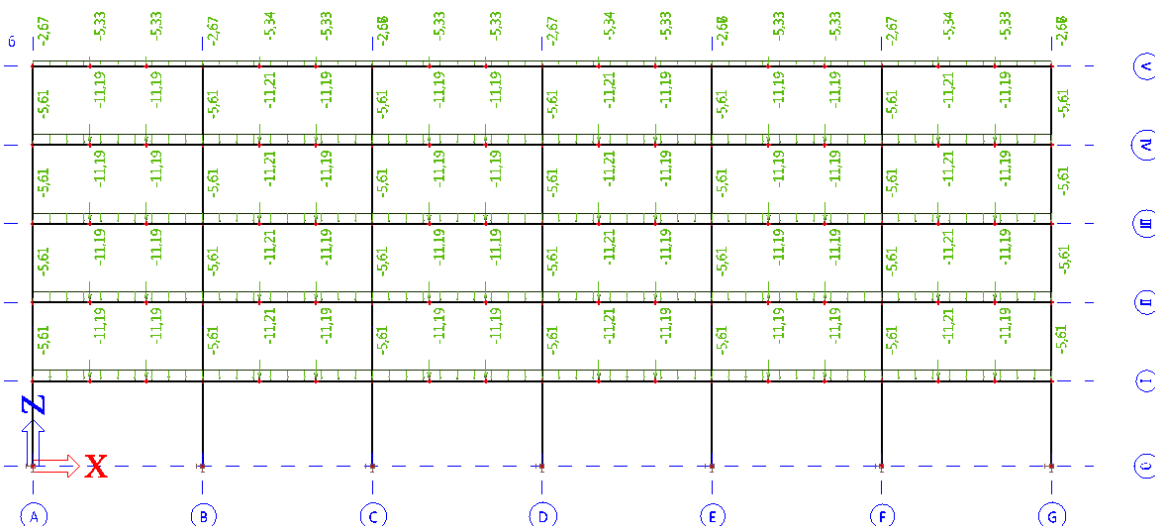
Slika 55: Linearne in nelinearne kombinacije obtežb pri statični analizi



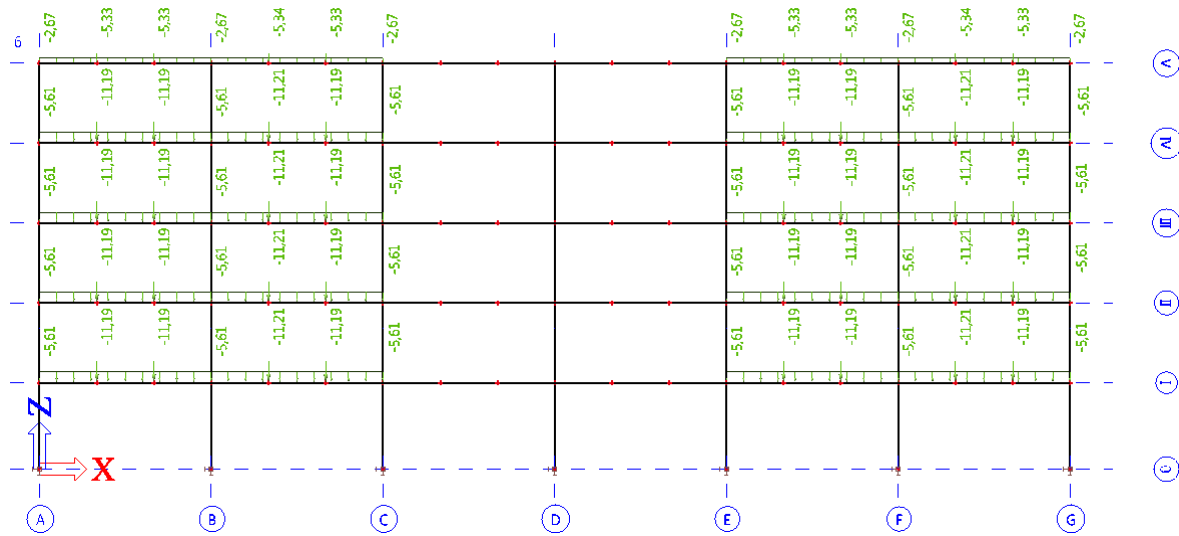
Slika 56: Zasnova prostorskega okvirja 6 – 6, statična analiza



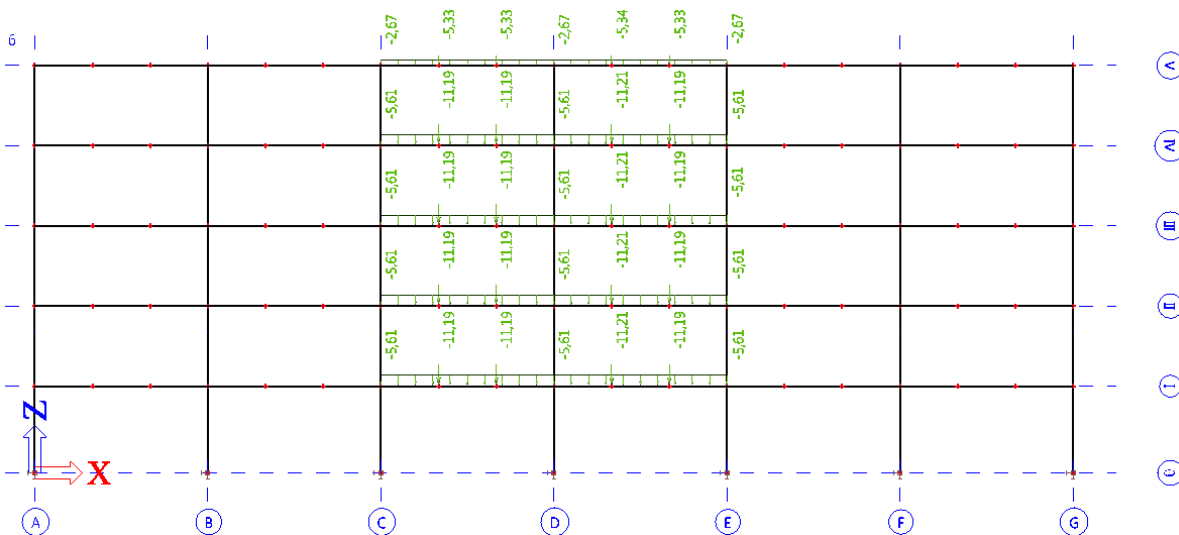
Slika 57: Stalna obtežba G [kN/m]; prostorski okvirji 6 – 6, statična analiza,



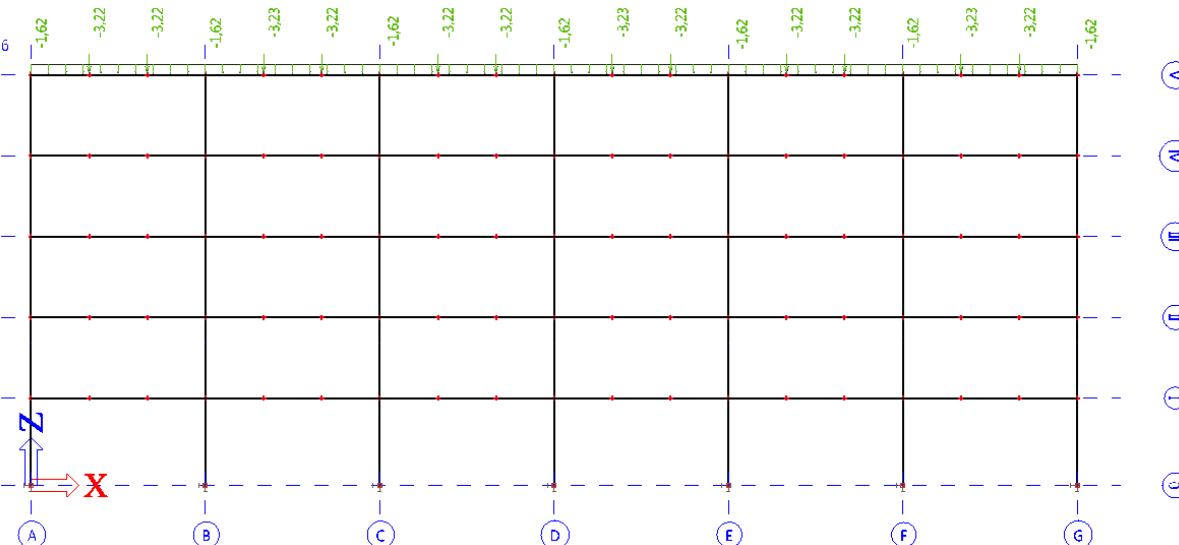
Slika 58: Koristna obtežba Q [kN/m]; prostorski okvirji 6 – 6, statična analiza,



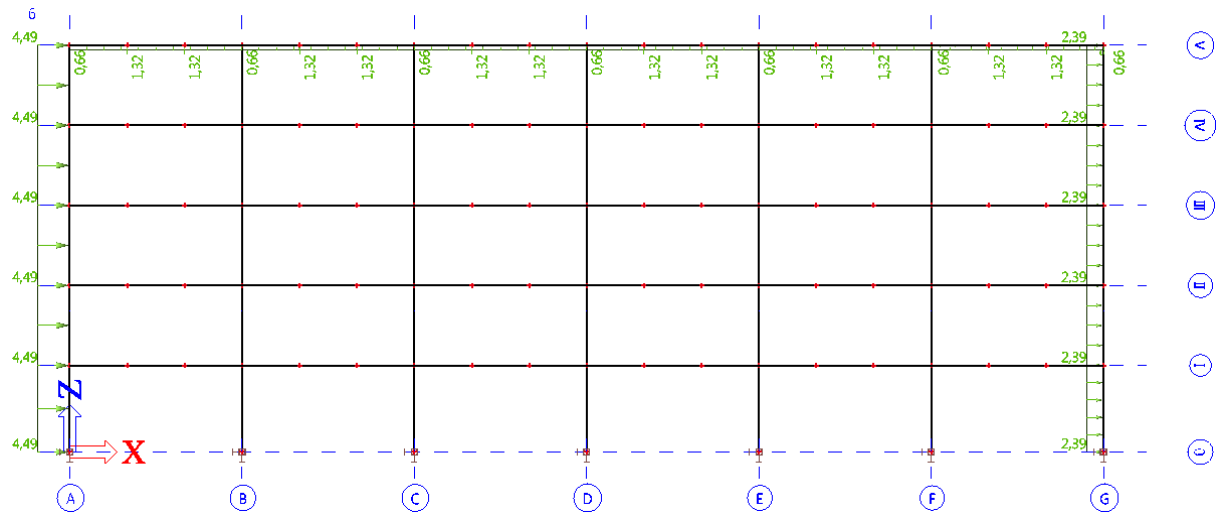
Slika 59: Koristna obtežba  $Q_1$  [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza



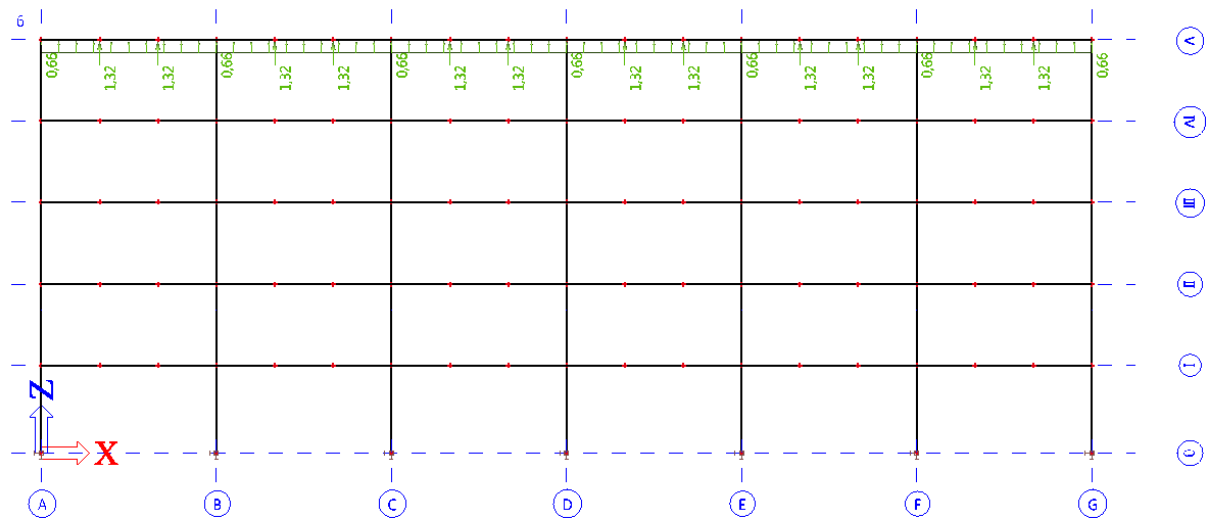
Slika 60: Koristna obtežba  $Q_2$  [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza



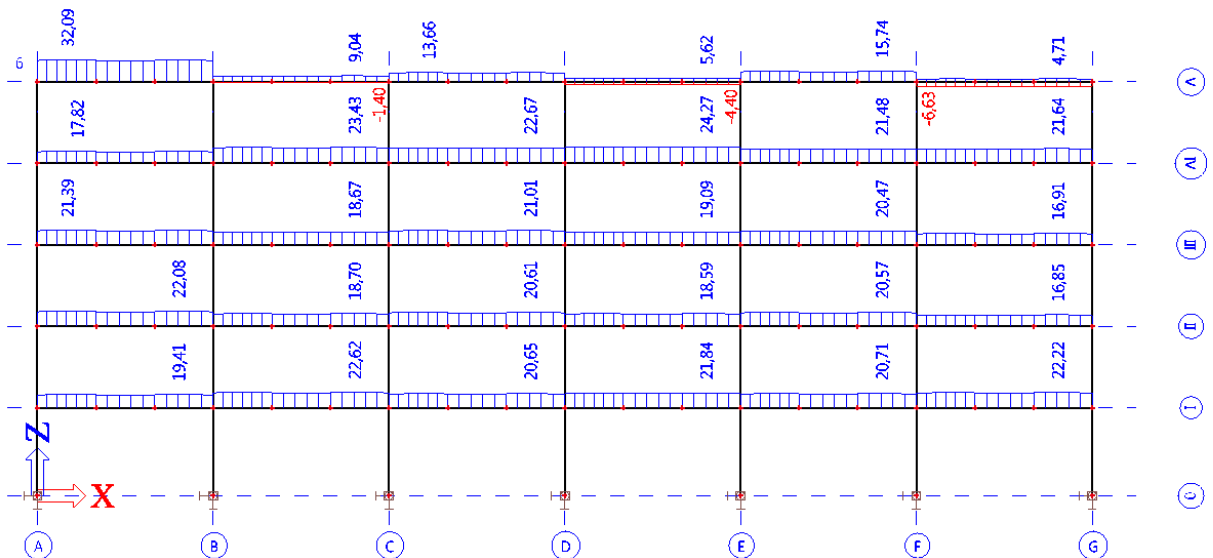
Slika 61: Obtežba snega  $S$  [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza

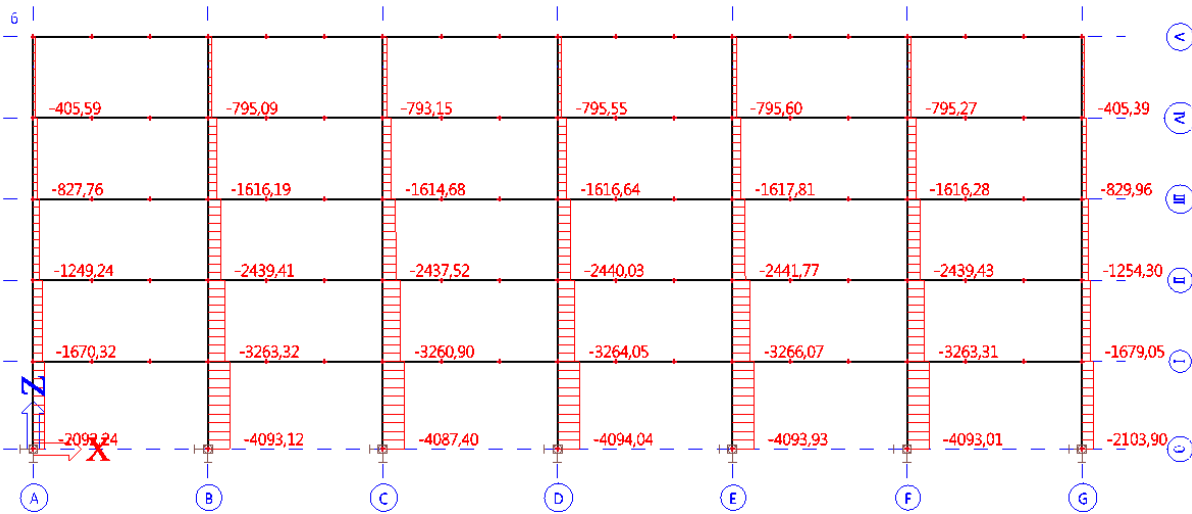


Slika 62: Obtežba vetra  $W_x$  [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza

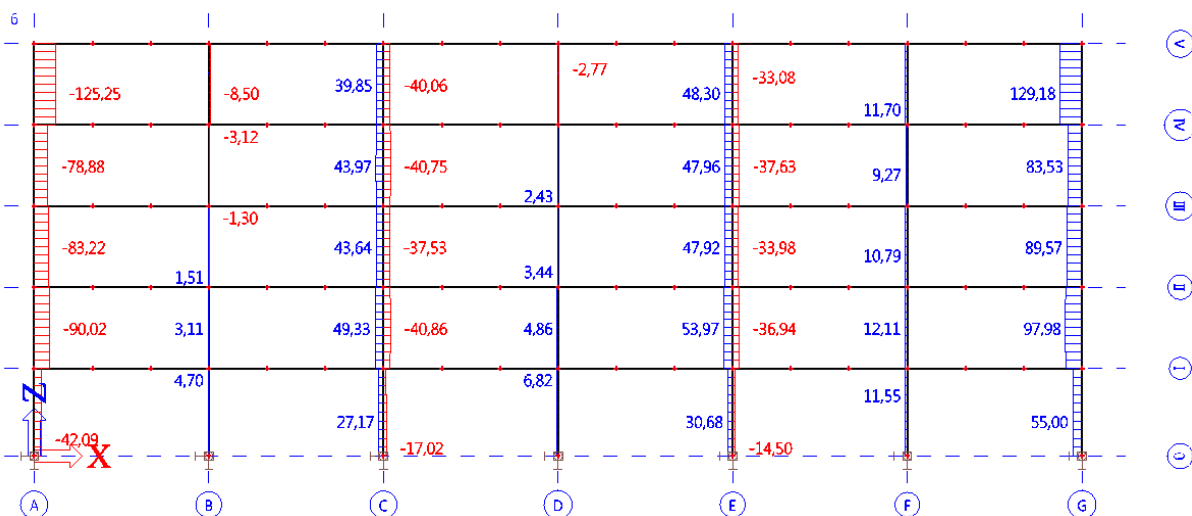
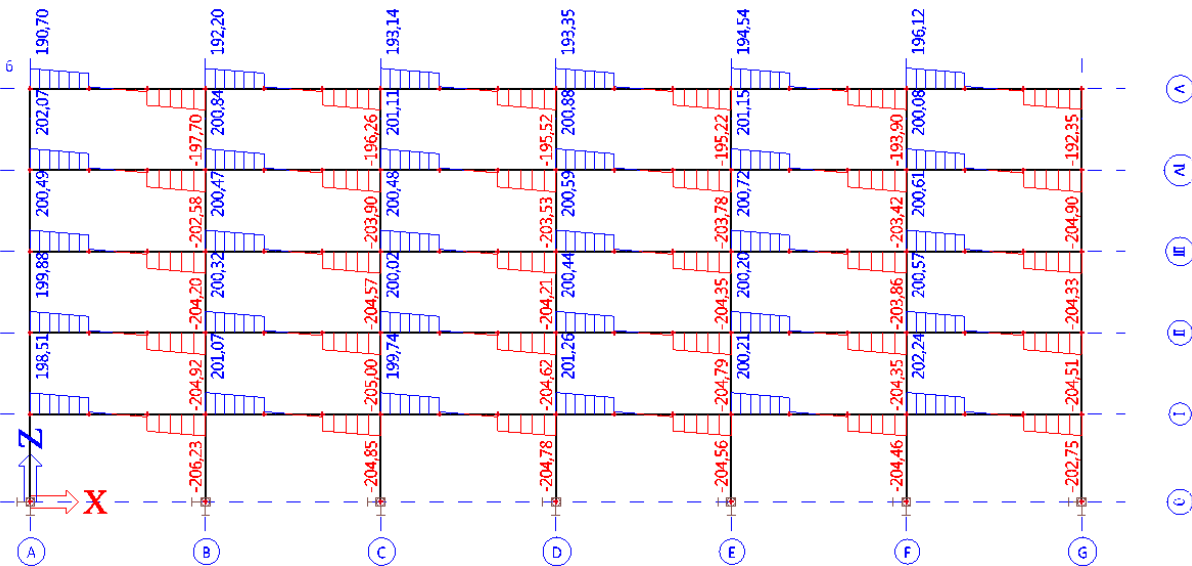


Slika 63: Obtežba  $W_y$  [kN/m]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza

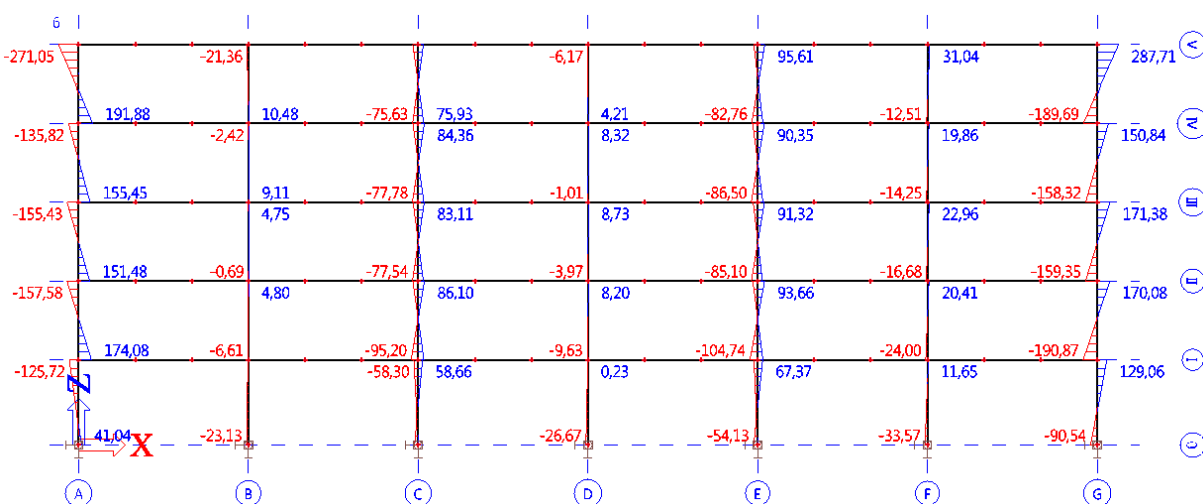
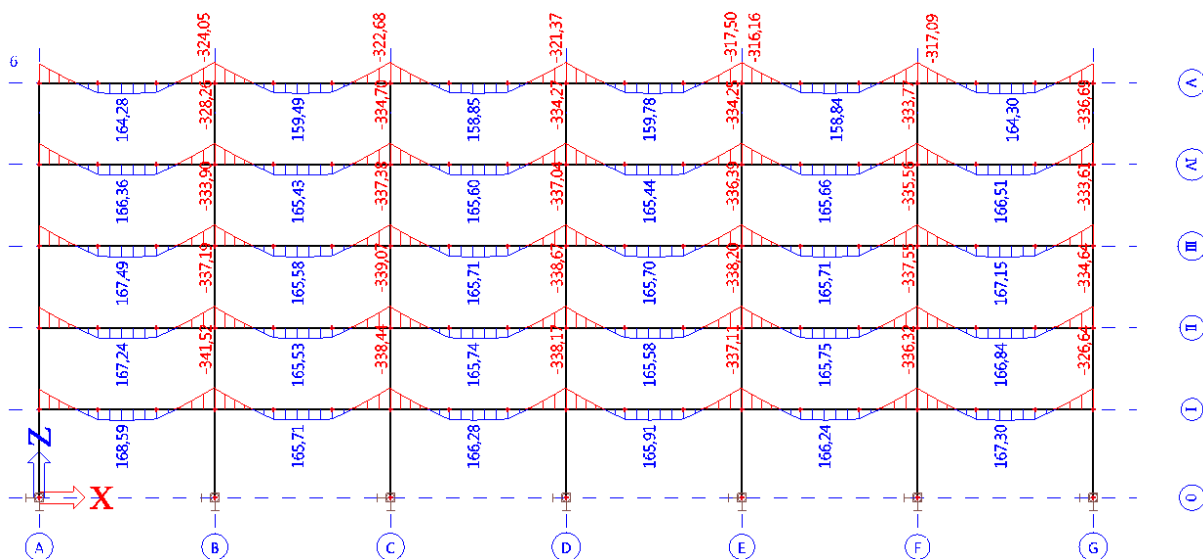




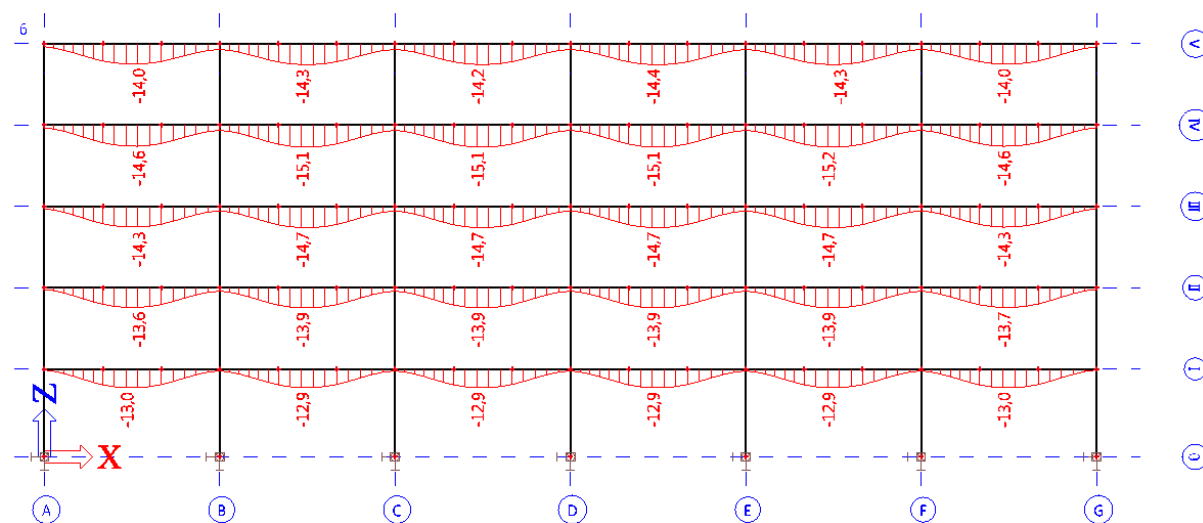
Slika 64: Osne sile N [kN]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj\_nelinearno\_MSN

Slika 65: Prečne sile  $V_z$  [kN]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj\_nelinearno\_MSN

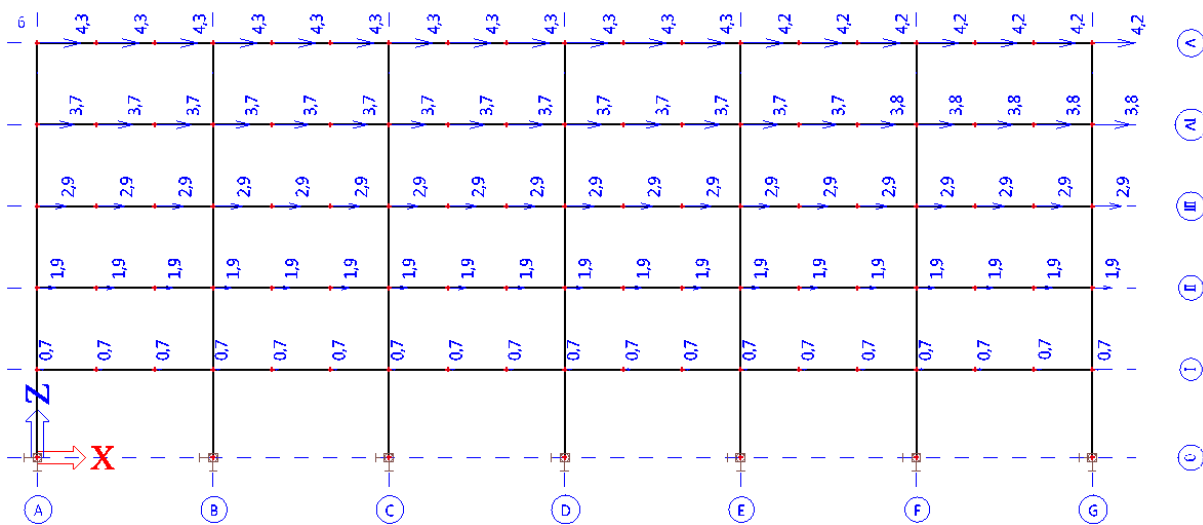




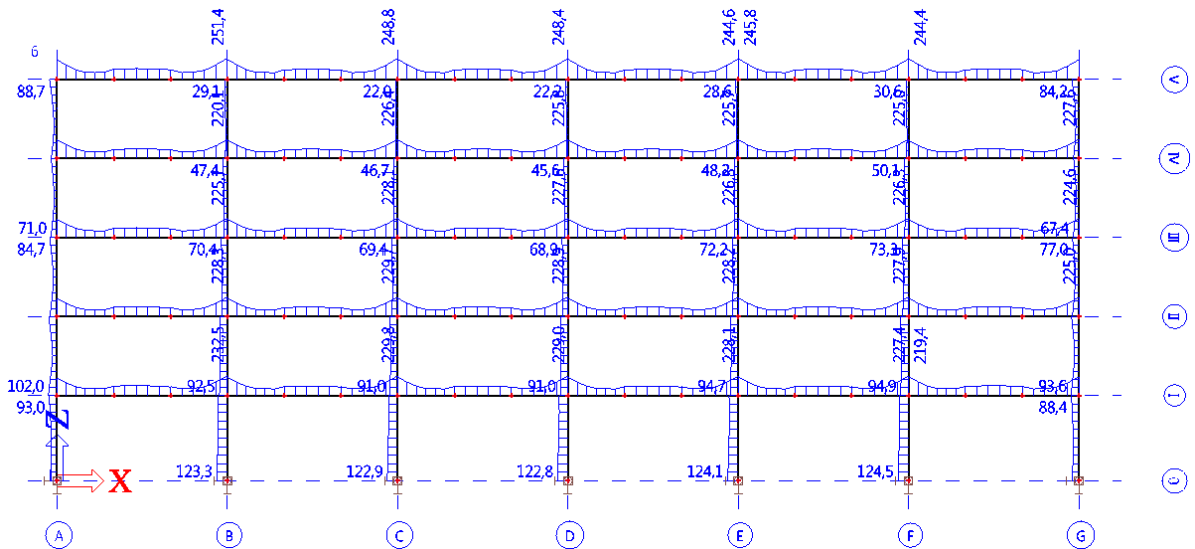
Slika 66: Upogibni momenti  $M_y$  [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj\_nelinearno\_MSN



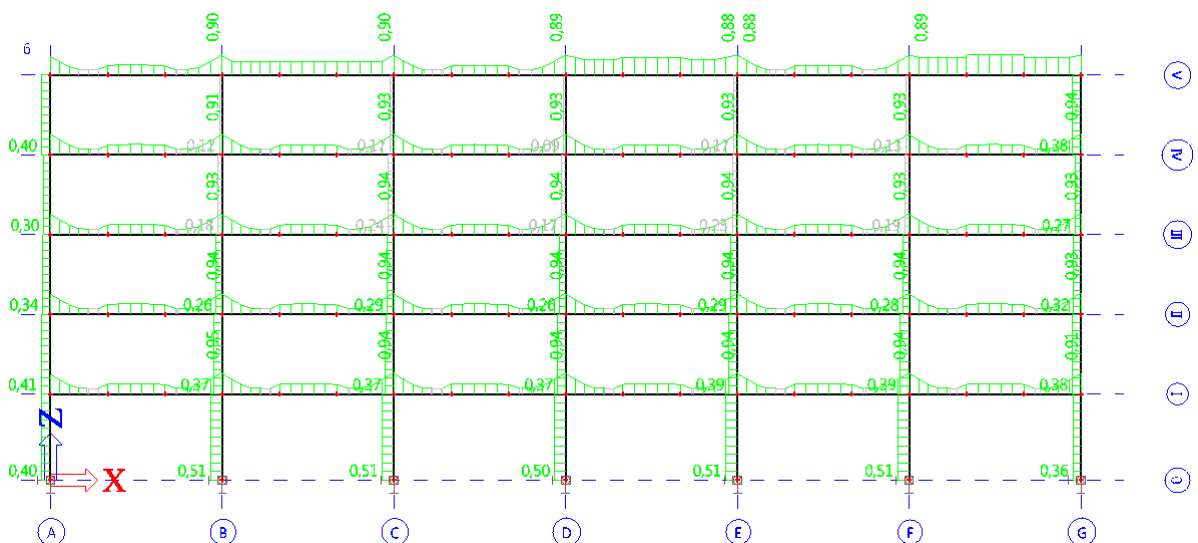
Slika 67: Navpični pomiki  $u_z$  [mm]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj\_nelinearno\_MSU



Slika 68: Vodoravni pomiki  $u_x$  [mm]; prostorski okvir 6 – 6, statična analiza, ovoj\_nelinearno\_MSN



Slika 69: Von Mises-ove napetosti [MPa]; prostorski okvir 6 – 6, stat. analiza, ovoj\_nelinearno\_MSN



Slika 70: Izkoriščenost jekla prostorskega okvirja 6 – 6, statična analiza, ovoj\_nelinearno\_MSN

Detajlni izpisi iz programa Scia Engineer 2012 za najbolj obremenjen element stebra in prečke se nahajajo v prilogah – glej Prilogo B2.

## 7.6 Kontrole

### 7.6.1 Kontrola napetosti

Nonlinear calculation, Extreme : Global  
 Selection : Named selection - vsi elementi  
 Class : ovoj\_nelinearno\_MSN  
 Values : von Mises

Member	Case	dx [m]	Normal - [MPa]	Normal + [MPa]	Shear [MPa]	von Mises [MPa]
B495	NC2_MSN	8,000	<b>-250,4</b>		13,9	251,6
B636	NC2_MSN	0,000		137,2	8,4	138,0
B1	NC2_MSN	0,000	-32,7		1,3	32,7
B615	NC2_MSN	8,000		<b>254,5</b>	0,8	<b>254,5</b>
B595	NC2_MSN	7,466		121,6	<b>0,0</b>	121,6
B425	NC2_MSN	1,335		3,5	<b>50,7</b>	87,9
B536	NC2_MSN	2,000	-0,3		8,3	<b>14,4</b>

Slika 71: Največje Von – Misesove napetosti

Material S 275:  $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 = 275 \text{ MPa} \geq f_{y,max} = 254,5 \text{ MPa}$

### 7.6.2 Kontrola pomikov

SISIT EN 1990:2004/A101:2008. A1.4.2(2)

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal  
 Selection : Named selection - vsi elementi  
 Class : ovoj\_nelinearno\_MSU

Case	Member	dx [m]	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]
NC19_MSU	B206	3,700	<b>-3,9</b>	2,8	-2,6
NC5_MSU	B645	0,000	<b>10,0</b>	-2,1	-0,9
NC19_MSU	B662	6,500	2,9	<b>-3,1</b>	-2,3
NC5_MSU	B420	2,225	2,2	<b>10,0</b>	-8,2
NC19_MSU	B618	3,734	2,5	-2,4	<b>-15,2</b>
NC5_MSU	B8	2,000	-0,3	0,7	<b>0,1</b>
NC19_MSU	B422	3,734	2,6	2,8	<b>-14,4</b>
NC5_MSU	B419	8,000	<b>2,0</b>	9,5	-0,9

Slika 72: Največji pomiki konstrukcijskih elementov pri statični analizi; ovoj\_nelinearno\_MSN

## I. Omejitve navpičnih pomikov konstrukcije

– največji pomiki strehe:

$$w = 14,4 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{8000 \text{ mm}}{250} = 32 \text{ mm}$$

- največji pomiki medetaže:

$$w = 15,2 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{8000 \text{ mm}}{250} = 32 \text{ mm}$$

## II. Omejitve vodoravnih pomikov konstrukcije

- največji pomiki konstrukcije v X smeri:

$$w = 10,0 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{H}{500} = \frac{18800 \text{ mm}}{500} = 37,6 \text{ mm}$$

- največji pomiki konstrukcije v Y smeri:

$$w = 10,0 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{H}{500} = \frac{18800 \text{ mm}}{500} = 37,6 \text{ mm}$$

### 7.6.3 Kontrola reakcij

Linear calculation, Extreme : Global

Selection : All

Load cases : STALNA

Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
STALNA	0,00	0,00	46755,83
KORISTNA	0,00	0,00	38502,39
KORISTNA 1	0,00	0,00	19251,20
KORISTNA 2	0,00	0,00	19251,20
SNEG	0,00	0,00	2478,07
VETER X	-776,06	0,00	-1011,71
VETER Y	0,00	-776,06	-1011,71

Slika 73: Rezultante reakcij za obtežbe pri statični analizi

- Stalna

stalna obtežba strehe  $g = 5,15 \text{ kN/m}^2$

stalna obtežba medetaže  $g = 4,42 \text{ kN/m}^2$

vsota reakcij (Scia)  $R_z = 46755,83 \text{ kN}$

$$(48 \text{ m} \cdot 48 \text{ m} - 16 \text{ m} \cdot 16 \text{ m}) \cdot (4 \cdot 4,42 \text{ kN/m}^2 + 5,15 \text{ kN/m}^2) \cong R_z$$

$$46755,84 \text{ kN} \cong R_z = 45755,83 \text{ kN}$$

- Koristna

koristna obtežba strehe  $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$

koristna obtežba medetaže  $q = 4,2 \text{ kN/m}^2$

vsota reakcij (Scia)  $R_z = 38502,39 \text{ kN}$

$$(48\text{ m} \cdot 48\text{ m} - 16\text{ m} \cdot 16\text{ m}) \cdot (4 \cdot 4,2\text{ kN/m}^2 + 2,0\text{ kN/m}^2) \cong R_z$$

$$38502,40\text{ kN} \cong R_z = 38502,39\text{ kN}$$

– Koristna 1

koristna obtežba strehe	$q = 2,0\text{ kN/m}^2$
koristna obtežba medetaže	$q = 4,2\text{ kN/m}^2$
vsota reakcij (Scia)	$R_z = 19251,20\text{ kN}$

$$(16\text{ m} \cdot 16\text{ m} \cdot 4) \cdot (4 \cdot 4,2\text{ kN/m}^2 + 2,0\text{ kN/m}^2) \cong R_z$$

$$19251,20\text{ kN} \cong R_z = 19251,20\text{ kN}$$

– Koristna 2

koristna obtežba strehe	$q = 2,0\text{ kN/m}^2$
koristna obtežba medetaže	$q = 4,2\text{ kN/m}^2$
vsota reakcij (Scia)	$R_z = 19251,20\text{ kN}$

$$(16\text{ m} \cdot 16\text{ m} \cdot 4) \cdot (4 \cdot 4,2\text{ kN/m}^2 + 2,0\text{ kN/m}^2) \cong R_z$$

$$19251,20\text{ kN} \cong R_z = 19251,20\text{ kN}$$

– Sneg

obtežba snega	$s = 1,21\text{ kN/m}^2$
vsota reakcij (Scia)	$R_z = 2478,07\text{ kN}$

$$(48\text{ m} \cdot 48\text{ m} - 16\text{ m} \cdot 16\text{ m}) \cdot 1,21\text{ kN/m}^2 = 2478,08\text{ kN} = R_z = 2478,07\text{ kN}$$

– Veter (v smeri X in Y)

obtežba vetra v ver. smeri	$w_D = 0,494\text{ kN/m}^2$
obtežba vetra v hor. smeri	$w_{D;x,y} = 0,561\text{ kN/m}^2$
	$w_{E;x,y} = 0,299\text{ kN/m}^2$
vsota reakcij (Scia)	$R_z = 1011,71\text{ kN}$
	$R_x = 776,06\text{ kN}$
	$R_y = 776,06\text{ kN}$

$$(48\text{ m} \cdot 48\text{ m} - 16\text{ m} \cdot 16\text{ m}) \cdot 0,494 = 1011,71\text{ kN} = R_z = 1011,71\text{ kN}$$

$$(48\text{ m} \cdot 18,8\text{ m}) \cdot (0,299\text{ kN/m}^2 + 0,561\text{ kN/m}^2) = 776,05\text{ kN} \cong R_x = R_y = 776,06\text{ kN}$$

## 8 POTRESNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

Konstrukcije moramo v potresnih področjih konstruirati in zgraditi tako, da sta s primerno stopnjo zanesljivosti izpolnjeni zahtevi (SIST EN 1998-1: 2005. 2.1):

- zahteva po neporušitvi, kjer mora biti konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da prenese potresni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote konstrukcije.
- zahteva po omejitvi poškodb, kjer mora biti konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ne da bi prišlo do večjih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe.

V potresnih območjih je potrebno vidik potresne nevarnosti upoštevati že v zgodnji fazi snovanja konstrukcije. Tako smo pri snovanju in projektiranju konstrukcije upoštevali vodilna načela, ki odločilno vplivajo na zasnovo potresno odpornih objektov:

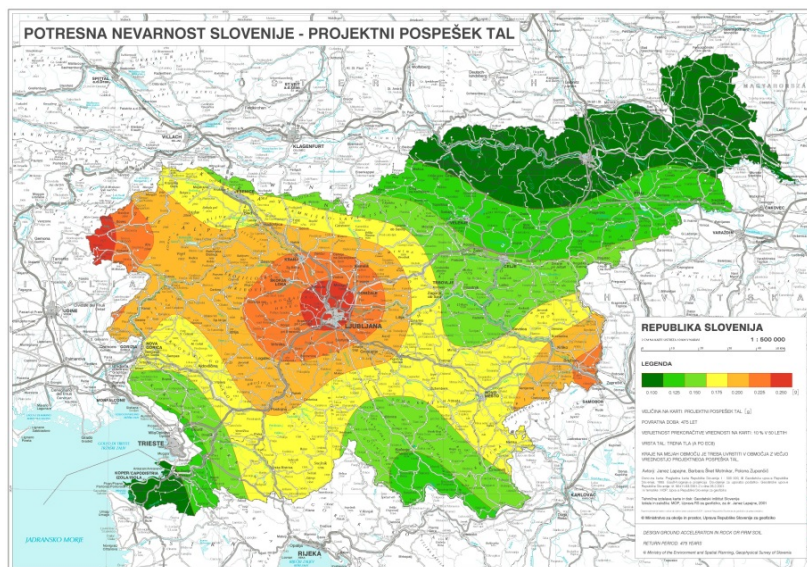
- enostavnost konstrukcije
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenosť
- nosilnost in togost v dveh smereh
- torzijska nosilnost in togost
- učinek diafragem na nivojih etaž
- ustrezno temeljenje

Konstrukcija obravnavanega objekta spada med pravilne konstrukcije saj je konstrukcija tlorisno pravilna in pravilna po višini. Pravilnost konstrukcije nam omogoča boljše preglednost prenosa potresne obtežbe po konstrukciji. Z pravilnostjo konstrukcije so negotovosti manjše, tako da je predvidevano obnašanje konstrukcije med potresom zanesljivejše.

Objekt pri potresni analizi obravnavamo v obeh smereh enako (v smeri X in smeri Y), zaradi simetrične zasnove konstrukcije.

### 8.1 Osnovni podatki za potresno analizo

Poslovni objekt se nahaja v Ljubljani na območju Bežigrada. Za to območje znaša referenčni projektni pospešek tal  $a_{gr} = 0,250 g$ , ki ga določimo s pomočjo karte projektnega pospeška tal Slovenije (glej sliko 74). Referenčni največji pospešek tal ustreza referenčni povratni dobi, ki znaša 475 let za območje Slovenije.



Slika 74: Karta projektnega pospeška tal (Arso 2001)

Zasnovan objekt služi kot poslovni objekt in ga uvrstimo v II kategorijo pomembnosti (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije). Faktor pomembnosti, ki ustreza potresnemu dogodku znaša  $\gamma_I = 1,0$ . Tako znaša projektni pospešek tal  $a_D = a_{gr} \cdot \gamma_I = 0,250 g \cdot 1,0 = 0,250 g$  (SIST EN 1998-1: 2005. 3.2.1 (3)).

Tla na območju, kjer se nahaja objekt uvrstimo v tip tal B (zelo gost pesek, prod ali toga glina).

Preglednica 13: Tip tal in vrednosti njenih parametrov

Tip tal	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
B	1,2	0,15	0,5	2,0

### Konstrukcijske elementi:

#### Križni steber 2·HEA 800 (S 275)

- višina nosilca  $h = 790 \text{ mm}$
- širina nosilca  $b = 300 \text{ mm}$
- debelina pasnice  $t_f = 28 \text{ mm}$
- debelina stojine  $t_w = 15 \text{ mm}$
- radij zaokrožitve  $r = 30 \text{ mm}$
- ploščina prereza  $A = 572 \text{ cm}^2$

#### Križni steber 2·HEA 900 (S 275)

- višina nosilca  $h = 890 \text{ mm}$
- širina nosilca  $b = 300 \text{ mm}$

– debelina pasnice	$t_f = 30 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 16 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 30 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 642 \text{ cm}^2$

#### Primarni nosilec IPE 450 (S 275)

– višina nosilca	$h = 450 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 190 \text{ mm}$
– debelina pasnice	$t_f = 14,6 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 9,4 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 21 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 98,8 \text{ cm}^2$
– plastični odpornostni moment v smeri y	$W_{pl,y} = 1702 \text{ cm}^3$

#### Primarni nosilec IPE 400 (S 275) (glej točko 7.1)

#### **Material:**

– jeklo S 275:	meja plastičnosti	$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$
	natezna trdnost	$f_u = 43,0 \text{ kN/cm}^2$
– beton C 25/30	minimalna karak. tlačna trdnost	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$

#### **Koeficienti:**

- koeficient  $\varphi$  za kombinacijo  $\Psi_{Ei}$ : razred obtežbe B (pisarne)
  - $\varphi = 1,0$  vrhnja etaža (streha)
  - $\varphi = 0,5$  etaže so zasedene neodvisno
- koeficient  $\Psi_{2i}$  za kombinacije za spremenljive vplive
  - $\Psi_2 = 0,3$  za pisarne
  - $\Psi_2 = 0,0$  za sneg

## **8.2 Globalna analiza**

Za analizo konstrukcije obremenjene s potresno obtežbo uporabimo modalno analizo s spektri odziva, ki je primerna za vse tipe objektov.

### **8.2.1 Faktor obnašanja**

Konstrukcija prenaša potresno obtežbo preko pomičnih okvirjev v vzdolžni in prečni smeri, kjer se vodoravne sile prenašajo z upogibnim delovanjem elementov. Območja sipanja



potresne energije načrtujemo v prečkah ob spoju med nosilcem in stebrom ter na dnu stebrov (metoda načrtovanja nosilnosti).

Izberemo razred visoke duktilnosti (DCH). Prečni prerezi stebrov in prečk morajo biti v prvem razredu kompaktnosti. Referenčno vrednost faktorja obnašanja za konstrukcijo, ki je pravilna po višini določimo po standardu SIST EN 1998-1:2005. 6.3.2 (1) preglednica 6.2. Za razmerje  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  vzamemo vrednost 1,3. Ta vrednost razmerja velja za večetažne okvire z več polji.

$$q_{x,y} = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,3 = 6,5$$

Faktor obnašanja konstrukcije predstavlja sposobnost konstrukcije, da dissipira potresno energijo. Z faktorjem obnašanja zmanjšamo sile, dobljene z linearno analizo, da upoštevamo nelinearen odziv konstrukcij. Faktor obnašanja je povezan z materialom, konstrukcijskim sistemom in postopki projektiranja.

## 8.2.2 Spekter pospeškov

Projektni spekter je za faktor obnašanja  $q$  zmanjšan elastični spekter, ki ga določimo z naslednjimi izrazi (SIST EN 1998-1:2005. 3.2.2.5 4 (P)):

$$\begin{aligned} 0 \leq T_1 \leq T_B & : & S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T_1 \leq T_C & : & S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T_1 \leq T_D & : & S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_1} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\ T_D \leq T_1 & : & S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \end{aligned}$$

Kjer so:

$a_g$  projektni pospešek za tip tal B

$S$  faktor tal

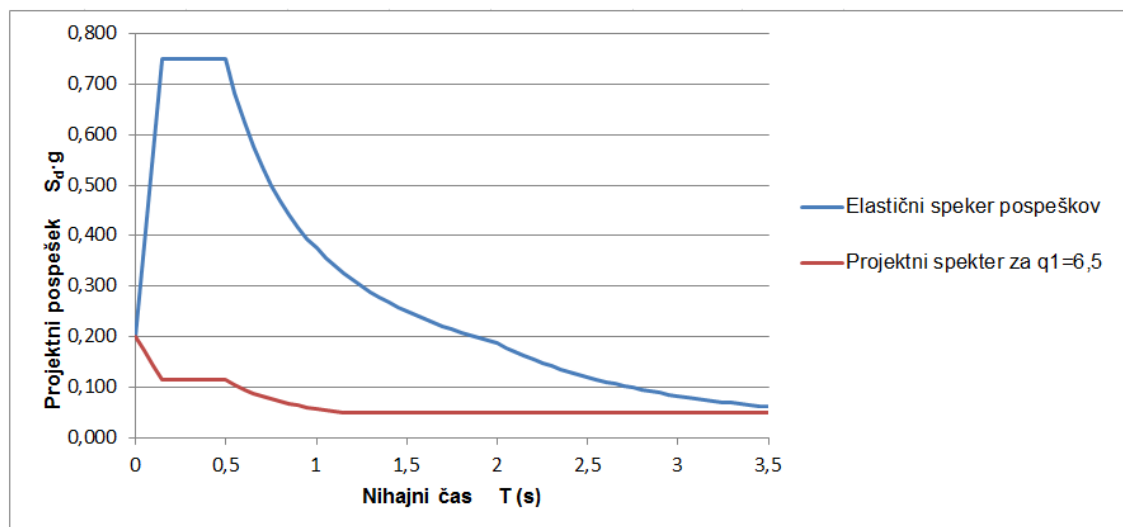
$T_B, T_C$  spodnja in zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

$T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika

$S_d(T)$  projektni spekter

$q$  faktor obnašanja

$\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri projektne spektru (priporočena vrednost  $\beta = 0,2$ )



Slika 75: Elastični in projektni spekter za potresni vpliv

### 8.2.3 Nihajni čas

Nihajni čas določimo s programom Scia Engineer 2012. Za določitev nihajnega časa in projektnih potresnih vplivov upoštevamo privzete mase iz računskega modela modalne analize nosilnega sistema. Mase, povezane z vsemi težnostnimi silami opredelimo v naslednji kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1:2005. 3.2.4 (2)P):

$$W = \sum G + \sum \Psi_{Ei} \cdot Q_{Ki}$$

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i}$$

Kjer so:

$G$  karakteristična vrednost stalne obtežbe

$Q_{Ki}$  karakteristična vrednost spremenljive obtežbe

$\Psi_{Ei}$  koeficient za kombinacijo

$\varphi$  koeficient, ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in od načina zasedbe posameznih etaž

$\Psi_{2i}$  koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva, ki ga odčitamo v preglednici A.1.1 (SIST EN 1990:2004. A.1.2.2)

Preglednica 14: Vrednosti koeficientov  $\varphi$  in  $\Psi_{2i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Mesto delovanja	$\varphi$	$\Psi_2$
Kategorija B	pisarne (zasedene neodvisno)	0,5	0,3
Kategorija H	streha	1,0	0

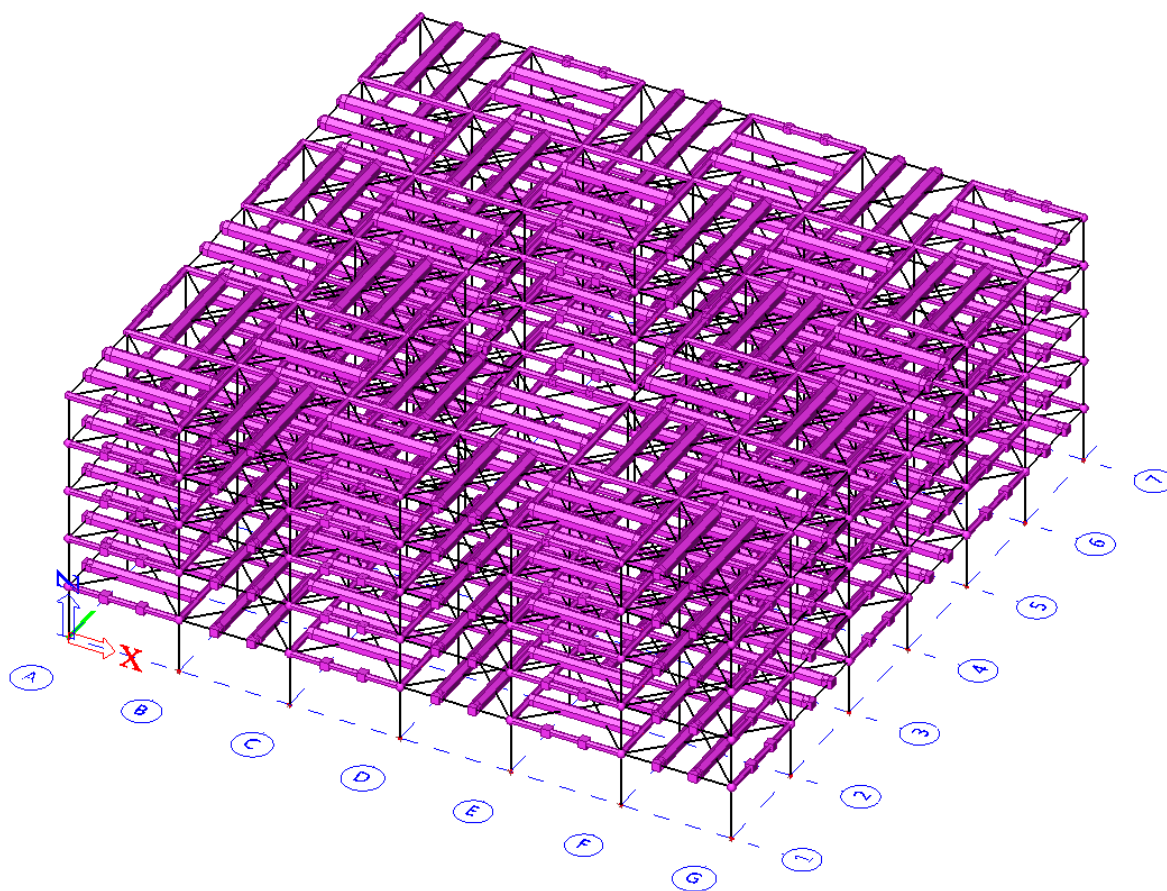
Name	Load case
Lastna	LASTNA
Stalna	STALNA
Koristna	KORISTNA

*\*Student version\* \*Student version\**

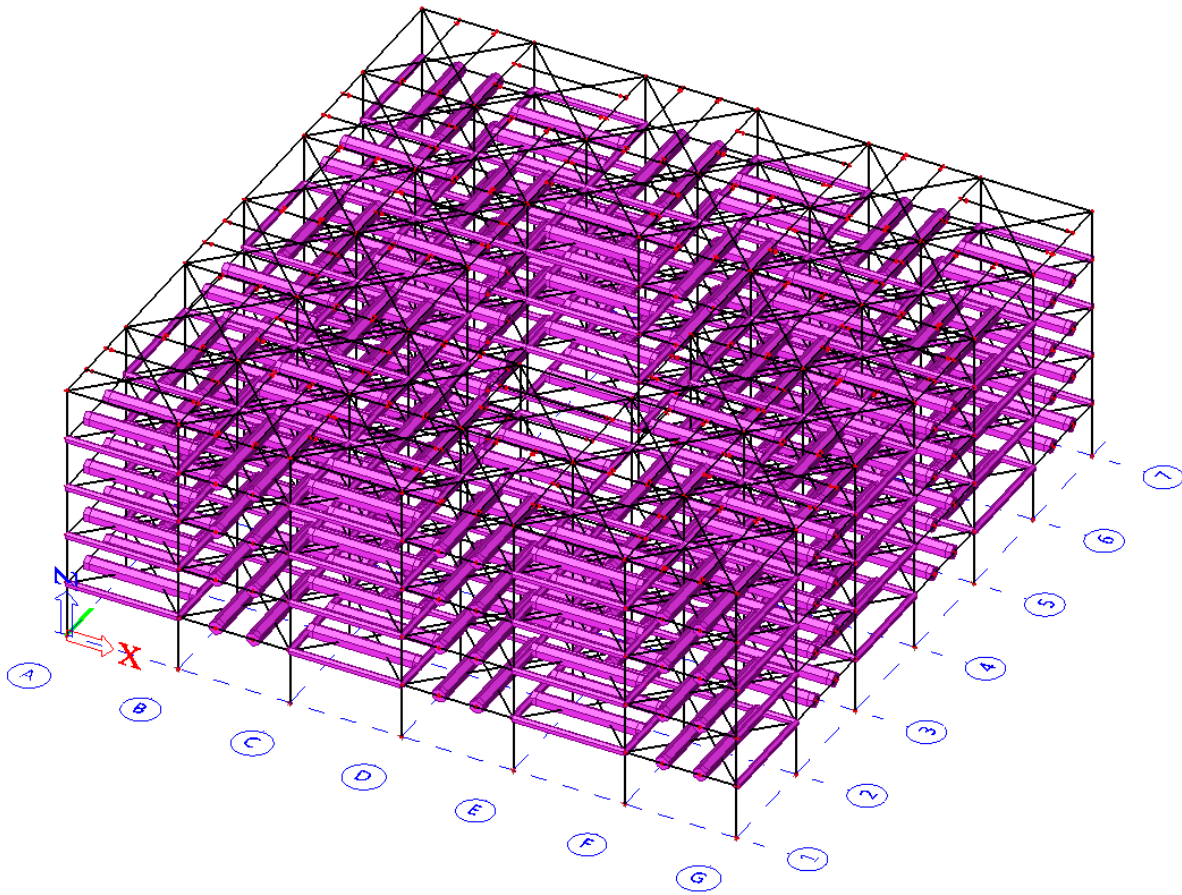
Name	Mass group	Coeff. [-]
G+0,15Q	Lastna	1,00
	Stalna	1,00
	Koristna	0,15
G+0,15Q/1 - 0,93		
G+0,15Q/2 - 0,93		
G+0,15Q/3 - 1,05		
G+0,15Q/4 - 1,95		
G+0,15Q/5 - 1,96		
G+0,15Q/6 - 1,96		
G+0,15Q/7 - 1,96		
G+0,15Q/8 - 1,98		
G+0,15Q/9 - 1,98		
G+0,15Q/10 - 1,98		
G+0,15Q/11 - 1,98		
G+0,15Q/12 - 1,99		
G+0,15Q/13 - 1,99		
G+0,15Q/14 - 1,99		
G+0,15Q/15 - 1,99		

*\*Student version\* \*Student version\* \*Student version\* \*Student v*

Slika 76: Masne skupine in njihove kombinacije



Slika 77: Podane mase na konstrukcijo; Stalna obtežba



Slika 78: Podane mase na konstrukcijo; Koristna obtežba

N	f [Hz]	omega [1/sec]	omega <sup>2</sup> [1/sec <sup>2</sup> ]	T [sec]
<i>*Student version<sup>3</sup> *Student version<sup>3</sup> *Student version<sup>3</sup> *Student version<sup>3</sup> *Student version<sup>3</sup> *Student version<sup>3</sup></i>				
<b>Mass combination : G+0,15Q</b>				
1	0,95	5,96	35,54	1,05
2	0,95	5,96	35,54	1,05
3	1,09	6,88	47,29	0,91
4	3,58	22,49	506,00	0,28
5	3,58	22,49	506,01	0,28
6	4,02	25,26	638,26	0,25
7	4,30	27,01	729,35	0,23
8	4,30	27,01	729,43	0,23
9	4,30	27,01	729,47	0,23
10	4,30	27,01	729,73	0,23
11	4,30	27,02	730,10	0,23
12	4,30	27,03	730,63	0,23
13	4,30	27,03	730,69	0,23
14	4,30	27,03	730,87	0,23
15	4,30	27,05	731,54	0,23

Slika 79: Nihajni čas konstrukcije

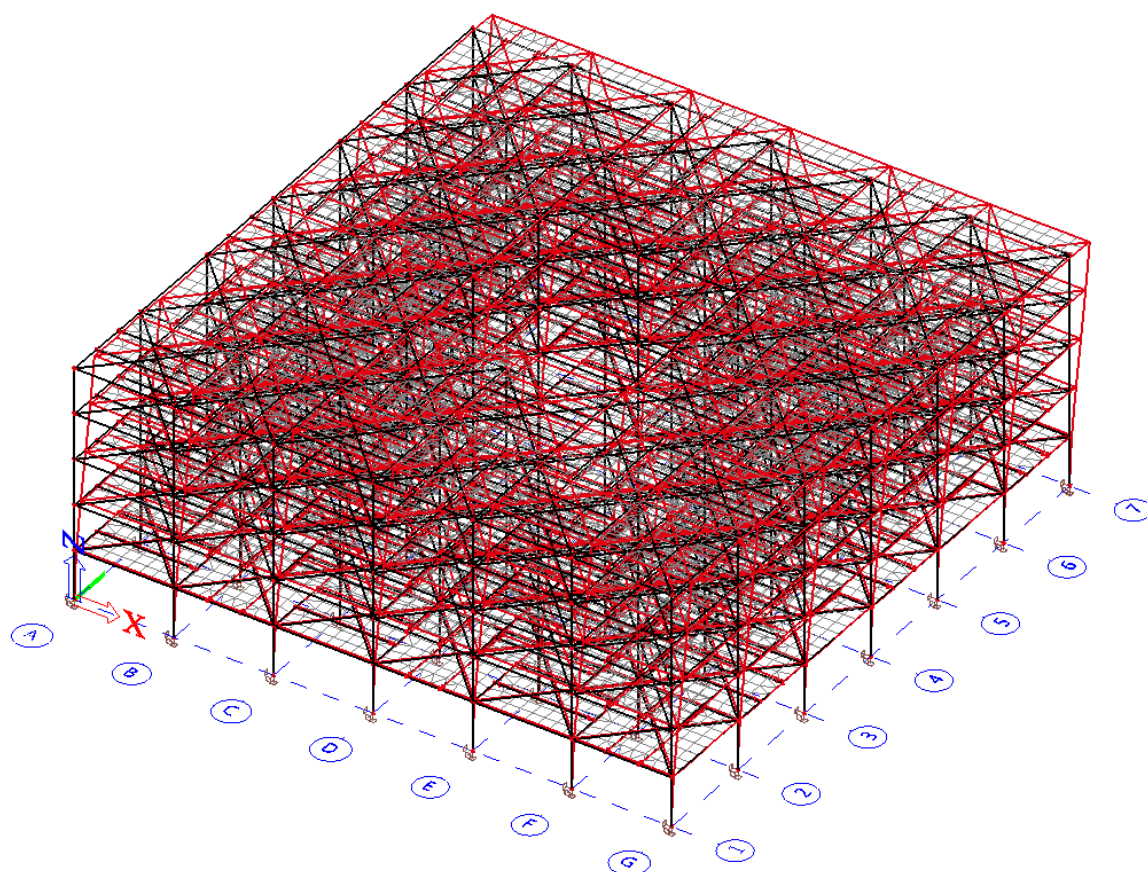
Pri modalni analizi s spektri odziva je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. Izpolnjen mora biti pogoj, da vsota efektivnih modalnih mas, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije. V našem primeru se aktivira 89 %  $\cong$  90 % sodelujočih modalnih mas (glej sliko 80), preostanek pa se porazgubi zaradi lokalnih vertikalnih nihanj v prečkah (glej sliko 82).



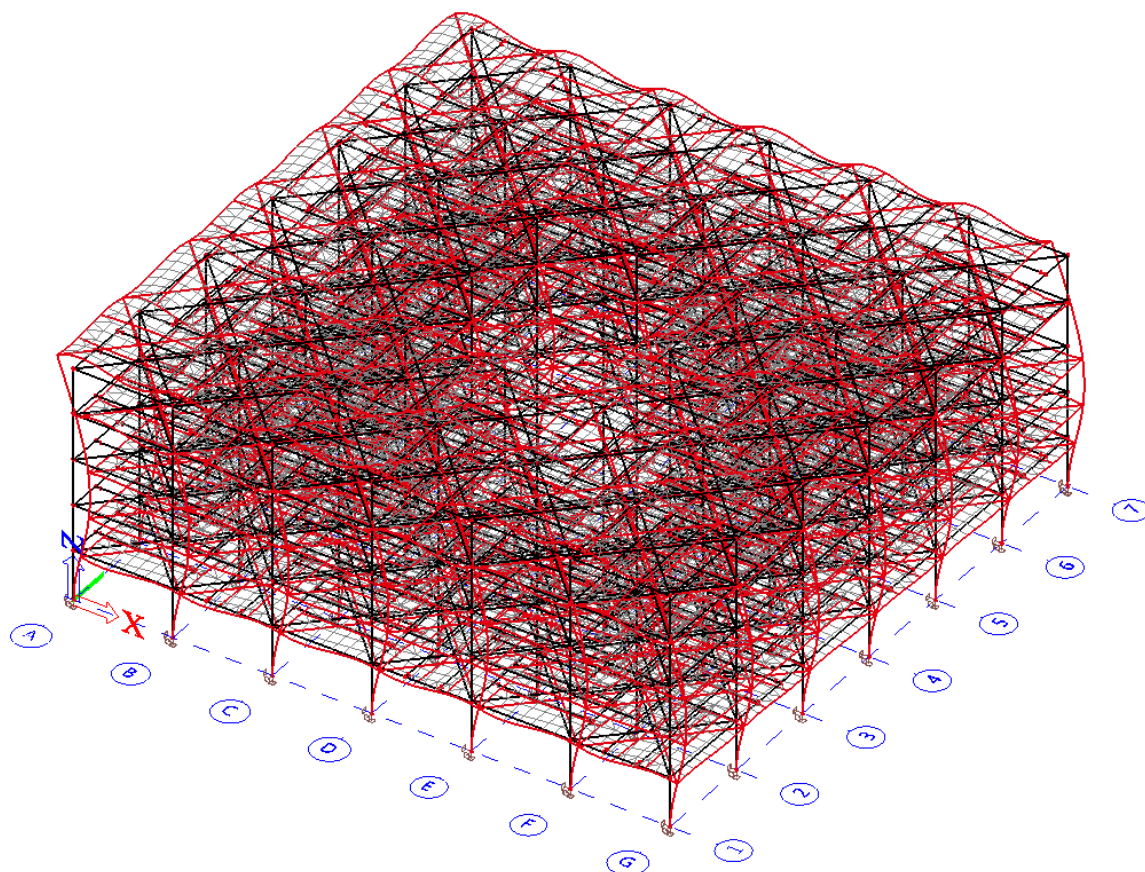
### Modal participation factors

Mode	Omega	Period	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot
1	5.9618	1.0539	0.9489	0.0130	0.7297	0.0000
2	5.9619	1.0539	0.9489	0.7297	0.0130	0.0000
3	6.8772	0.9136	1.0945	0.0000	0.0000	0.0000
4	22.4951	0.2793	3.5802	0.0240	0.1223	0.0000
5	22.4954	0.2793	3.5802	0.1223	0.0240	0.0000
6	25.2645	0.2487	4.0210	0.0000	0.0000	0.0000
7	27.0072	0.2326	4.2983	0.0000	0.0000	0.0358
8	27.0088	0.2326	4.2986	0.0000	0.0000	0.0006
9	27.0095	0.2326	4.2987	0.0000	0.0000	0.0019
10	27.0143	0.2326	4.2995	0.0000	0.0000	0.0001
11	27.0211	0.2325	4.3005	0.0000	0.0000	0.0002
12	27.0310	0.2324	4.3021	0.0000	0.0000	0.0000
13	27.0321	0.2324	4.3023	0.0000	0.0000	0.0025
14	27.0354	0.2324	4.3028	0.0000	0.0000	0.0593
15	27.0478	0.2323	4.3048	0.0000	0.0000	0.0001
				0.8889	0.8890	0.1005

Slika 80: Sodelujoče modalne mase



Slika 81: Prva nihajna oblika konstrukcije, translacijska v smeri X



Slika 82: Peta nihajna oblika konstrukcije, translacijska v smeri X

### 8.3 Material

Lastnosti materiala, kot sta napetost tečenja in lomna žilavost moramo po konstrukciji razporediti tako, da se potresna energija sipa na predvidenih območjih, ki smo jih določili v projektu. Za izpolnitev te zahteve imamo na voljo tri načine. Izberemo prvi način, kjer dejanska največja vrednost napetosti tečenja jekla v območjih sipanja znaša (SIST EN 1998-1:2005. 6.2 (3)):

$$f_{y,max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$$

Kjer so:

$\gamma_{ov}$  faktor dodatne nosilnosti, uporabljen pri projektiranju (priporočena vrednost  $\gamma_{ov} = 1,25$ )

$f_y$  nazivna vrednost napetosti tečenja

1,1 dodatni vpliv utrjevanja materiala

## 8.4 Globalna duktilnost

Pri večetažnih okvirnih konstrukcijah moramo za doseganje zadostne duktilnosti izpolniti naslednji pogoj (SIST EN 1998-1:2005. 4.4.2.3 (4)):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$$

Kjer sta:

$\sum M_{Rc} = M_{pl,rd c}$  1.R.K. vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču

$\sum M_{Rb} = M_{pl,rd b}$  1.R.K. vsota projektnih upogibnih nosilnosti prečk, ki se stikajo v vozlišču

Prečka IPE 450:  $M_{pl,rd b} = W_{pl,y b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1702 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 46805,0 \text{ kNcm}$

Steber 2-HEA 800  $M_{pl,rd c} = W_{pl,yz c} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10011 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 275302,5 \text{ kNcm}$

Steber 2-HEA 900  $M_{pl,rd c} = W_{pl,yz c} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12262,2 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 337210,5 \text{ kNcm}$

Pogoj duktilnosti preverimo za posamezna vozlišča prostorskega okvira:

- vozlišče prečka IPE 450 – križni steber 2-HEA 800

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot M_{pl,rd c} = 5506,05 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot M_{pl,rd b} = 608,47 \text{ kNm}$$

- vozlišče prečka IPE 450 – križni steber 2-HEA 800 – prečka IPE 450

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot M_{pl,rd c} = 5506,05 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot M_{pl,rd b} = 1216,93 \text{ kNm}$$

- vozlišče prečka IPE 500 – križni steber 2-HEA 900

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot M_{pl,rd c} = 6744,21 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot M_{pl,rd b} = 608,47 \text{ kNm}$$

- vozlišče prečka IPE 450 – križni steber 2-HEA 900 – prečka IPE 450

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot M_{pl,rd c} = 6744,21 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot M_{pl,rd b} = 1216,93 \text{ kNm}$$

## 8.5 Vplivi torzije

SIST EN 1998-1:2005. 4.3.3.3.3

Za določitev vplivov naključne torzije naredimo nov 3D računski model, kjer izvedemo statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okrog navpične osi v vsaki etaži. Zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja moramo premakniti masno središče v vsaki etaži za naključno ekscentričnost. Z naključno ekscentričnostjo pomnožimo vodoravne sile in določimo torzijske momente  $M_{ai}$ . Vodoravne sile v posamezni etaži izračunamo tako, da seštejemo celotne prečne sile za posamezno etažo, katere dobimo iz modalne analize za seizmične vplive.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

$$e_{ai} = \mp 0,05 \cdot L_i$$

Kjer so:

$M_{ai}$  torzijski moment okrog navpične osi v etaži  $i$

$F_i$  vodoravna sila v etaži  $i$

$e_{ai}$  naključna ekscentričnost mase v etaži

$L_i$  tlorsna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

### Izračun torzijskega momenta v etaži 1:

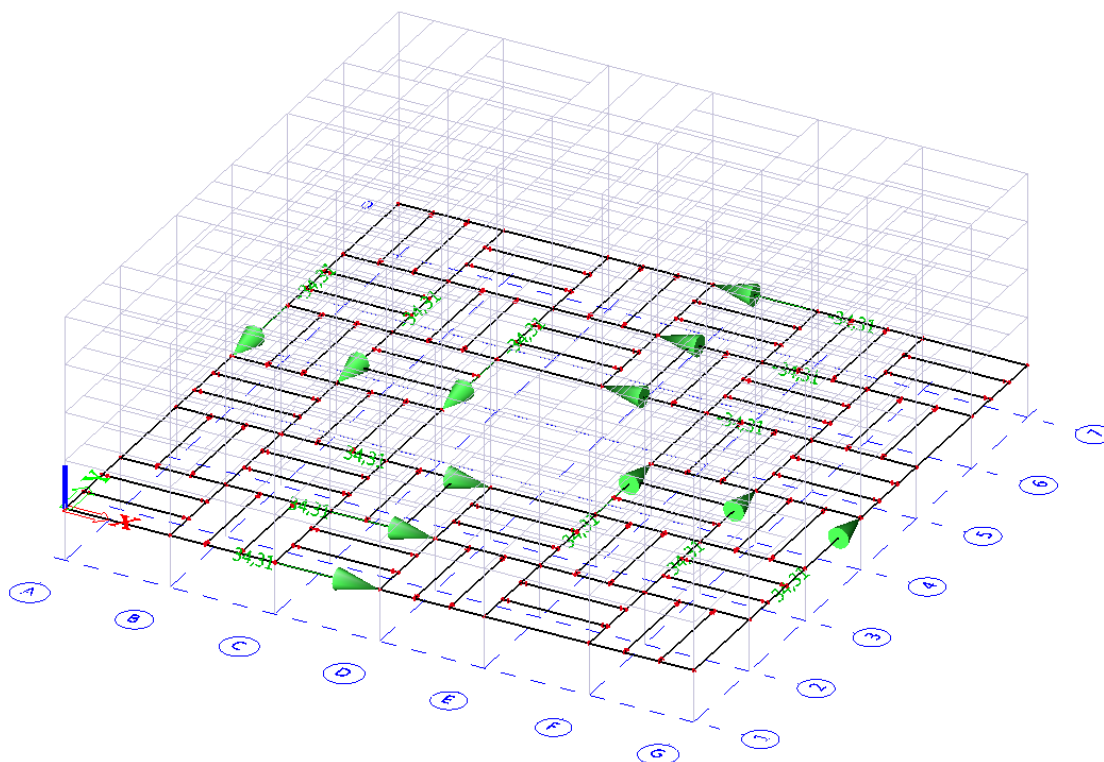
$$F_1 = \sum V_{Ed, \text{ etaža } 1} = 2745,16 \text{ kN} \quad \text{seštevek prečnih sil za etažo 1; seizmični vplivi}$$

$$e_{a,1} = 0,05 \cdot l_1 = 0,05 \cdot 48 \text{ m} = 2,4 \text{ m}$$

$$M_{a,1} = e_{a1} \cdot F_1 = 2,4 \text{ m} \cdot 2745,16 \text{ kN} = 6588,16 \text{ kN}$$

Dobljene vrednosti torzijskih momentov enakomerno razporedimo in naneseemo v računski model, kot vodoravne sile  $P_i$  po posameznih etažah (glej sliko 83).

$$P_1 = \frac{M_1}{4 \cdot (r_1 + r_2 + r_3)} = \frac{6588,16 \text{ kN}}{4 \cdot (8 \text{ m} + 8 \text{ m} + 8 \text{ m})} = 34,31 \text{ kN}$$



Slika 83: Prikaz razporeditve in nanosa torzijskega momenta v 1 etaži



Preglednica 15: Vrednosti izračuna naključne torzije po etažah

Etaža	$F_i$ [kN]	$e_{ai}$ [m]	$M_{ai}$ [kNm]	$P_i$ [kN]
Etaža 1	2745,07	2,4	6588,16	34,31
Etaža 2	2568,19	2,4	6163,66	32,10
Etaža 3	2188,96	2,4	5253,49	27,36
Etaža 4	1734,43	2,4	4162,63	21,68
Etaža 5	1098,47	2,4	2636,33	13,73

## 8.6 Projektno potresno stanje - kombinacije

Obtežno potresno kombinacijo določimo tako, da skupaj upoštevamo neseizmične in seizmične vplive v skladu s SIST EN 1990:2004. 6.4.3.4:

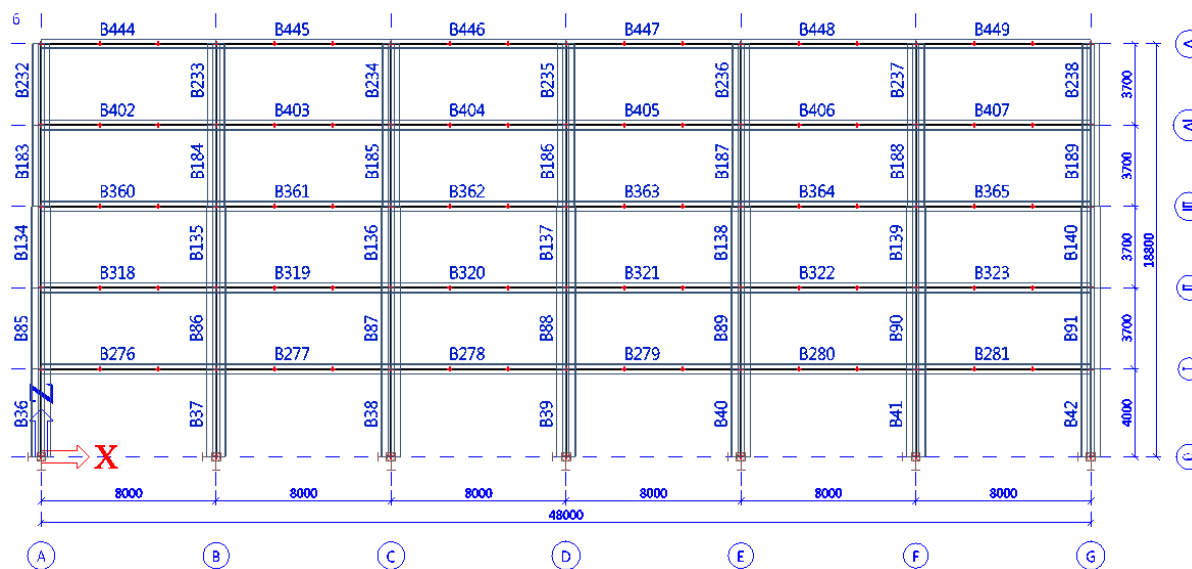
$$\sum G_{kj} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{Ki} + \gamma_i \cdot A_{Ed}$$

Kjer sta:

$\sum G_{kj} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$  neseizmični del – gravitacijske sile (vrednosti faktorja  $\Psi_{2i}$  glej pod točko 8.3)

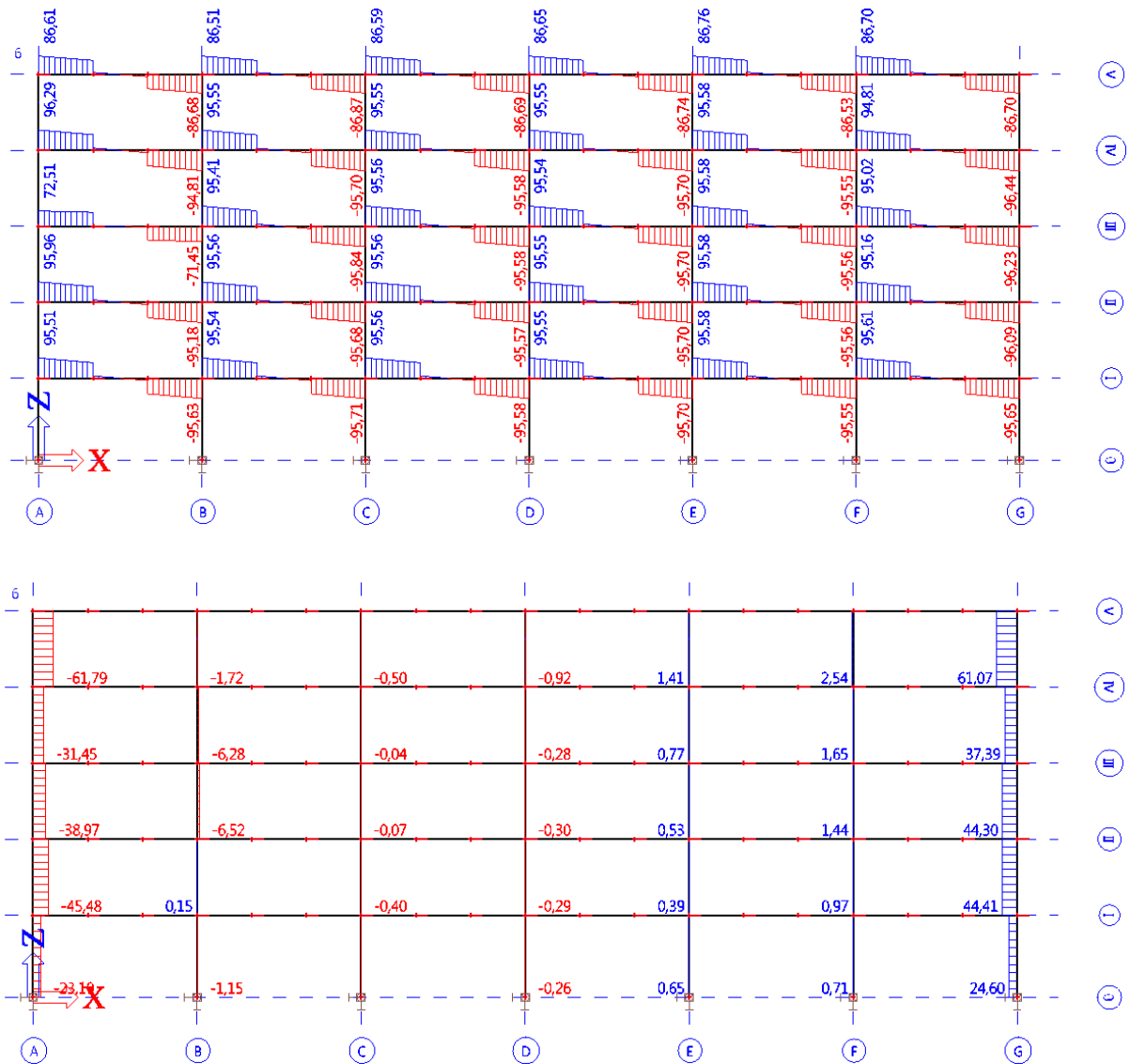
$\gamma_i \cdot A_{Ed}$  seizmični del – potresne sile (faktor pomembnosti znaša  $\gamma_i = 1,0$  za kategorijo pomembnosti II SIST EN 1998-1:2005. 4.2.5)

### I. Izpisi iz programa Scia Engineer za neseizmične – gravitacijske vplive

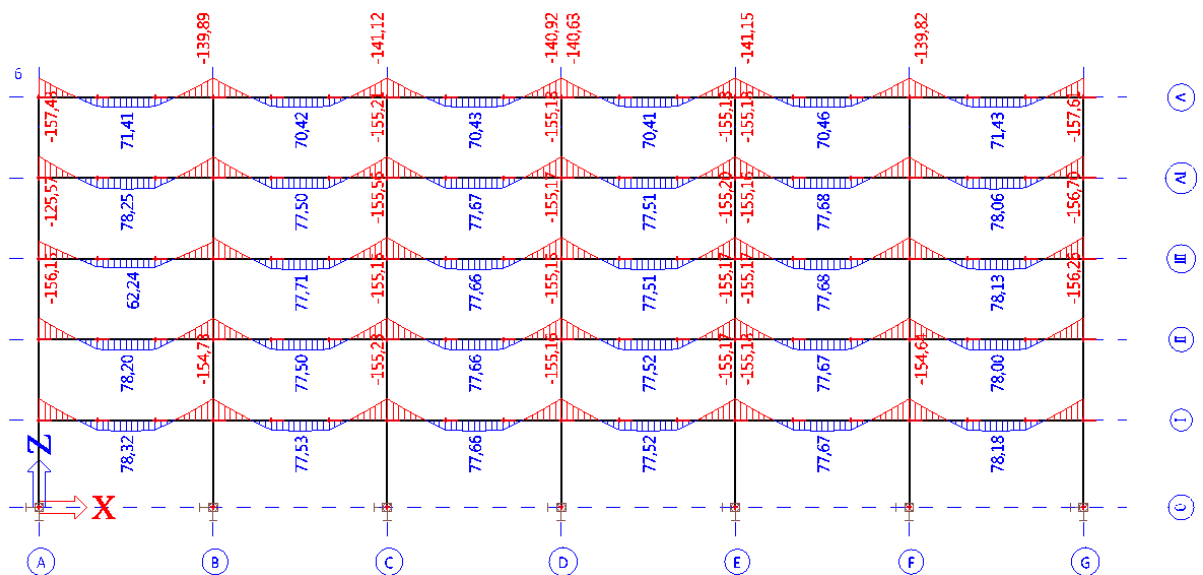


Slika 84: Zasnova prostorskega okvirja 6 – 6, potres\_gravitacijski





Slika 88: Prečne sile  $V_z$  [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_gravitacijski, MSN1





Slika 89: Upogibni momenti  $M_y$  [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_gravitacijski, MSN1

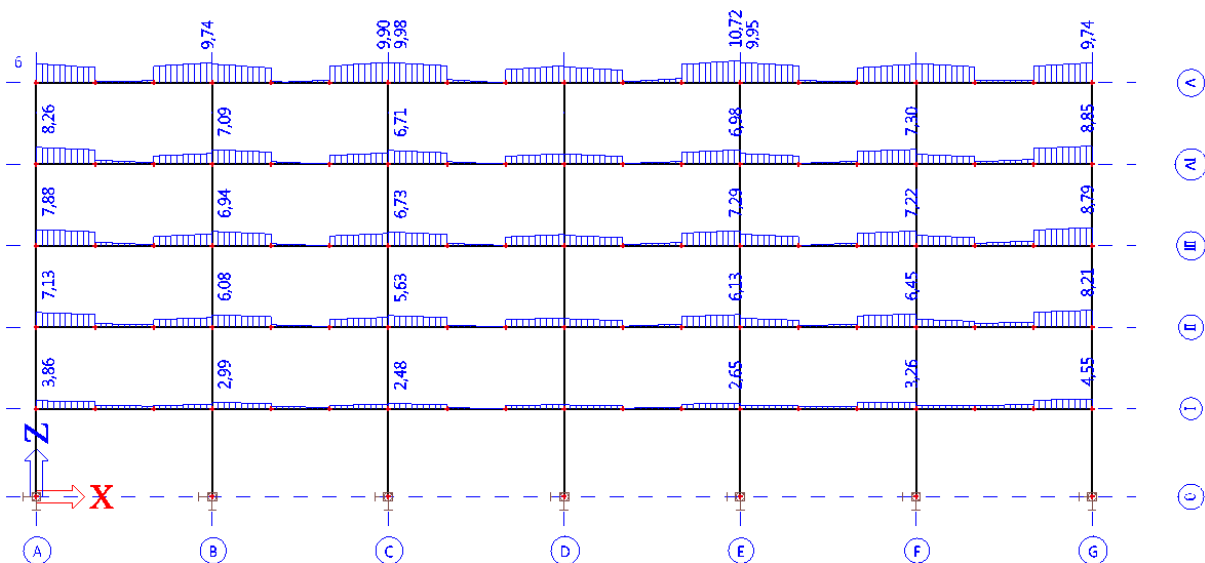
## II. Izpisi iz programa Scia Engineer za seizmične vplive

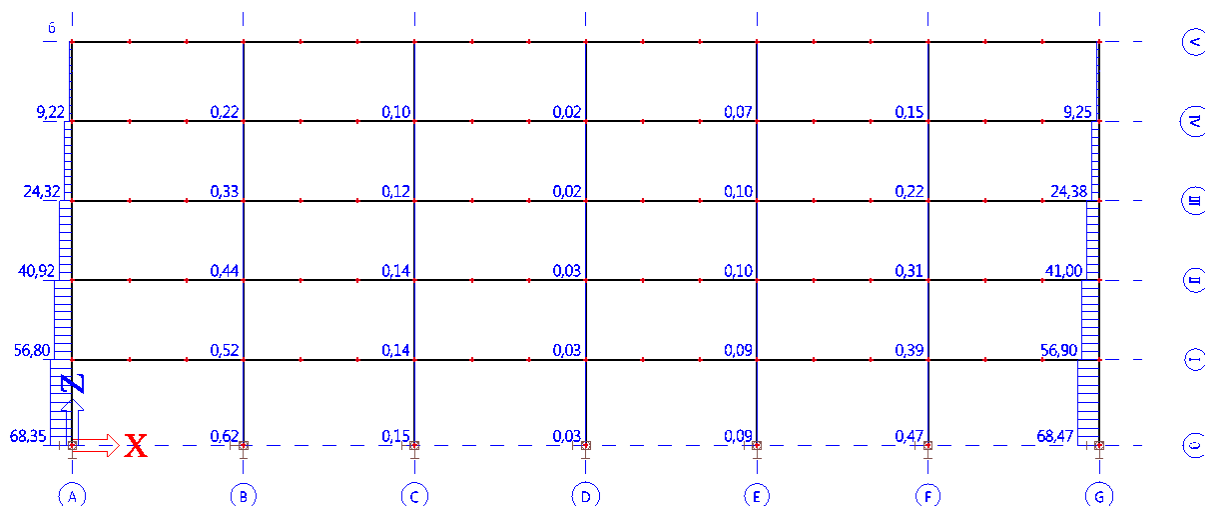
Pri določevanju potresnih kombinacij je potrebno vplive potresnih sil in torzije upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom (enak predznak za vse etaže).

### – Vplivi potresnih sil

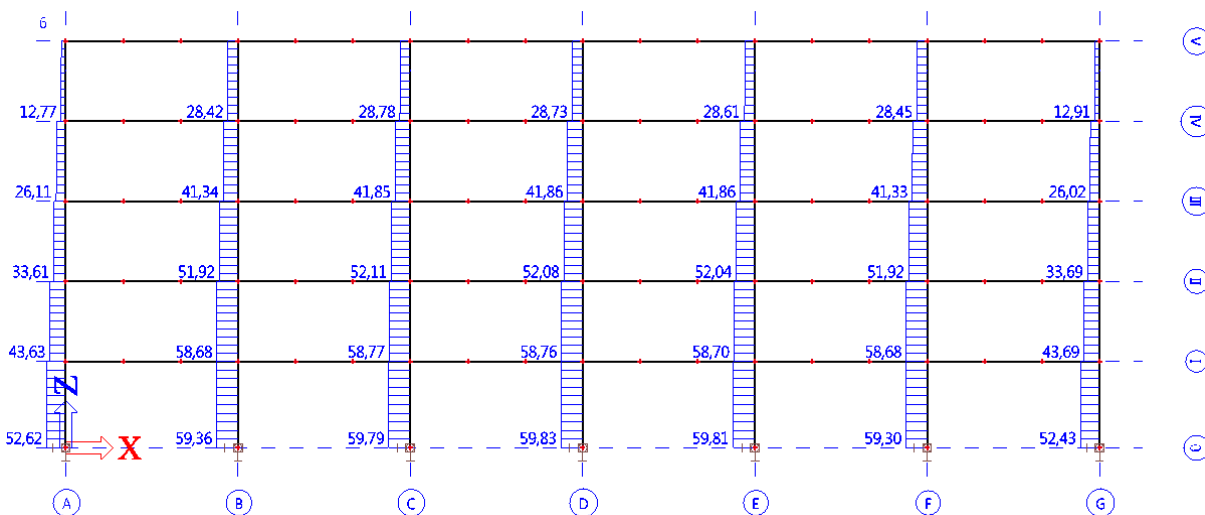
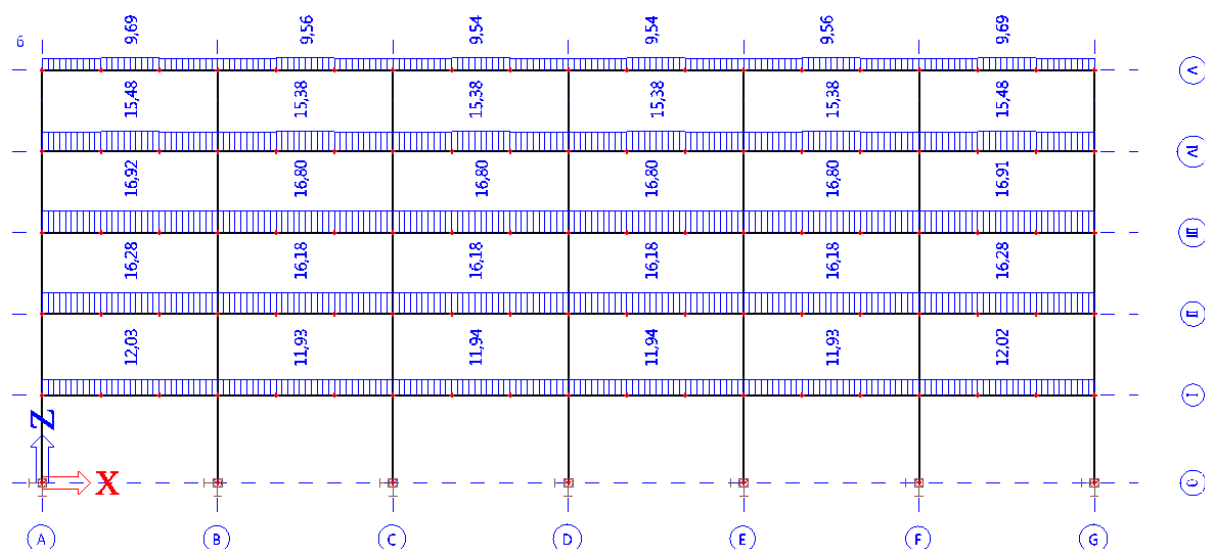
Name	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
X	Variable	Potres	Dynamic	Seismicity			None

Slika 90: Obtežba potresa v smeri X

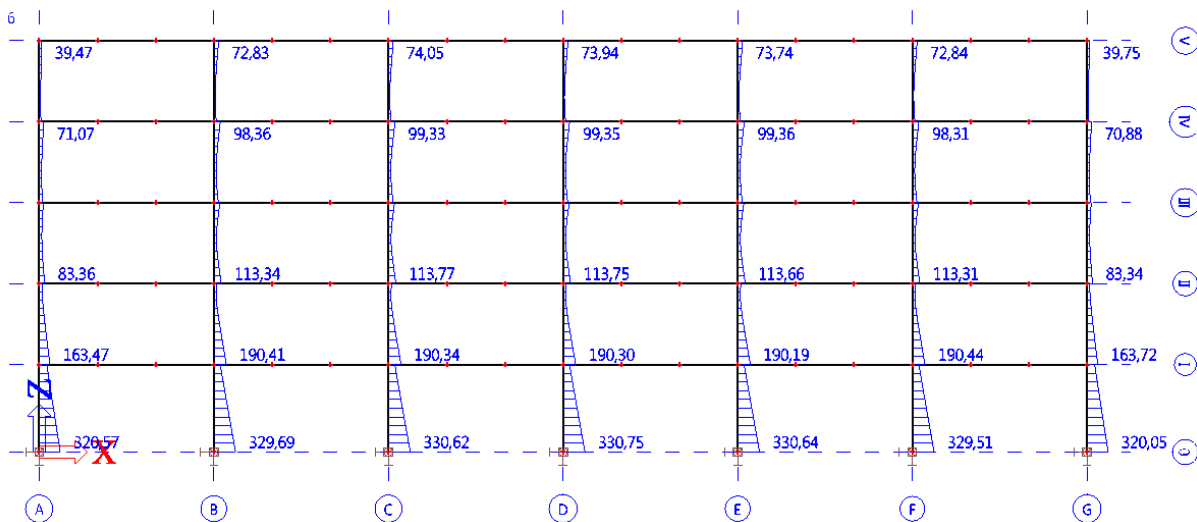
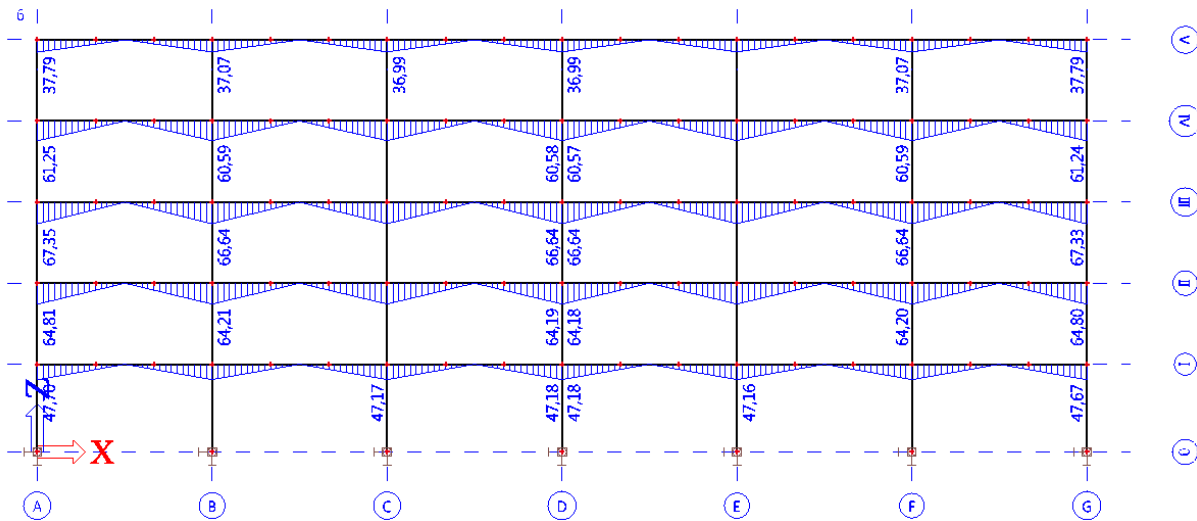




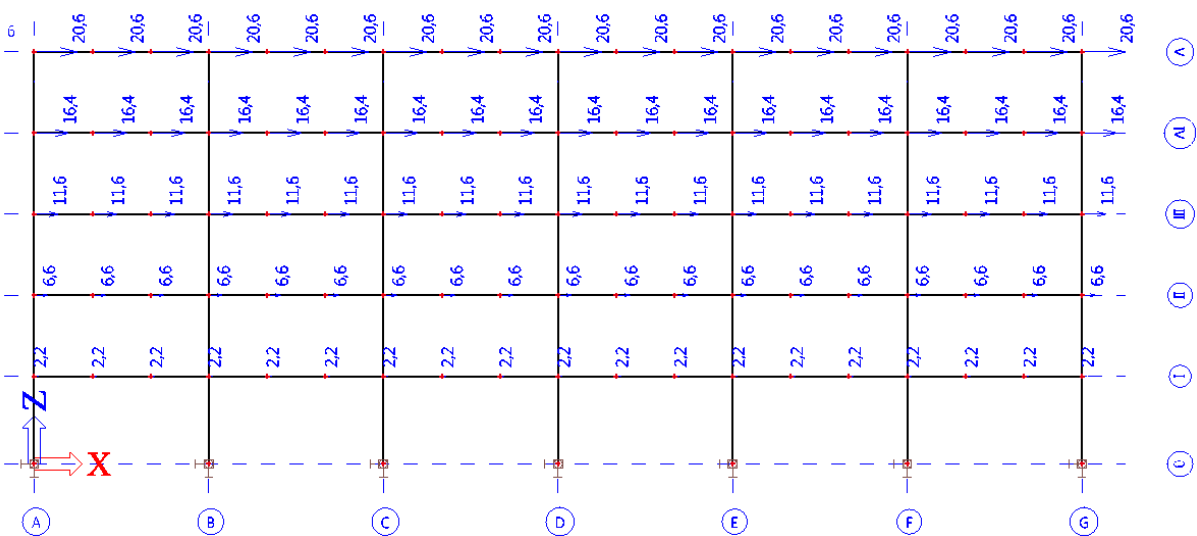
Slika 91: Osne sile N [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_gravitacijski, MSN1



Slika 92: Prečne sile Vz [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_seizmični



Slika 93: Upogibni momenti  $M_y$  [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_seizmični



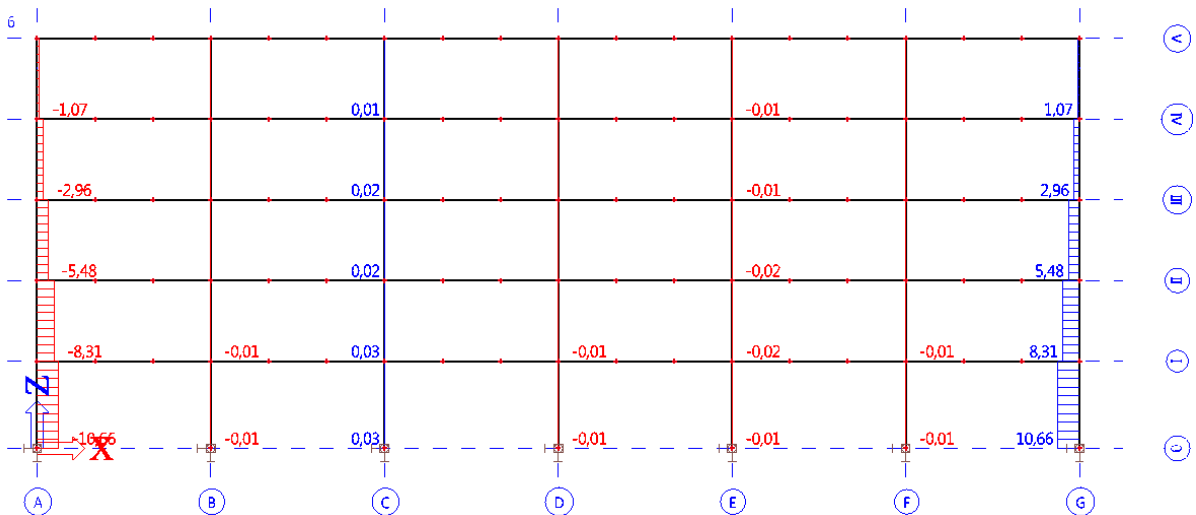
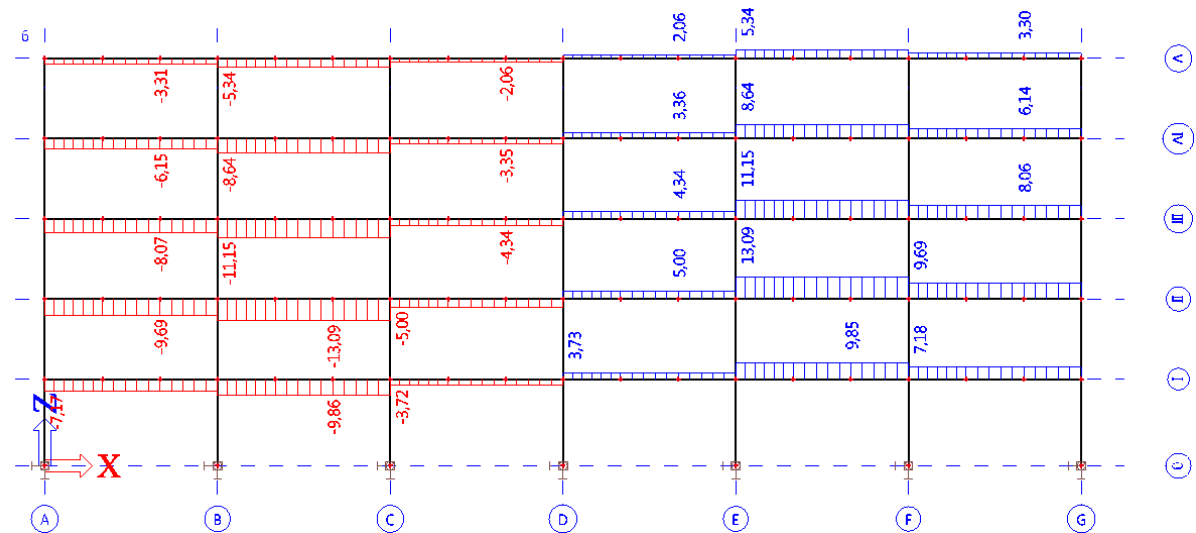
Slika 94: Vodoravni pomiki  $u_x$  [mm]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_seizmični

– Vplivi torzije

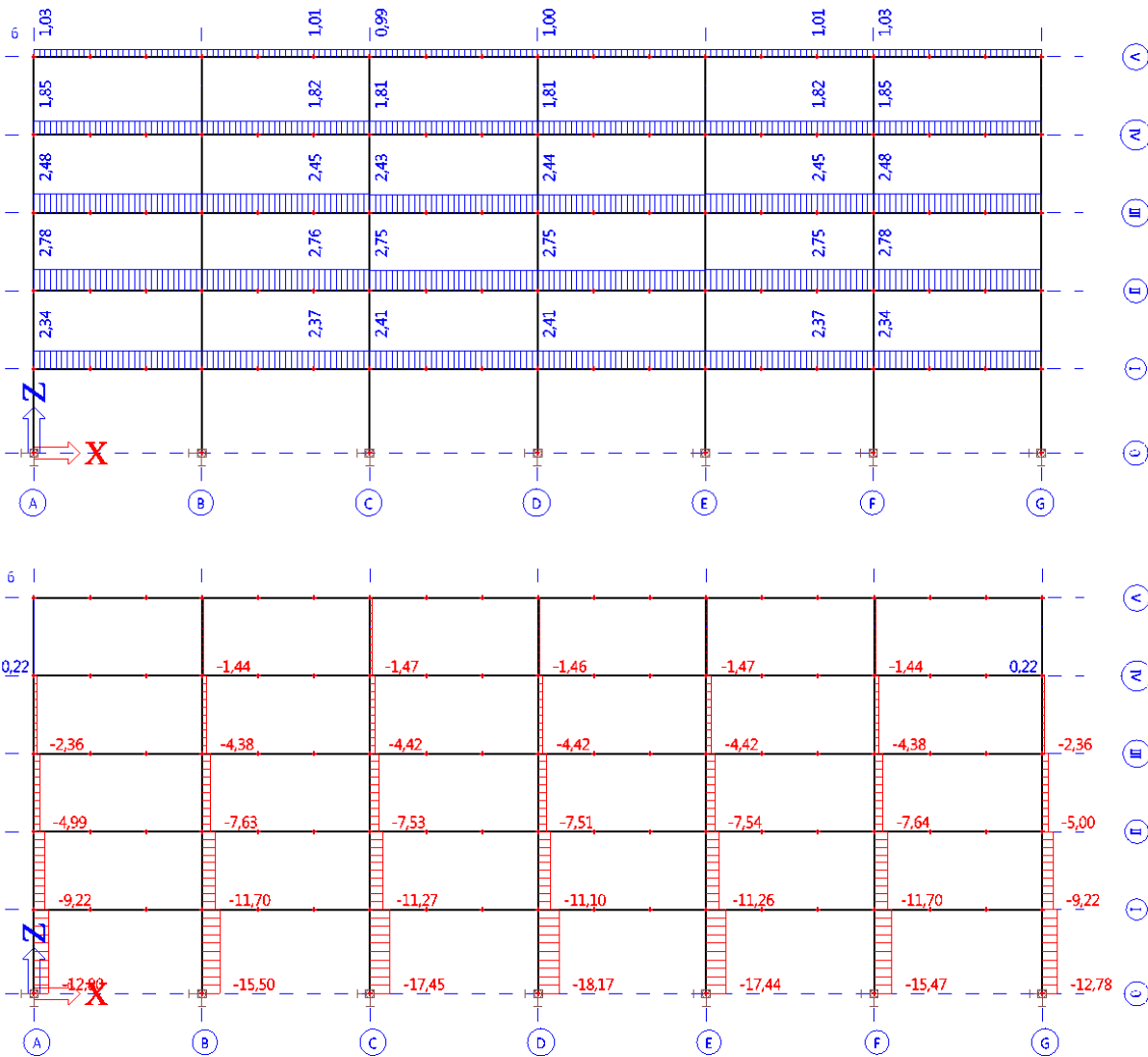
Name	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*	*Student version*

TORZIJA	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
---------	----------	-----	--------	----------	--	-------	------

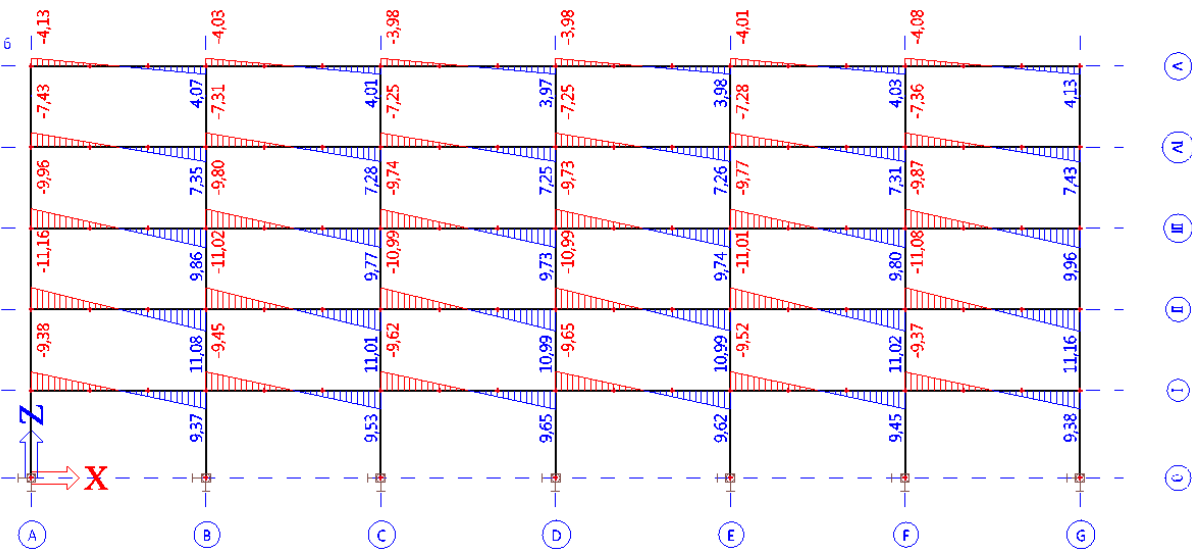
Slika 95: Obtežba torzije



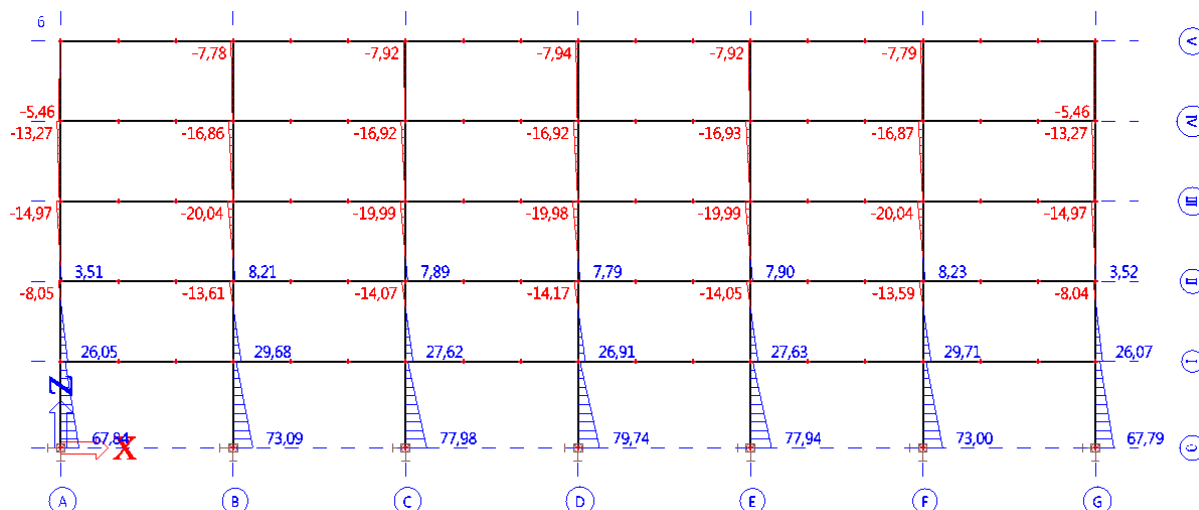
Slika 96: Osne sile N [kM]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_torzija



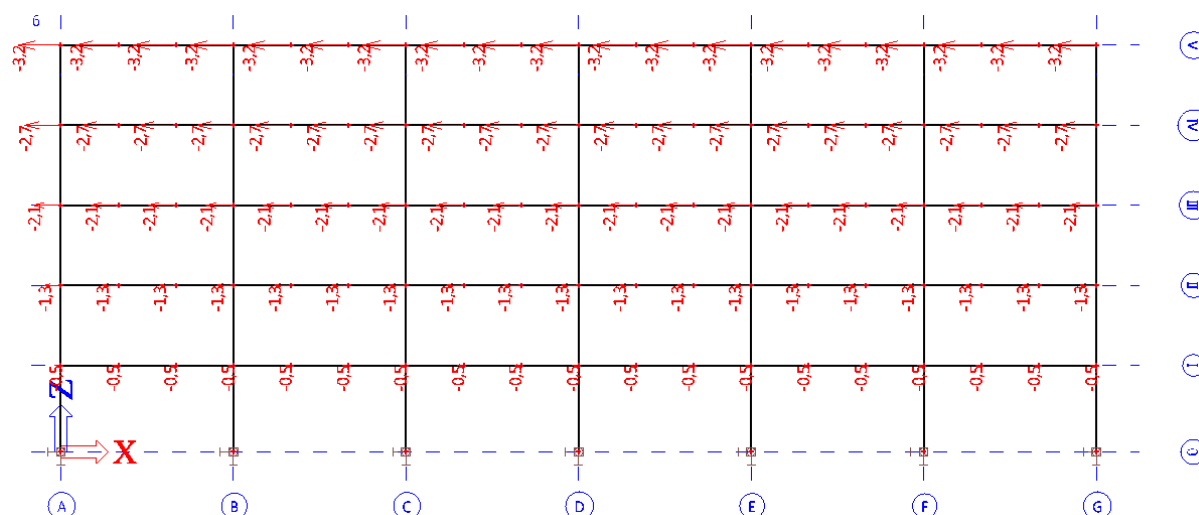
Slika 97: Prečne sile  $V_z$  [kN]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_torzija







Slika 98: Upogibni momenti  $M_y$  [kNm]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_torzija



Slika 99: Vodoravni pomiki  $u_x$  [mm]; prostorski okvir 6 – 6, potres\_torzija

### 8.7 Kontrola vpliva teorije drugega reda

SIST EN 1998-1:2005. 4.4.2.2 (2)

Kontrolo izvedemo samo za prostorske okvirje 1 – 5 za obtežbo potresa v smeri X. Kontrole za prostorske okvirje A – G za obtežbo potresa v smeri Y, zaradi simetrične oblike konstrukcije ni potrebno izvesti. Vpliv teorije drugega reda upoštevamo če je v eni izmed etaž vrednost koeficienta  $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ . Upoštevamo ga tako, da ustrezne učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem  $k_\theta$ .

$$k_\theta = \frac{1}{1-\theta}$$

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$$

$$d_r = d_e \cdot q$$

Kjer so:

$\theta$  koeficient občutljivosti za etažne pomike

$P_{tot}$  celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo upoštevana pri potresnem projektne stanju

$d_r$  projektni etažni pomik (razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže)

$V_{tot}$  celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

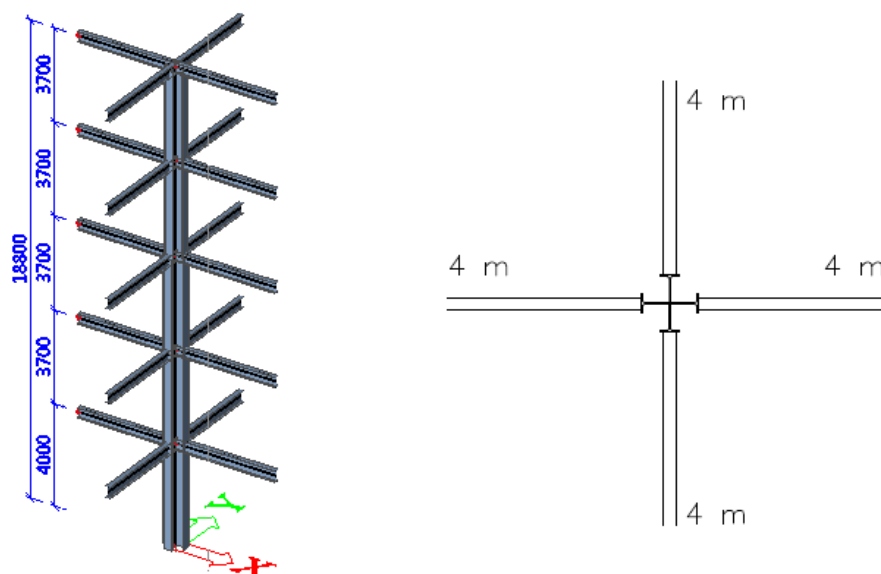
$h$  višina etaže

Kontrola teorije drugega reda se za konstrukcijo sestavljeno iz stebrov 2·HEA 500 in prečkami IPE 400 ne razide. Težava je v prevelikih pomikih, zagotoviti moramo večjo togost konstrukcije in sicer tako, da povečamo dimenzije stebrov ali prečk. Kombinacije različnih stebrov in prečk, ter njihove kontrole TDR prikažemo v spodnji preglednici 16.

Preglednica 16: Kontrole TDR za različne dimenzije elementov

Kombinacije	Stebri	Prečke	TDR [ $\theta_i$ ]	
1)	2·HEA 800	etaže 1-5 IPE 400	0,265	✘
2)	2·HEA 800	etaže 1-4 IPE 450 etaža 5 IPE 400	0,212	✘
3)	2·HEA 800	etaže 1-4 IPE 500 etaža 5 IPE 400	0,188	✓
4)	2·HEA 900	etaže 1-5 IPE 400	0,227	✘
5)	2·HEA 900	etaže 1-4 IPE 450 etaža 5 IPE 400	0,195	✓
6)	2·HEA 1000	etaže 1-5 IPE 400	0,203	✘

Merodajni sta kombinaciji 3 (2·HEA 800; IPE 500) in 5 (2·HEA 900; IPE 450). Za optimalno izbiro naredimo analizo izseka konstrukcije (glej sliko 100), kjer primerjamo težo posameznega sklopa (glej preglednico 17). Kombinacija 3 je nekoliko lažja, za 1,4 %, vendar pa vsebuje večjo dimenzijo prečk. V nadaljevanju imamo lahko težave pri projektiranju togega momentnega spoja (prečka – steber), zato raje izberemo kombinacijo 5 z manjšo dimenzijo prečk.



Slika 100: Izsek konstrukcije za primerjalno analizo

Preglednica 17: Primerjava teže izseka konstrukcije za kombinacijo 3 in 5

	IPE 450	IPE 500
2-HEA 800	x	15288 [kg] 1,0
2-HEA 900	15502,4 [kg] 1,014	x

V spodnjih izračunih prikažemo postopek kontrole TDR za prostorski okvir 6 – 6:

– Etaža 1:

$$P_{tot,1} = 1117,0 + 1935,5 + 1942,2 + 1941,7 + 1943,3 + 1941,6 + 1022,2 = 11744,0 \text{ kN}$$

$$V_{tot,1} = (52,5 - 12,8) + (59,2 - 15,5) + (59,7 - 17,4) + (59,7 - 18,1) + (59,7 - 17,4) + (59,2 - 15,4) + (52,3 - 12,7) = 292,89 \text{ kN}$$

$$d_{e,1} = 2,2 - 0,5 = 1,7 \text{ mm}$$

$$d_{r,1} = d_{e,1} \cdot q = 0,0017 \text{ m} \cdot 6,5 = 0,0111 \text{ m}$$

$$h_1 = 4,0 \text{ m}$$

$$\theta_1 = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{11744,0 \text{ kN} \cdot 0,0111 \text{ m}}{292,89 \text{ kN} \cdot 4,0 \text{ m}} = 0,111$$

– Etaža 2:

$$P_{tot,2} = 804,5 + 1534,8 + 1541,6 + 1541,0 + 1542,5 + 1540,9 + 809,9 = 7315,46 \text{ kN}$$

$$V_{tot,2} = (43,2 - 9,2) + (58,3 - 11,7) + (58,3 - 11,2) + (58,3 - 11,1) + (58,3 - 11,2) + (58,3 - 11,7) + (43,2 - 9,2) = 302,76 \text{ kN}$$

$$d_{e,2} = 6,6 - 1,3 = 5,3 \text{ mm}$$

$$d_{r,2} = d_{e,1} \cdot q = (0,0053 \text{ m} - 0,0017 \text{ m}) \cdot 6,5 = 0,0234 \text{ m}$$

$$h_2 = 3,7 \text{ m}$$

$$\theta_2 = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{7315,46 \text{ kN} \cdot 0,0234 \text{ m}}{302,76 \text{ kN} \cdot 3,7 \text{ m}} = 0,195$$

– **Etaža 3:**

$$P_{tot,3} = 591,7 + 1134,9 + 1141,7 + 1141,2 + 1142,4 + 1141,1 + 597,2 = 6890,52 \text{ kN}$$

$$V_{tot,3} = (33,0 - 4,9) + (51,3 - 7,6) + (51,5 - 7,5) + (51,5 - 7,5) + (51,4 - 7,5) +$$

$$(51,3 - 7,6) + (33,1 - 5,0) = 275,61 \text{ kN}$$

$$d_{e,3} = 11,6 - 2,1 = 9,5 \text{ mm}$$

$$d_{r,3} = d_{e,1} \cdot q = (0,0095 \text{ m} - 0,0053 \text{ m}) \cdot 6,5 = 0,0273 \text{ m}$$

$$h_3 = 3,7 \text{ m}$$

$$\theta_3 = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{6890,52 \text{ kN} \cdot 0,0273 \text{ m}}{275,61 \text{ kN} \cdot 3,7 \text{ m}} = 0,184$$

– **Etaža 4:**

$$P_{tot,4} = 386,9 + 743,6 + 743,8 + 743,6 + 744,4 + 743,6 + 386,5 = 4492,69 \text{ kN}$$

$$V_{tot,4} = (25,5 - 2,3) + (40,7 - 4,3) + (41,2 - 4,4) + (41,2 - 4,4) + (41,2 - 4,4) +$$

$$(41,7 - 4,3) + (25,4 - 2,3) = 229,46 \text{ kN}$$

$$d_{e,4} = 16,4 - 2,7 = 13,7 \text{ mm}$$

$$d_{r,4} = d_{e,1} \cdot q = (0,0137 \text{ m} - 0,0095 \text{ m}) \cdot 6,5 = 0,0273 \text{ m}$$

$$h_4 = 3,7 \text{ m}$$

$$\theta_4 = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{4492,69 \text{ kN} \cdot 0,0273 \text{ m}}{229,46 \text{ kN} \cdot 3,7 \text{ m}} = 0,144$$

– **Etaža 5:**

$$P_{tot,5} = 176,0 + 346,5 + 346,4 + 346,5 + 346,7 + 346,5 + 175,7 = 2084,58 \text{ kN}$$

$$V_{tot,5} = (11,9 - 0,2) + (27,4 - 1,4) + (27,7 - 1,4) + (27,7 - 1,4) + (27,6 - 1,4) +$$

$$(27,4 - 1,4) + (12,0 - 0,2) = 155,10 \text{ kN}$$

$$d_{e,5} = 20,6 - 3,2 = 17,4 \text{ mm}$$

$$d_{r,5} = d_{e,1} \cdot q = (0,0174 \text{ m} - 0,0137 \text{ m}) \cdot 6,5 = 0,0241 \text{ m}$$

$$h_5 = 3,7 \text{ m}$$

$$\theta_5 = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{2084,58 \text{ kN} \cdot 0,0241 \text{ m}}{155,10 \text{ kN} \cdot 3,7 \text{ m}} = 0,087$$

Za določitev faktorja  $k_\theta$  je merodajen prostorski okvir 6 – 6 (glej Preglednico 18), kjer znašajo vrednosti:  $\theta = \max(\theta_1; \theta_2; \theta_3; \theta_4; \theta_5) = 0,195 > 0,1$  ... vpliv teorije drugega reda je potrebno upoštevati, in sicer tako, da pomnožimo seizmični del (potresne sile) s faktorjem  $k_\theta$ :

$$k_\theta = \frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,195} = 1,242$$

Preglednica 18: Vpliv teorije drugega reda na posamezne okvirje

	Etaža	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}$ [kN]	$d_r$ [m]	$h$ [m]	$\theta$ [°]
Okvir 1-1	Etaža 1	6294,71	568,50	0,0189	4,0	0,052
	Etaža 2	4993,47	508,06	0,0364	3,7	0,096
	Etaža 3	3694,75	412,90	0,0403	3,7	0,097
	Etaža 4	2402,05	307,06	0,0377	3,7	0,079
	Etaža 5	1115,03	189,18	0,0319	3,7	0,051
Okvir 2-2	Etaža 1	11756,20	512,10	0,0176	4,0	0,101
	Etaža 2	9327,67	453,72	0,0338	3,7	0,188
	Etaža 3	6902,75	371,30	0,0377	3,7	0,189
	Etaža 4	4492,70	282,95	0,0351	3,7	0,151
	Etaža 5	2084,55	168,78	0,0306	3,7	0,102
Okvir 3-3	Etaža 1	10009,50	456,92	0,0156	4,0	0,085
	Etaža 2	7949,47	412,02	0,0315	3,7	0,164
	Etaža 3	5894,14	344,00	0,0348	3,7	0,162
	Etaža 4	3845,69	268,47	0,0336	3,7	0,130
	Etaža 5	1803,80	164,31	0,0288	3,7	0,085
Okvir 4-4	Etaža 1	8041,77	330,51	0,0143	4,0	0,087
	Etaža 2	6386,11	290,99	0,0286	3,7	0,169
	Etaža 3	4733,95	236,66	0,0325	3,7	0,176
	Etaža 4	3087,63	186,26	0,0312	3,7	0,139
	Etaža 5	1446,55	105,60	0,0273	3,7	0,101
Okvir 5-5	Etaža 1	10022,00	349,94	0,0130	4,0	0,093
	Etaža 2	7961,97	347,03	0,0260	3,7	0,161
	Etaža 3	5906,69	306,29	0,0299	3,7	0,156
	Etaža 4	3845,60	248,21	0,0286	3,7	0,119
	Etaža 5	1803,78	165,94	0,0260	3,7	0,076
Okvir 6-6	Etaža 1	11744,00	292,89	0,0111	4,0	0,111
	Etaža 2	9315,46	302,76	0,0234	3,7	0,195
	Etaža 3	6890,52	275,61	0,0273	3,7	0,184

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 18

Okvir 6-6	Etaža 4	4492,69	249,46	0,0273	3,7	0,144
	Etaža 5	2084,58	155,10	0,0241	3,7	0,087
Okvir 7-7	Etaža 1	6293,59	233,57	0,0098	4,0	0,066
	Etaža 2	4992,45	250,93	0,0208	3,7	0,112
	Etaža 3	3693,89	238,28	0,0247	3,7	0,103
	Etaža 4	2401,74	207,87	0,0247	3,7	0,077
	Etaža 5	1114,92	142,82	0,0143	3,7	0,030

## 8.8 Dimenzioniranje prečke

### 8.8.1 Notranje sile v prečkah

Notranje sile za dimenzioniranje prečk določimo s pomočjo enačb, kjer naslednje vrednosti predstavljajo (SIST EN 1998-1:2005. 6.6.2 (2) (6.5)):

$M_{Ed,G}$ ,  $N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  notranje sile v prečkah zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v potresno projektno stanje

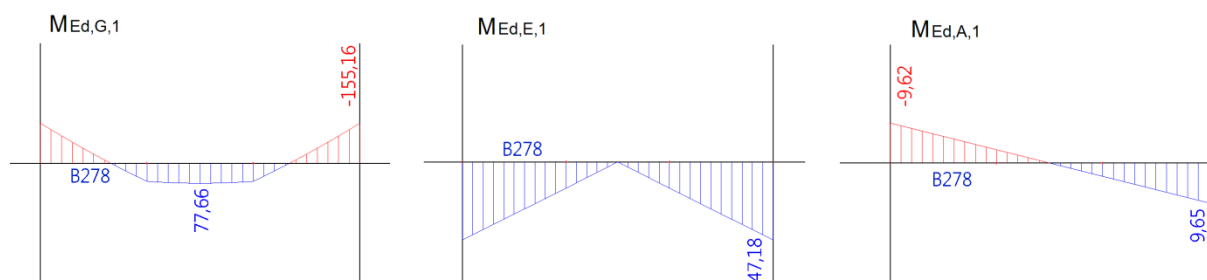
$M_{Ed,E}$ ,  $N_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,M}$  notranje sile v prečkah zaradi projektnih potresnih vplivov

$M_{Ed,A}$ ,  $N_{Ed,A}$ ,  $V_{Ed,A}$  notranje sile v prečkah zaradi vpliva torzije pri potresni obtežbi

– Etaža 1 prečka IPE 450

$$M_{Ed,1} = M_{Ed,G,1} + k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E,1} + M_{Ed,A,1}) = -155,16 + 1,242 \cdot (-47,18 - 9,65)$$

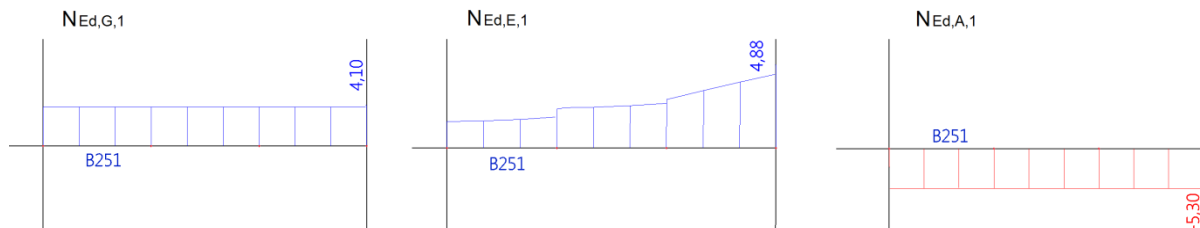
$$M_{Ed,1} = -225,75 \text{ kNm}$$



Slika 101: Max. upogibni mom. v prečki  $M_{Ed}$  [kNm]; etaža 1, Element B 278, prost. okvir 6-6

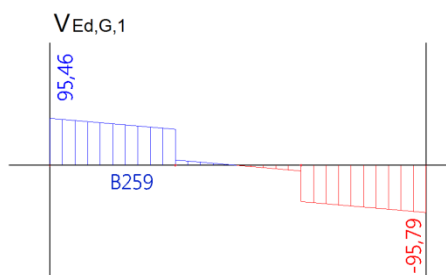
$$N_{Ed,1} = N_{Ed,G,1} + k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E,1} + N_{Ed,A,1}) = 4,1 + 1,242 \cdot (4,88 + 5,3)$$

$$N_{Ed,1} = 16,74 \text{ kN}$$



Slika 102: Max. osne sile v prečki  $N_{Ed}$  [kN]; etaža 1, Element B 251, prostorski okvir 1 - 1

$$V_{Ed,G,1} = 95,79 \text{ kN}$$

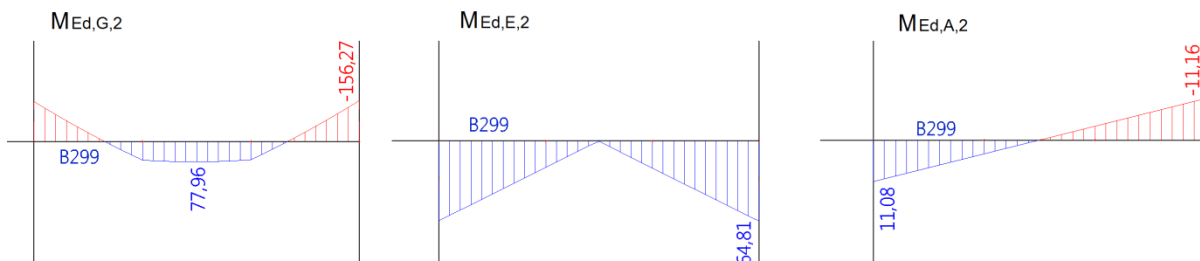


Slika 103: Max. prečne sile v prečki  $V_{Ed}$  [kN]; etaža 1, Element B 259, prostorski okvir 3 - 3

– Etaža 2 prečka IPE 450

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,G,2} + k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E,2} + M_{Ed,A,2}) = -156,27 + 1,242 \cdot (-64,81 - 11,16)$$

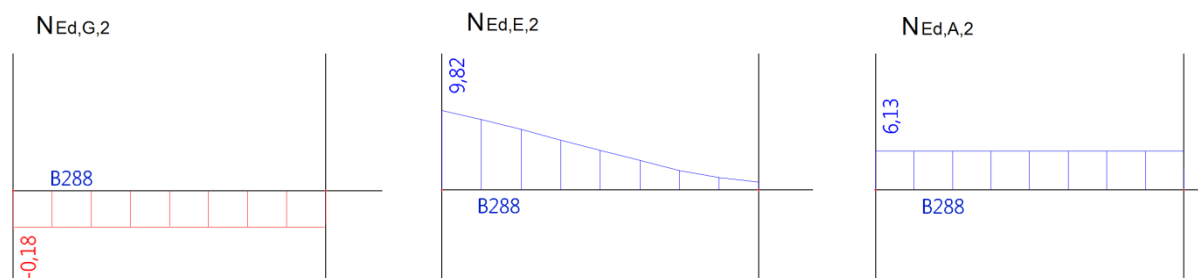
$$M_{Ed,2} = -250,64 \text{ kNm}$$



Slika 104: Max. upogibni mom. v prečki  $M_{Ed}$  [kNm]; etaža 2, Element B 299, prost. okvir 2-2

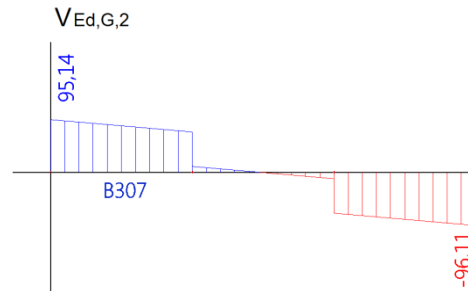
$$N_{Ed,2} = N_{Ed,G,2} + k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E,2} + N_{Ed,A,2}) = -0,18 + 1,242 \cdot (-9,82 - 6,13)$$

$$N_{Ed,2} = -19,99 \text{ kN}$$



Slika 105: Max. osne sile v prečki  $N_{Ed}$  [kN]; etaža 2, Element B 288, prostorski okvir 1 - 1

$$V_{Ed,G,2} = -96,11 \text{ kN}$$

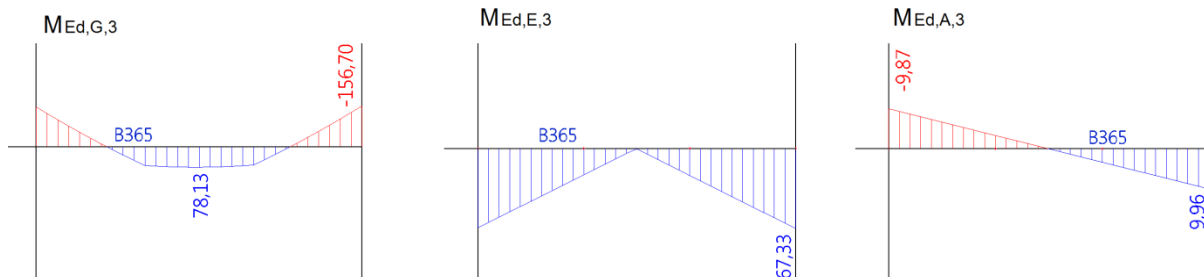


Slika 106: Max. prečne sile v prečki  $V_{Ed}$  [kN]; etaža 2, Element B 307, prostorski okvir 4 - 4

– Etaža 3 prečka IPE 450

$$M_{Ed,3} = M_{Ed,G,3} + k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E,3} + M_{Ed,A,3}) = -156,7 + 1,242 \cdot (-67,33 - 9,96)$$

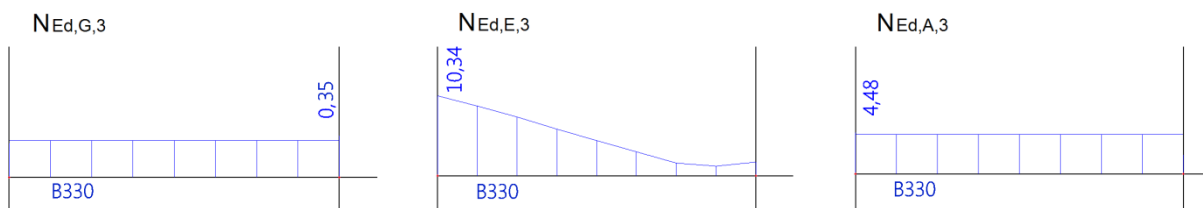
$$M_{Ed,3} = -252,71 \text{ kNm}$$



Slika 107: Max. upogibni mom. v prečki  $M_{Ed}$  [kNm]; etaža 3, Element B 365, prost. okvir 1-1

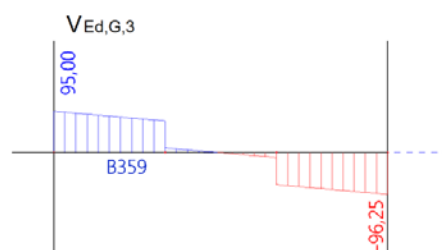
$$N_{Ed,3} = N_{Ed,G,3} + k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E,3} + N_{Ed,A,3}) = 0,35 + 1,242 \cdot (10,34 + 4,48)$$

$$N_{Ed,3} = 18,75 \text{ kN}$$



Slika 108: Max. osne sile v prečki  $N_{Ed}$  [kN]; etaža 3, Element B 330, prostorski okvir 1 - 1

$$V_{Ed,G,3} = -96,25 \text{ kN}$$



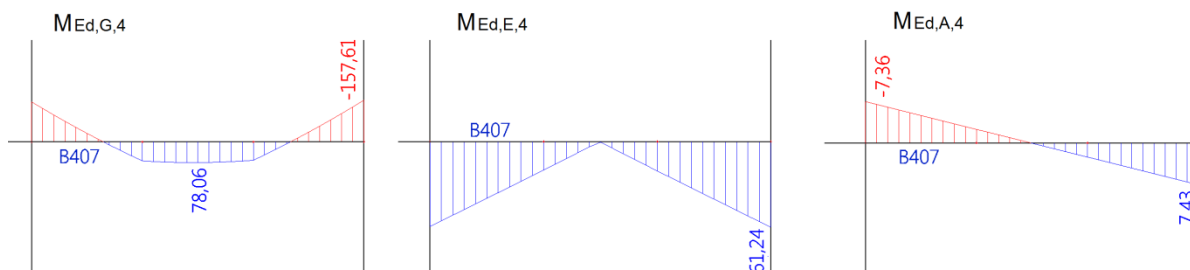
Slika 109: Max. prečne sile v prečki  $V_{Ed}$  [kN]; etaža 3, Element B 359, prostorski okvir 5 - 5



– **Etaža 4** prečka IPE 450

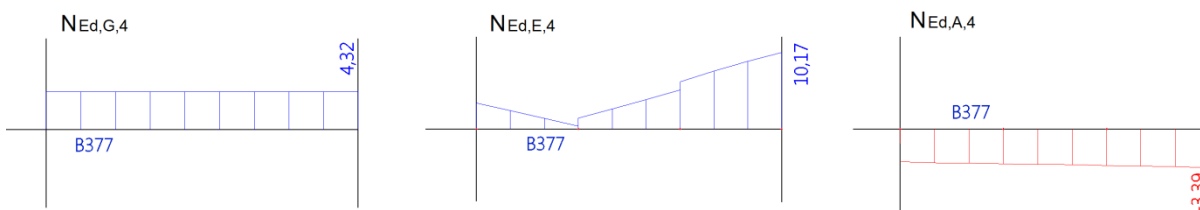
$$M_{Ed,4} = M_{Ed,G,4} + k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E,4} + M_{Ed,A,4}) = -157,61 + 1,242 \cdot (-61,24 - 7,43)$$

$$M_{Ed,4} = 242,91 \text{ kNm}$$

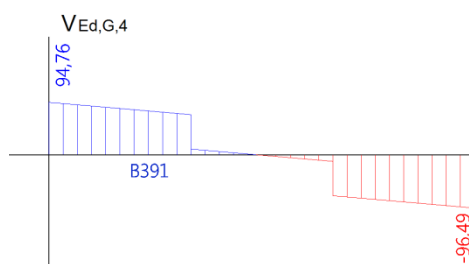
Slika 110: Max. upogibni mom. v prečki  $M_{Ed}$  [kNm]; etaža 4, Element B 407, prost. okvir 6-6

$$N_{Ed,4} = N_{Ed,G,4} + k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E,4} + N_{Ed,A,4}) = 4,32 + 1,242 \cdot (10,17 + 3,39)$$

$$N_{Ed,4} = 21,16 \text{ kN}$$

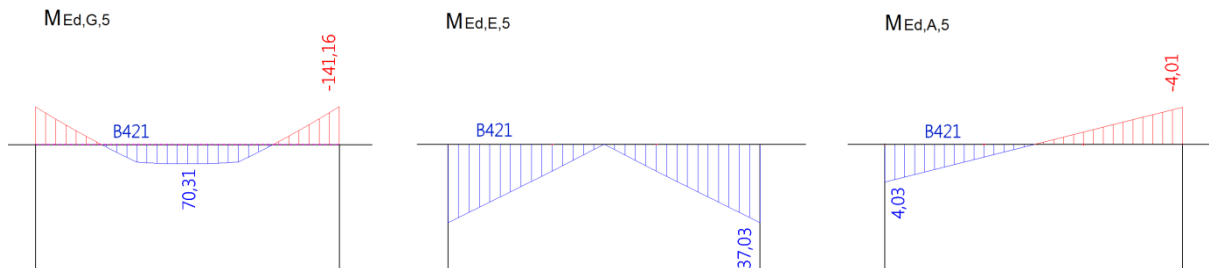
Slika 111: Max. osne sile v prečki  $N_{Ed}$  [kN]; etaža 4, Element B 377, prostorski okvir 1 - 1

$$V_{Ed,G,4} = 96,49 \text{ kN}$$

Slika 112: Max. prečne sile v prečki  $V_{Ed}$  [kN]; etaža 4, Element B 391, prostorski okvir 4 - 4– **Etaža 5** prečka IPE 400

$$M_{Ed,5} = M_{Ed,G,5} + k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E,5} + M_{Ed,A,5}) = -141,16 + 1,242 \cdot (-37,03 - 4,01)$$

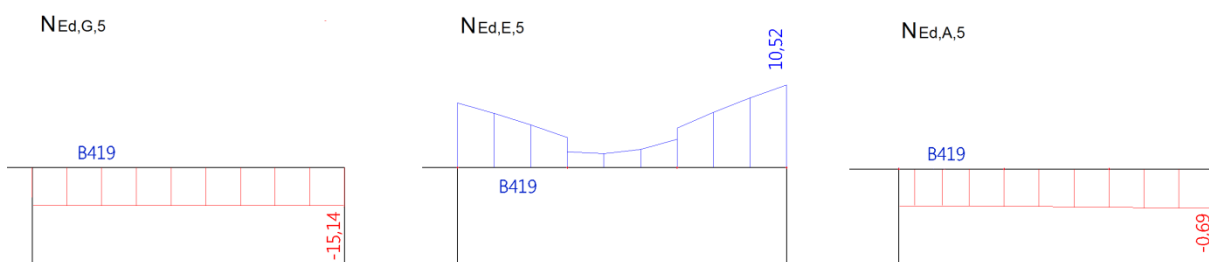
$$M_{Ed,5} = -192,14 \text{ kNm}$$



Slika 113: Max. upogibni mom. v prečki  $M_{Ed}$  [kNm]; etaža 5, Element B 421, prost. okvir 2-2

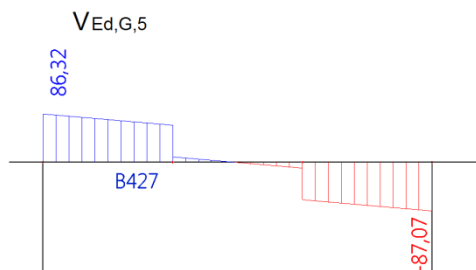
$$N_{Ed,5} = N_{Ed,G,5} + k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E,5} + N_{Ed,A,5}) = -15,14 + 1,242 \cdot (-10,52 - 0,69)$$

$$N_{Ed,5} = -29,07 \text{ kN}$$



Slika 114: Max. osne sile v prečki  $N_{Ed}$  [kN]; etaža 5, Element B 419, prostorski okvir 1 - 1

$$V_{Ed,G,5} = 87,07 \text{ kN}$$



Slika 115: Max. prečne sile v prečki  $V_{Ed}$  [kN]; etaža 5, Element B 427, prostorski okvir 3 - 3

## 8.8.2 Kontrole

### I. Kontrola kompaktnosti prereza

SIST EN 1993-1-1:2005. 5.6 (Pr 5.2 in 5.3)

– Podatki za prečko IPE 450:

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$t_f = 14,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 9,4 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (190 - 9,4 - 2 \cdot 21) / 2 = 69,3 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{69,3 \text{ mm}}{14,6 \text{ mm}} = 4,75 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 450 - 2 \cdot 14,6 - 2 \cdot 21 = 378,8 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{378,8 \text{ mm}}{9,4 \text{ mm}} = 40,30 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,24$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

STRIG: 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{420,8 \text{ mm}}{9,4 \text{ mm}} = 44,76 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2$$

Stojina je kompaktna.

– Podatki za prečko IPE 400:

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$t_f = 13,5 \text{ mm}$$

$$t_w = 8,6 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (180 - 8,6 - 2 \cdot 21) / 2 = 64,7 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{64,7 \text{ mm}}{13,5 \text{ mm}} = 4,79 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 400 - 2 \cdot 13,5 - 2 \cdot 21 = 331 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{331 \text{ mm}}{8,6 \text{ mm}} = 38,49 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,24$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

STRIG: 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{373,0 \text{ mm}}{8,6 \text{ mm}} = 43,37 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2$$

Stojina je kompaktna.

## II. Kontrola upogibne nosilnosti

SIST EN 1998-1:2005. 6.6.2 (2) (6.2)

– Etaže 1 – 4 prečka IPE 450

$$M_{Ed,max} = 252,71 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1})$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1702 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 46805 \text{ kNcm} = 468,05 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = \frac{252,71 \text{ kNm}}{468,05 \text{ kNm}} = 0,540 \leq 1$$

– Etaža 5                      prečka IPE 400

$$M_{Ed,max} = 192,14 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1})$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1307 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 35943 \text{ kNcm} = 359,43 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = \frac{192,14 \text{ kNm}}{359,43 \text{ kNm}} = 0,535 \leq 1$$

### III. Kontrola osne nosilnosti

SIST EN 1998-1:2005. 6.6.2 (2) (6.3)

– Etaže 1 – 4                      prečka IPE 450

$$N_{Ed,max} = 21,16 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.8.1})$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 98,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2717 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,max}}{N_{pl,Rd}} = \frac{21,16 \text{ kN}}{2717 \text{ kN}} = 0,008 \leq 0,15$$

– Etaža 5                      prečka IPE 400

$$N_{Ed,max} = 29,07 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.8.1})$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 84,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2323,75 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,max}}{N_{pl,Rd}} = \frac{29,07 \text{ kN}}{2323,75 \text{ kN}} = 0,013 \leq 0,15$$

### IV. Kontrola prečne sile

SIST EN 1998-1:2005. 6.6.2 (2) (6.4)

– Etaže 1 – 4                      prečka IPE 450

$$V_{Ed,G,max} = 96,49 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.8.1})$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,y,Rd}}{l} = \frac{2 \cdot 46805 \text{ kNcm}}{800 \text{ cm}} = 117,01 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G,max} + V_{Ed,M} = 96,49 \text{ kN} + 117,01 \text{ kN} = 213,50 \text{ kN}$$

$$A_v = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 98,8 - 2 \cdot 19 \cdot 1,4 + (0,94 + 4,2) \cdot 1,4 = 50,82 \text{ cm}^2 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 42,08 \cdot 0,94 = 47,47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 50,82 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 50,82 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 806,88 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{213,50 \text{ kN}}{806,88 \text{ kN}} = 0,265 \leq 0,5$$

– Etaža 5 prečka IPE 400

$$V_{Ed,G,max} = 87,07 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.8.1})$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,y,Rd}}{l} = \frac{2 \cdot 35943 \text{ kNcm}}{800 \text{ cm}} = 89,86 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G,max} + V_{Ed,M} = 87,07 \text{ kN} + 89,86 \text{ kN} = 176,93 \text{ kN}$$

$$A_v = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 84,5 - 2 \cdot 18 \cdot 1,3 + (0,86 + 4,2) \cdot 1,3 = 42,73 \text{ cm}^2 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 37,3 \cdot 0,86 = 38,49 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_v = 42,73 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 42,73 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 678,43 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{176,93 \text{ kN}}{678,43 \text{ kN}} = 0,261 \leq 0,5$$

## 8.9 Dimenzioniranje stebrov

Pri dimenzioniranju stebrov smo le te preverili na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije tlačne sile in upogibnih momentov. Pri preverjanju smo uporabili notranje sile, katere smo izračunali z naslednjimi enačbami (SIST EN 1998-1:2005. 6.6.3 (1)P):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (V_{Ed,E} + V_{Ed,A})$$

Kjer so:

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  notranje sile v prečkah zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v potresno projektno stanje

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  notranje sile v prečkah zaradi projektnih potresnih vplivov

$N_{Ed,A}$ ,  $M_{Ed,A}$ ,  $V_{Ed,A}$  notranje sile v prečkah zaradi vpliva torzije pri potresni obtežbi

$\gamma_{ov}$  faktor dodatne nosilnosti materiala

$\Omega$  faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza

$k_{\theta}$  vpliv teorije drugega reda

Steber je element pri katerem moramo upoštevati sočasni vpliv potresa v obeh vodoravnih pravokotnih smereh. Vodoravni komponenti potresnega vpliva kombiniramo in izračunamo učinek potresnega vpliva z naslednjimi kombinacijami (SIST EN 1998-1:2005. 4.3.3.5.1 (3)):

$$E_{Ed,x} + 0,3 \cdot E_{Ed,y}$$

$$0,3 \cdot E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$$

Kjer sta:

$E_{Ed,x} = E_{Ed,y}$  učinek potresnega vpliva, ki je enak v obeh smereh (simetrična zasnova konstrukcije)

### 8.9.1 Faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza

$$M_{Ed,1} = 225,75 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1, Etaža 1})$$

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,1}} = \frac{468,05 \text{ kNm}}{225,75 \text{ kNm}} = 2,07$$

$$M_{Ed,2} = 250,64 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1, Etaža 2})$$

$$\Omega_2 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,2}} = \frac{468,05 \text{ kNm}}{250,64 \text{ kNm}} = 1,87$$

$$M_{Ed,3} = 252,71 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1, Etaža 3})$$

$$\Omega_3 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,3}} = \frac{468,05 \text{ kNm}}{252,71 \text{ kNm}} = 1,85$$

$$M_{Ed,4} = 242,91 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1, Etaža 4})$$

$$\Omega_4 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,4}} = \frac{468,05 \text{ kNm}}{242,91 \text{ kNm}} = 1,93$$

$$M_{Ed,5} = 192,14 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.1, Etaža 5})$$

$$\Omega_5 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,5}} = \frac{359,43 \text{ kNm}}{192,14 \text{ kNm}} = 1,87$$

$$\Omega = \min(\Omega_1; \Omega_2; \Omega_3; \Omega_4; \Omega_5) = \min(2,07; 1,87; 1,85; 1,93; 1,87) = 1,85$$

## 8.9.2 Notranje sile v stebrih z upoštevanjem kombinacije potresnih vplivov v obeh smereh

### – Steber 2-HEA 900; Element B 30, prostorski okvir 5 – 5

#### a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1):

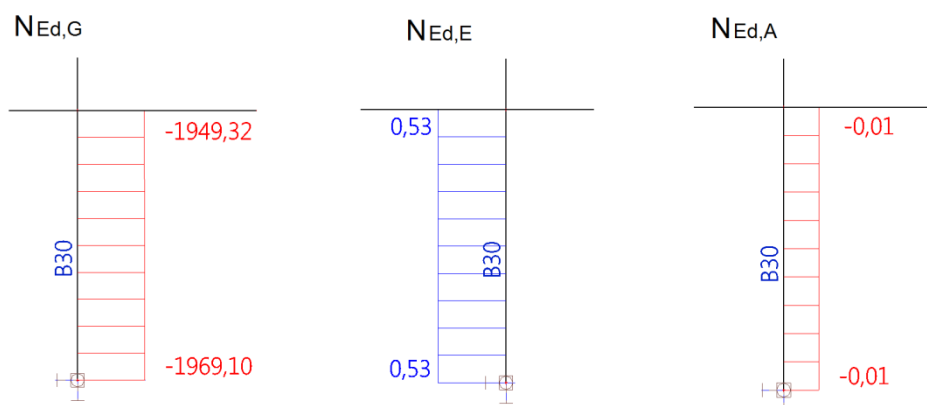
$$N_{Ed,max} = N_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) = -1969,1 \text{ kN} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-0,53 \text{ kN} - 0,01 \text{ kN})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-0,53 \text{ kN} - 0,01 \text{ kN})\right) = -1971,32 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,prip} = M_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) = 0,8 \text{ kNm} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-329,62 \text{ kNm} + 37,03 \text{ kNm})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-329,62 \text{ kNm} + 37,03 \text{ kNm})\right) = -1202,52 \text{ kNm}$$

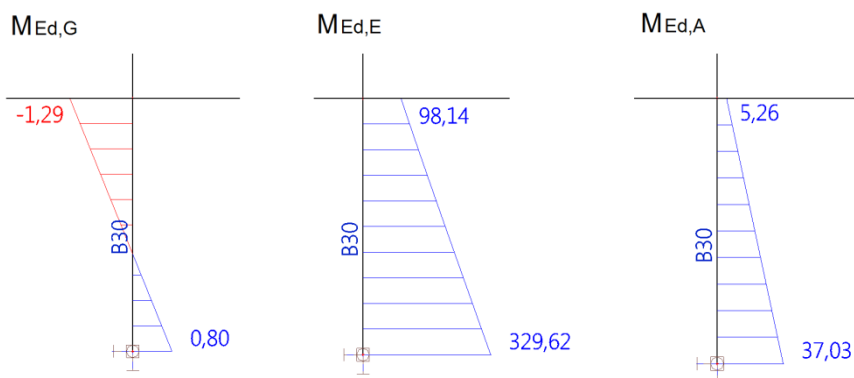
#### b) prerez stebra v etaži 1 pod prvo prečko (prerez 2-2):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) = -1949,32 + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-0,53 \text{ kN} - 0,01 \text{ kN})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-0,53 \text{ kN} - 0,01 \text{ kN})\right) = -1951,54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) = -1,29 \text{ kNm} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-98,1 \text{ kNm} + 5,26 \text{ kNm})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (-98,14 \text{ kNm} + 5,26 \text{ kNm})\right) = -383,27 \text{ kNm}$$



Slika 116: Max. osne sile v stebrih  $N_{Ed}$  [kN]; Element B 30, prostorski okvir 5 - 5



Slika 117: Prip. upogibni moment v stebru  $M_{Ed}$  [kNm]; Element B 30, prostorski okvir 5 – 5

– **Steber 2-HEA 900; Element B 4, prostorski okvir 1 – 1**

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1):

$$M_{Ed,max} = M_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) = 14,3 \text{ kNm} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (330,37 \text{ kNm} + 117,3 \text{ kNm})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (330,37 \text{ kNm} + 117,3 \text{ kNm})\right) = 1855,41 \text{ kNm}$$

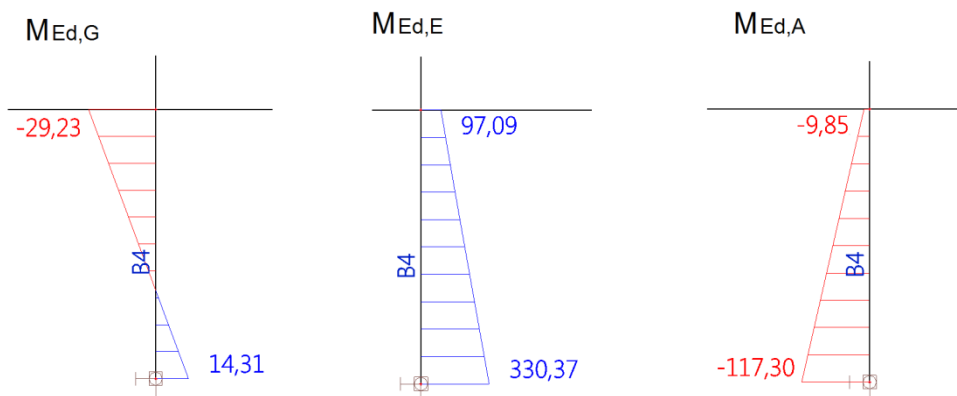
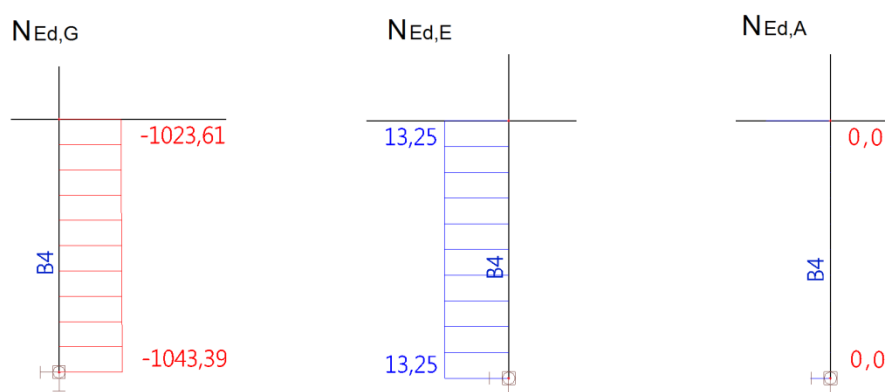
$$N_{Ed,prip} = N_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) = -1043,39 \text{ kN} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (13,25 \text{ kN} + 0,0 \text{ kN})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (13,25 \text{ kN} + 0,0 \text{ kN})\right) = -988,89 \text{ kN}$$

b) prerez stebra v etaži 1 pod prvo prečko (prerez 2-2):

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (M_{Ed,E} + M_{Ed,A})\right) = -29,23 \text{ kNm} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (97,09 \text{ kNm} + 9,85 \text{ kNm})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (97,09 \text{ kNm} + 9,85 \text{ kNm})\right) = 410,58 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (N_{Ed,E} + N_{Ed,A})\right) = -1023,61 \text{ kN} + \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (13,25 \text{ kN} + 0,0 \text{ kN})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (13,25 \text{ kN} + 0,0 \text{ kN})\right) = -969,12 \text{ kN}$$



Slika 118: Max. upogibni moment v stebru  $M_{Ed}$  [kNm]; Element B 4, prostorski okvir 1 – 1Slika 119: Prip. osne sile v stebru  $N_{Ed}$  [kN]; Element B 4, prostorski okvir 1 - 1

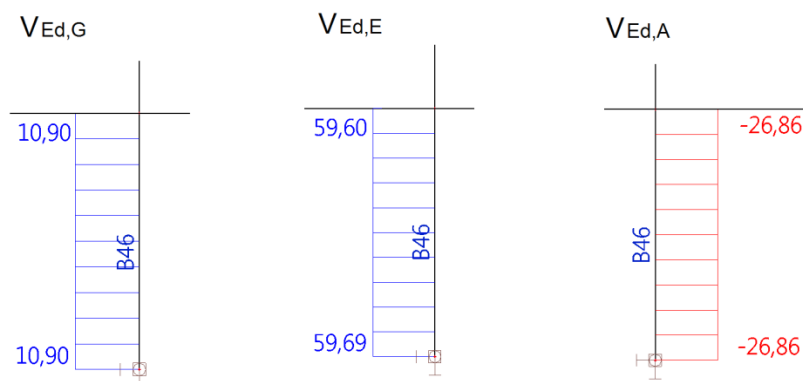
– **Steber 2·HEA 900; Element B 46, prostorski okvir 7 – 7**

a) prerez stebra v etaži 1 ob vpetju (prerez 1-1):

$$V_{Ed,max} = V_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (V_{Ed,E} + V_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (V_{Ed,E} + V_{Ed,A})\right) \\ = 10,9 \text{ kN} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (59,69 \text{ kN} + 28,86 \text{ kN})) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (59,69 \text{ kN} + 28,86 \text{ kN})) = +366,85 \text{ kN}$$

b) prerez stebra v etaži 1 pod prvo prečko (prerez 2-2):

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (V_{Ed,E} + V_{Ed,A})\right) + 0,3 \cdot \left(1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot k_{\theta} \cdot (V_{Ed,E} + V_{Ed,A})\right) \\ = 10,9 \text{ kN} + (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (59,6 \text{ kN} + 26,86 \text{ kN})) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,85 \cdot 1,24 \cdot (59,6 \text{ kN} + 26,86 \text{ kN})) = 366,48 \text{ kN}$$



Slika 120: Max. prečne sile v stebru  $V_{Ed}$  [kN]; Element B 46, prostorski okvir 7 - 7

### 8.9.3 Kontrole

#### I. Kontrola kompaktnosti prereza SIST EN 1993-1-1:2005. 5.6 (pr. 5.2 in 5.3)

– Podatki za steber 2·HEA 900 :

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$t_w = 16 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (300 - 16 - 2 \cdot 30) / 2 = 112 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{112 \text{ mm}}{30 \text{ mm}} = 3,73 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = \frac{h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{890 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 30}{2} - \frac{16}{2} = 377 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{377 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 23,56 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30,36$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

STRIG: 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{830 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{2 \cdot 16 \text{ mm}} = 25,44 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2$$

Stojina je kompaktna.

– Podatki za steber 2·HEA 800 :

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$t_f = 28 \text{ mm}$$

$$t_w = 15 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (300 - 15 - 2 \cdot 30) / 2 = 112,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{112,5 \text{ mm}}{28 \text{ mm}} = 4,02 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = \frac{h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{790 - 2 \cdot 28 - 2 \cdot 30}{2} - \frac{15}{2} = 329,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{329,5 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 21,97 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30,36$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

$$\text{STRIG: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{734 \text{ mm} - 15 \text{ mm}}{2 \cdot 15 \text{ mm}} = 23,97 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2$$

Stojina je kompaktna.

## II. Kontrola osno upogibne nosilnosti prereza

SIST EN 1993-1-1:2005. 6.2.9.1

Izvedemo kontrolo vpliva osne sile na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti. Za kontrolo osno upogibne nosilnosti izberemo max. osno silo v stebru (glej točko 8.9.2, element B 30).

$$N_{Ed,1-1,max} = -1971,32 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 642 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 17655 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 1971,32 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 17655 \text{ kN} = 4413,75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1-1} = 1971,32 \text{ kN} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83 \text{ cm} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3652,0 \text{ kN}$$

Zmanjšanje plastične upogibne nosilnosti zaradi vpliva osne sile ni potrebno upoštevati.

## Interakcija dvoosnega upogiba in osne sile; M + N

$$M_{Ed,max} = 1855,41 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,prip} = -988,89 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.9.2 – Element B 30})$$

Izračunamo nivo osne sile  $n$  in določimo konstante  $\alpha$  in  $\beta$  za I prerez.

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{988,89 \text{ kN}}{17655 \text{ kN}} = 0,056$$

$\alpha = 2$  za I profile

$$\beta = \begin{cases} 5 \cdot n = 5 \cdot 0,056 = 0,28 \\ \geq 1 \end{cases} \quad \beta = 1,0$$

Plastična nosilnost za dvoosni upogib z osno silo:

$$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{1855,41 \text{ kNm}}{3372,11 \text{ kNm}} \right]^2 + \left[ \frac{1855,41 \text{ kNm}}{3372,11 \text{ kNm}} \right]^1 \leq 1,0$$

$$0,853 \leq 1,0$$

### III. Kontrola strižne nosilnosti prereza

SIST EN 1998-1:2005. 6.6.3

$$V_{Ed,1-1,max} = 366,85 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.9.2, element B 46})$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 352,0 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 5588,75 \text{ kN}$$

Strižni prerez vzporedno s stojino:

$$A_{v,s} = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 321 - 2 \cdot 30 \cdot 3,0 + (1,6 + 6,0) \cdot 3,0 = 163,8 \text{ cm}^2 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 83 \cdot 1,6 = 159,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{v,s} = 163,8 \text{ cm}^2$$

Strižni prerez vzporedno s pasnico:

$$A_{v,p} = A - h_w \cdot t_w = 321 \text{ cm}^2 - 83 \text{ cm} \cdot 1,6 \text{ cm} = 188,0 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,s} + A_{v,p} = 163,8 \text{ cm}^2 + 188,2 \text{ cm}^2 = 352,0 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed,1-1,max} = 366,85 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 5588,75 \text{ kN} = 2794,38 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost panela stojine stebra v območju spoja prečka-steber smo preverili s pomočjo pogoja SIST EN 1998-1:2005. 6.6.3 (6), kjer naslednje vrednosti predstavljajo:

$V_{wp,Ed}$  projektna strižna sila v panelu stojine stebra

$V_{wp,Rd}$  strižna odpornost panela stojine stebra

$$V_{wp,Ed} = 2 \cdot \frac{M_{pl,Rd,prečke}}{z} = 2 \cdot \frac{56805 \text{ kNcm}}{43,54 \text{ cm}} = 2149,98 \text{ kN}$$

$$z = h - t_f = 45 \text{ cm} - 1,46 \text{ cm} = 43,54 \text{ cm}$$

$$V_{wp,Rd} = V_{pl,Rd,steber} = 5588,75 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{2149,98 \text{ kN}}{5588,75 \text{ kN}} = 0,38 \leq 1,0$$

#### IV. Kontrola nosilnosti za torzijsko upogibni uklon

$$N_{cr,yz} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,z}}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 435650 \text{ cm}^4}{400^2 \text{ cm}^2} = 564334,7 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_s^2} \cdot \left( G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l^2} \right) = \frac{1}{1357,2} \cdot \left( 8100 \cdot 1474 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 49924000}{400^2} \right) = 56448,7 \text{ kN}$$

Kjer sta:

$N_{cr,yz}$  upogibni uklon okoli y,z osi

$N_{cr,T}$  torzijski uklon

$$i_s^2 = \frac{2 \cdot (I_y + I_z)}{A} = \frac{2 \cdot (422100 \text{ cm}^4 + 13550 \text{ cm}^4)}{520 \text{ cm}^2} = 1357,17 \text{ cm}^2$$

$$N_{cr,min} = \min(N_{cr,yz}; N_{cr,T}) = \min(564334,7; 56448,7) = 56448,7 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,min}}} = \sqrt{\frac{642 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{56448,7 \text{ kN}}} = 0,56$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,21 \cdot (0,56 - 0,2) + 0,56^2 \right) = 0,694$$

$$\chi_T = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_T^2}} = \frac{1}{0,694 + \sqrt{0,694^2 - 0,56^2}} = 0,905$$

Vpliv torzijskega uklona na uklonsko nosilnost smo upoštevali in preverili s interakcijsko enačbo pri kontroli nosilnosti tlačno in upogibno obremenjenih elementov (glej kontrolo V).

#### V. Kontrola nosilnosti tlačno in upogibno obremenjenih elementov

$$i_{y,z} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{435650 \text{ cm}^4}{642 \text{ cm}^2}} = 26,05 \text{ cm}$$

$$L_u = 400 \text{ cm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 86,8 \quad \frac{h}{b} = \frac{690}{300} = 2,3 > 1,2$$

$$t_f = 30 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{uklonska krivulja a} \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_T = 0,56 \quad \chi_T = 0,905$$

$$W_{pl,y,z} = c_T \cdot \frac{A}{2} = 38,2 \text{ cm} \cdot \frac{642 \text{ cm}^2}{2} = 12262,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12262,2 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 337210,5 \text{ kNcm} = 3372,11 \text{ kNm}$$

## – Steber 2-HEA 900; Element B 4, prostorski okvir 1 – 1

$$M_{Ed,max} = 1855,41 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,prip} = -988,89 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.9.2})$$

$$\psi = \frac{M_{Ed,2-2}}{M_{Ed,max,1-1}} = \frac{410,58 \text{ kNm}}{1855,41 \text{ kNm}} = 0,221$$

$$\psi = 0,221 \cong 0,25 \quad \rightarrow \quad c_1 = 1,85$$

$$M_{Cr} = c_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{E \cdot I_{y,z} \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,z} \cdot E \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot L)^2}}$$

$$M_{Cr} = 1,85 \cdot \frac{\pi}{1 \cdot 400} \cdot \sqrt{21000 \cdot 435650 \cdot 8100 \cdot 1474 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 435650 \cdot 21000 \cdot 49924000}{(1 \cdot 400)^2}}$$

$$M_{Cr} = 12164198,5 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{Cr}}} = \sqrt{\frac{337210,5 \text{ kNcm}}{12164198,5 \text{ kNcm}}} = 0,166 < 0,4 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0 \text{ ni nevarnosti bočne zvrnitve}$$

$$c_{my,z} = \begin{cases} 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (0,221) = 0,688 \\ \geq 0,4 \end{cases}$$

$$k_{yy} \leq \min \begin{cases} c_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_T - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,688 \left( 1 + (0,56 - 0,2) \frac{988,89}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \\ c_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,688 \left( 1 + 0,8 \frac{988,89}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \end{cases}$$

$$k_{yy} = 0,704$$

$$k_{zz} \leq \min \begin{cases} c_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_T - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,688 \left( 1 + (1,12 - 0,6) \frac{988,89}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \\ c_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,688 \left( 1 + 1,4 \frac{988,89}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \end{cases}$$

$$k_{zz} = 0,711$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,711 = 0,426$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,704 = 0,422$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{988,89}{0,905 \cdot 17655/1,0} + 0,704 \cdot \frac{185541}{1,0 \cdot 337210,5/1,0} + 0,426 \cdot \frac{185541}{337210,5/1,0} \leq 1$$

$$0,678 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{988,89}{0,905 \cdot 17655/1,0} + 0,422 \cdot \frac{185541}{1,0 \cdot 337210,5/1,0} + 0,722 \cdot \frac{185541}{337210,5/1,0} \leq 1$$

$$0,679 \leq 1$$

– **Steber 2-HEA 900; Element B 30, prostorski okvir 5 – 5**

$$N_{Ed,max} = -1971,32 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,priv} = -1202,52 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.9.2})$$

$$\Psi = \frac{M_{Ed,2-2}}{M_{Ed,1-1}} = \frac{-383,27 \text{ kNm}}{-1202,52 \text{ kNm}} = 0,319$$

$$\Psi = 0,319 \cong 0,25 \quad \rightarrow \quad c_1 = 1,85$$

$$M_{Cr} = c_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{E \cdot I_{y,z} \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,z} \cdot E \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot L)^2}}$$

$$M_{Cr} = 1,85 \cdot \frac{\pi}{1 \cdot 400} \cdot \sqrt{21000 \cdot 435650 \cdot 8100 \cdot 1474 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 435650 \cdot 21000 \cdot 49924000}{(1 \cdot 400)^2}}$$

$$M_{Cr} = 12164198,5 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{Cr}}} = \sqrt{\frac{337210,5 \text{ kNcm}}{12164198,5 \text{ kNcm}}} = 0,166 < 0,4 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 1,0 \text{ ni nevarnosti bočne zvrnitve}$$

$$c_{my,z} = \begin{cases} 0,6 + 0,4 \cdot \Psi = 0,6 + 0,4 \cdot (0,319) = 0,727 \\ \geq 0,4 \end{cases}$$

$$k_{yy} \leq \min \begin{cases} c_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_T - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,727 \left( 1 + (0,56 - 0,2) \frac{1971,32}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \\ c_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,727 \left( 1 + 0,8 \frac{1971,32}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \end{cases}$$

$$k_{yy} = 0,759$$

$$k_{zz} \leq \min \begin{cases} c_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_T - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,727 \left( 1 + (1,12 - 0,6) \frac{1971,32}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \\ c_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \right) = 0,727 \left( 1 + 1,4 \frac{1971,32}{0,905 \cdot 17655/1,0} \right) \end{cases}$$

$$k_{zz} = 0,774$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,774 = 0,464$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,759 = 0,456$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{1971,32}{0,905 \cdot 17655/1,0} + 0,759 \cdot \frac{120252}{1,0 \cdot 337210,5/1,0} + 0,464 \cdot \frac{120252}{337210,5/1,0} \leq 1$$

$$0,548 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_T \cdot N_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{1971,32}{0,905 \cdot 17655/1,0} + 0,456 \cdot \frac{120252}{1,0 \cdot 337210,5/1,0} + 0,774 \cdot \frac{120252}{337210,5/1,0} \leq 1$$

$$0,550 \leq 1$$

Kjer so:

$\chi_T$  redukcijski faktor za uklon

$\chi_{LT}$  redukcijski faktor bočne zvrnitve

$k_{ij}$  interakcijski faktorji (SIST EN 1993-1-1:2005. preglednica A1)

Preglednica 19: Nosilnost prečnih prerezov najbolj obremenjenih stebrov na tlak in upogib

Element	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	interakcijska enačba [/]	
Steber B4 ; 2·HEA900	1845,56	-989,19	$0,678 \leq 1,0$	$0,679 \leq 1,0$
Steber B30 ; 2·HEA900	-1196,07	-1971,31	$0,548 \leq 1,0$	$0,550 \leq 1,0$
Steber B14 ; 2·HEA900	-1617,83	-1366,18	$0,648 \leq 1,0$	$0,650 \leq 1,0$
Steber B39 ; 2·HEA900	1679,49	-1961,46	$0,699 \leq 1,0$	$0,701 \leq 1,0$
Steber B46 ; 2·HEA900	-1845,43	-1097,55	$0,682 \leq 1,0$	$0,684 \leq 1,0$
Steber B178 ; 2·HEA800	478,88	-565,87	$0,234 \leq 1,0$	$0,235 \leq 1,0$
Steber B192 ; 2·HEA800	-550,74	-402,51	$0,252 \leq 1,0$	$0,253 \leq 1,0$

### 8.10 Kontrola poškodb (kontrola relativnih pomikov etaž)

Zahtevo po omejitvi poškodb izpolnimo, če so pri delovanju potresnega vpliva etažni pomiki za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi omejeni z naslednjim pogojem (SIST EN 1998-1:2006. 4.4.3.2 (1) (4.32)):

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

Kjer so:

$d_r$  projektni etažni pomik

$h$  etažna višina

$v$  redukcijski faktor ki upošteva manjšo, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa (priporočena vrednost znaša  $v = 0,5$  za kategorijo pomembnosti II)



Kontrolo poškodb izvedemo za prostorski okvir 1 – 1, kjer vplivi potresa in torzije povzročajo največje pomike.

– Etaža 1:

$$d_{e,1} = 2,2 + 0,7 = 2,9 \text{ mm} = 0,29 \text{ cm}$$

$$d_{r,1} = d_{e,1} \cdot q = 0,29 \text{ cm} \cdot 6,5 = 1,89 \text{ cm}$$

$$d_{r,1} \cdot v = 1,89 \text{ cm} \cdot 0,5 = 0,94 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 400 \text{ cm} = 3,0 \text{ cm}$$

– Etaža 2:

$$d_{e,2} = (6,6 + 1,9) - 2,9 \text{ mm} = 5,6 \text{ mm} = 0,56 \text{ cm}$$

$$d_{r,2} = d_{e,2} \cdot q = 0,56 \text{ cm} \cdot 6,5 = 3,64 \text{ cm}$$

$$d_{r,2} \cdot v = 3,64 \text{ cm} \cdot 0,5 = 1,82 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 370 \text{ cm} = 2,775 \text{ cm}$$

– Etaža 3:

$$d_{e,3} = (11,6 + 3,1) - (6,6 + 1,9) = 6,2 \text{ mm} = 0,62 \text{ cm}$$

$$d_{r,3} = d_{e,3} \cdot q = 0,62 \text{ cm} \cdot 6,5 = 4,03 \text{ cm}$$

$$d_{r,3} \cdot v = 4,03 \text{ cm} \cdot 0,5 = 2,02 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 370 \text{ cm} = 2,775 \text{ cm}$$

– Etaža 4:

$$d_{e,4} = (16,4 + 4,1) - (11,6 + 3,1) = 5,8 \text{ mm} = 0,58 \text{ cm}$$

$$d_{r,4} = d_{e,4} \cdot q = 0,58 \text{ cm} \cdot 6,5 = 3,77 \text{ cm}$$

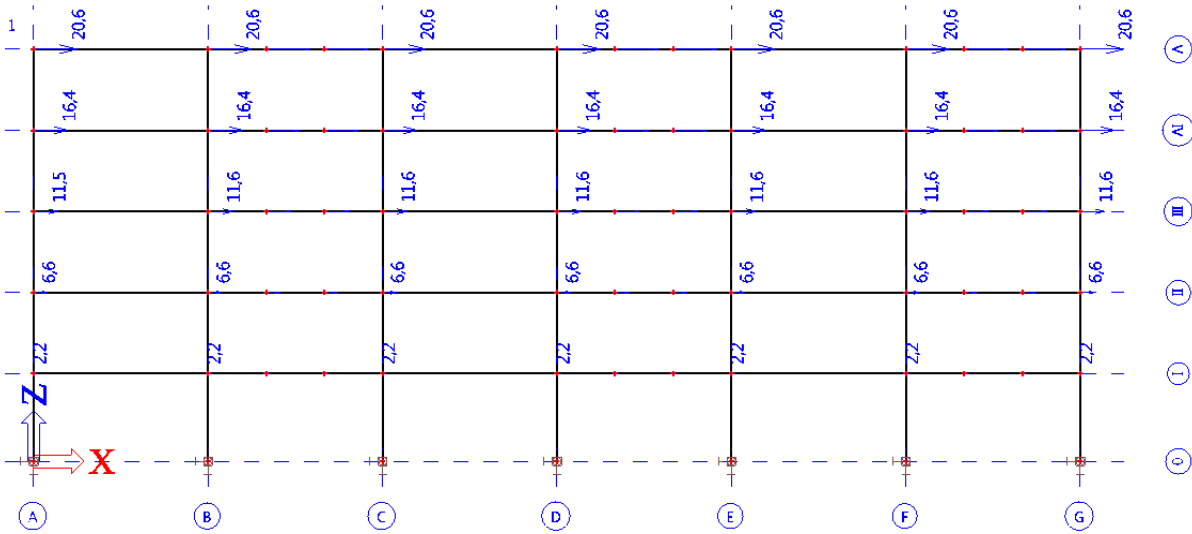
$$d_{r,4} \cdot v = 3,77 \text{ cm} \cdot 0,5 = 1,89 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 370 \text{ cm} = 2,775 \text{ cm}$$

– Etaža 5:

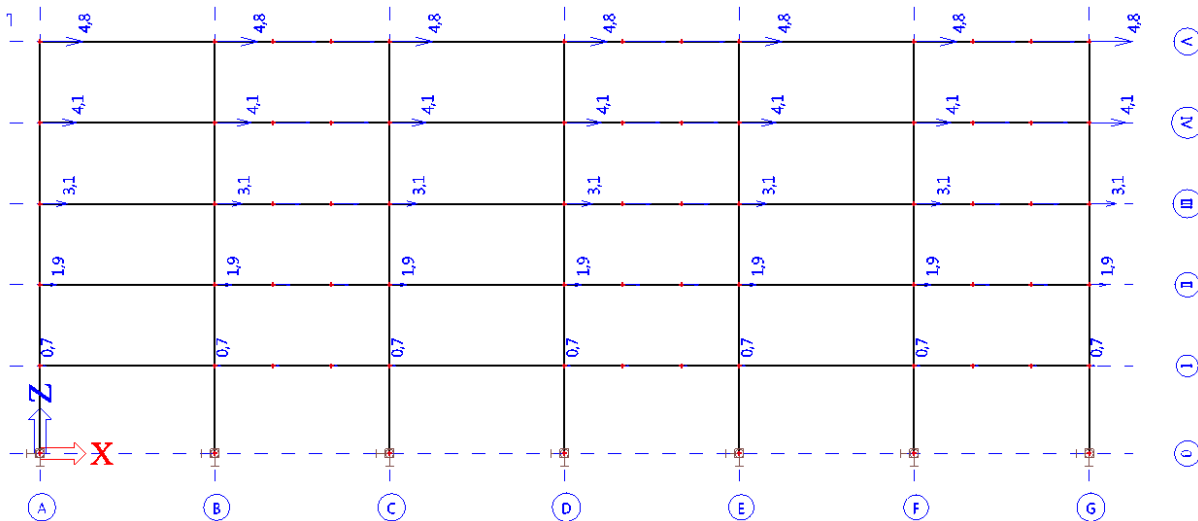
$$d_{e,5} = (20,6 + 4,8) - (16,4 + 4,1) = 4,9 \text{ mm} = 0,49 \text{ cm}$$

$$d_{r,5} = d_{e,5} \cdot q = 0,49 \text{ cm} \cdot 6,5 = 3,19 \text{ cm}$$

$$d_{r,5} \cdot v = 3,19 \text{ cm} \cdot 0,5 = 1,59 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot 370 \text{ cm} = 2,775 \text{ cm}$$



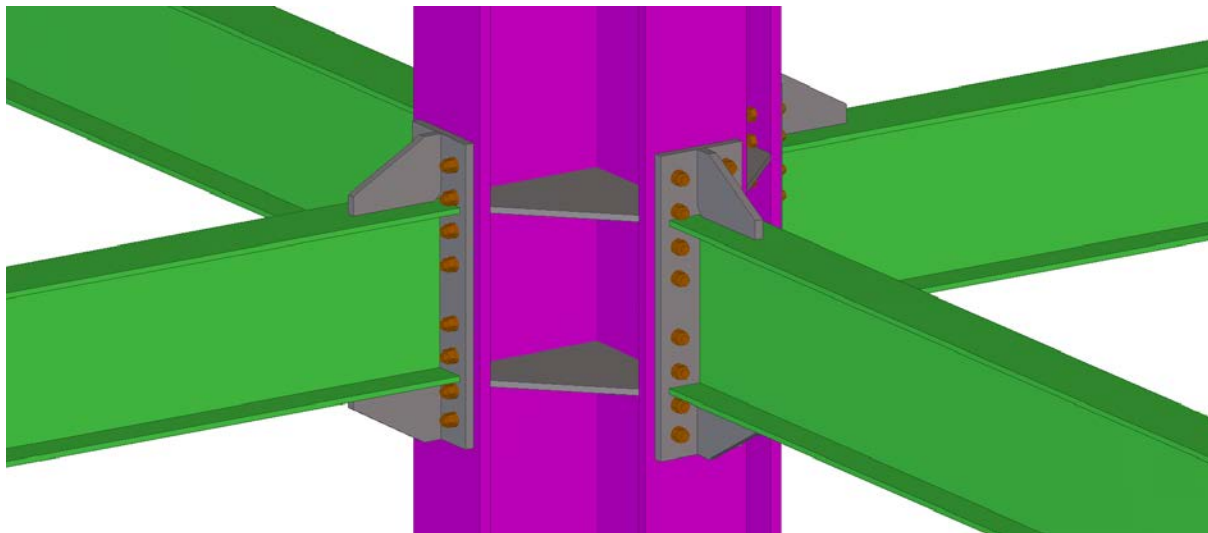
Slika 121: Največji vodoravni pomiki  $u_x$  zaradi potresnih vplivov; prostorski okvir 1 – 1



Slika 122: Največji vodoravni pomiki  $u_x$  zaradi vplivov torzije; prostorski okvir 1 – 1

## 9 TIPIČNI SPOJI

### 9.1 Momentni spoj med prečko IPE 450 in stebrom 2-HEA 900



Slika 123: Momentni spoj vmesni steber 2-HEA 900 in prečke IPE 450 (Tekla Structure 18)

#### 9.1.1 Osnovni podatki

##### Material

- |                |                   |                              |
|----------------|-------------------|------------------------------|
| – jeklo S 275: | meja plastičnosti | $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$ |
| – jeklo S 355: | meja plastičnosti | $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ |

##### Križni steber 2-HEA 900 (S 275)

- |                     |                       |
|---------------------|-----------------------|
| – višina nosilca    | $h = 890 \text{ mm}$  |
| – širina nosilca    | $b = 300 \text{ mm}$  |
| – debelina pasnice  | $t_f = 30 \text{ mm}$ |
| – debelina stojine  | $t_w = 16 \text{ mm}$ |
| – radij zaokrožitve | $r = 30 \text{ mm}$   |

##### Primarni nosilec IPE 450 (S 275)

- |                    |                         |
|--------------------|-------------------------|
| – višina nosilca   | $h = 450 \text{ mm}$    |
| – širina nosilca   | $b = 190 \text{ mm}$    |
| – debelina pasnice | $t_f = 14,6 \text{ mm}$ |
| – debelina stojine | $t_w = 9,4 \text{ mm}$  |

##### Dimenzije čelne pločevine (S 355)

- |                            |                                   |
|----------------------------|-----------------------------------|
| – dolžina čelne pločevine  | $l_{\check{c}p} = 790 \text{ mm}$ |
| – širina čelne pločevine   | $b_{\check{c}p} = 240 \text{ mm}$ |
| – debelina čelne pločevine | $t_{\check{c}p} = 24 \text{ mm}$  |

**Dimenzije ojačitvenega rebra (S 355)**

- dolžina ojačitvenega rebra  $l_r = 260 \text{ mm}$
- višina ojačitvenega rebra  $h_r = 170 \text{ mm}$
- debelina ojačitvenega rebra  $t_r = 22 \text{ mm}$

**Bočna podpora – cev 17,2 (S 355)**

- zunanji premer  $D = 17,2 \text{ mm}$
- debelina pločevine  $t = 2,6 \text{ mm}$
- vztrajnostni radij  $i = 0,524 \text{ mm}$

**Izbrani vijaki M22, kvalitete 10.9**

- premer vijaka  $d = 22 \text{ mm}$
- premer luknje  $d_0 = 24 \text{ mm}$
- natezna trdnost vijaka  $f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$
- računski prerez skozi del stebra vijaka z navojem  $A_s = 3,03 \text{ cm}^2$

**Varnostni faktorji**

- $\gamma_{M0} = 1,0$  projektna nosilnost prečnih prerezov
- $\gamma_{M2} = 1,25$  projektna nosilnost vijakov v nategu, strigu in nosilnost na bočni pritisk

**9.1.2 Obremenitev spoja**

SIST EN 1998-1:2005. 6.6.4 (1)

Spoje projektiramo tako, da so polnonosilni glede na plastično upogibno nosilnost prečke in dodatnega momenta, ki se pojavi na koncu ojačitvenega rebra zaradi prečne sile. Konstrukcijo projektiramo tako, da se energija disipira v nosilcih in ne v spojih, zato pri projektiranju spoja prečka-steber upoštevamo zahtevano stopnjo dodatne nosilnosti:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

Kjer so:

 $R_d$  projektna odpornost spoja $R_{fy}$  plastična odpornost priključenega elementa, sposobnega disipirati energijo $\gamma_{ov}$  faktor dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov} = 1,25$ 

$$z_e = 2 \cdot l_r^{2-2} = 2 \cdot 93 \text{ cm} = 186 \text{ cm}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,prečke}}{l - z_e} = \frac{2 \cdot 46805 \text{ kNcm}}{800 \text{ cm} - 186 \text{ cm}} = 152,46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G,max} = 96,49 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.8.1; Etaža 4})$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G,max} + V_{Ed,M} = 96,49 \text{ kN} + 152,46 \text{ kN} = 248,95 \text{ kN}$$

$$l_r^{1-1} = l_r + \frac{h_{prečke}}{2} = 26 \text{ cm} + \frac{45 \text{ cm}}{2} = 48,5 \text{ cm}$$

$$l_r^{2-2} = l_r + \frac{h_{prečke}}{2} + \frac{h_{stebra}}{2} = 26 \text{ cm} + \frac{45 \text{ cm}}{2} + \frac{89 \text{ cm}}{2} = 93 \text{ cm}$$

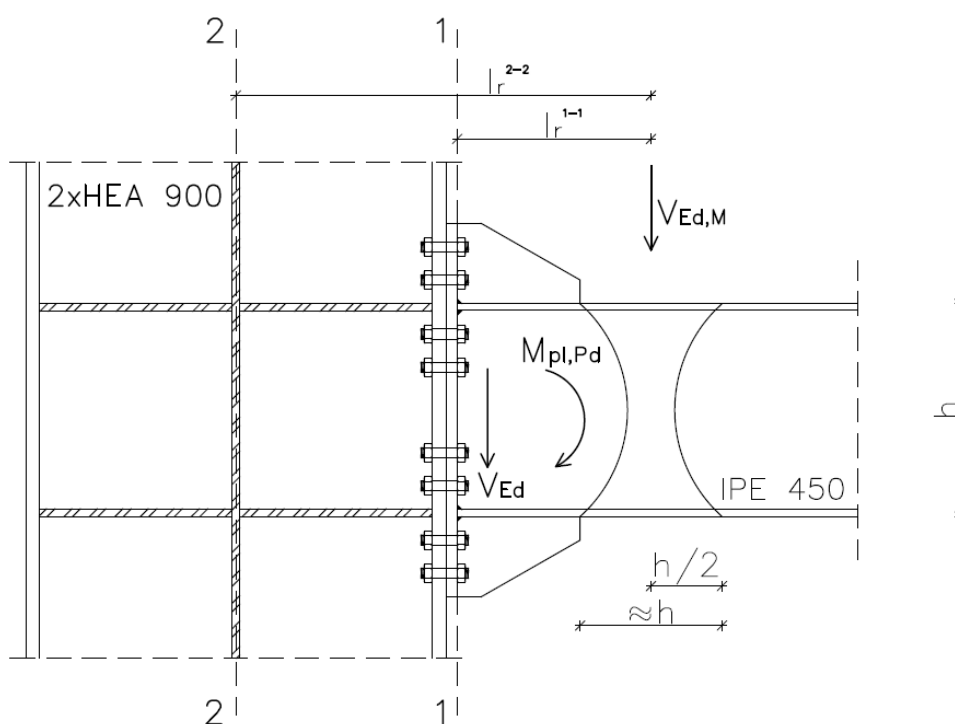
$$M_{Ed}^{1-1} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed,M} \cdot l_r^{1-1}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (46805 + 152,46 \cdot 48,5)$$

$$M_{Ed}^{1-1} = 73271 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed,M} \cdot l_r^{2-2}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (46805 + 152,46 \cdot 93)$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 83852,7 \text{ kNcm}$$

### 9.1.3 Zasnova spoja



Slika 124: Zasnova momentnega spoja med prečko IPE 450 in stebrom 2·HEA 900

### 9.1.4 Število in razporeditev vijakov

Izberemo razmake:

$$b_p = b_{cp} = 24 \text{ cm}$$

$$g = 14 \text{ cm}$$

$$p_{fi} = p_{f0} = 5 \text{ cm}$$

$$p_b = 7 \text{ cm}$$

$$d_e = 5 \text{ cm}$$

$$\text{najmanjši razmaki: } p_{b,min} = 2,2 \cdot b_0 = 2,2 \cdot 2,4 \text{ cm} = 5,28 \text{ cm}$$

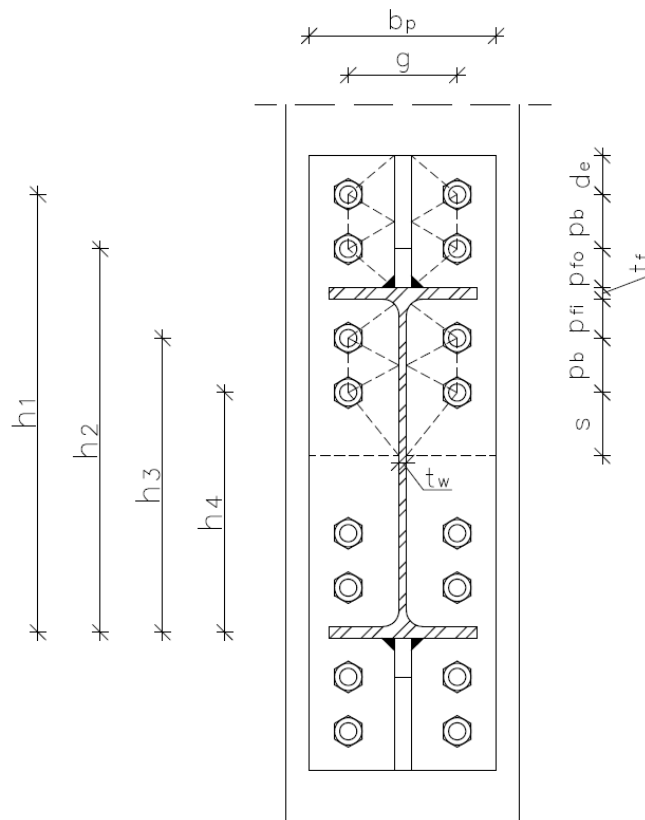
$$\text{najmanjši razmaki: } d_{e,min} = 1,2 \cdot b_0 = 1,2 \cdot 2,4 \text{ cm} = 2,88 \text{ cm}$$

$$h_1 = h - \frac{t_f}{2} + p_{f0} + p_b = 45 - \frac{1,46}{2} + 5 + 7 = 56,27 \text{ cm}$$

$$h_2 = h - \frac{t_f}{2} + p_{f0} = 45 - \frac{1,46}{2} + 5 = 49,27 \text{ cm}$$

$$h_3 = h - \frac{t_f}{2} - t_f - p_{fi} = 45 - \frac{1,46}{2} - 1,46 - 5 = 37,81 \text{ cm}$$

$$h_4 = h - \frac{t_f}{2} - t_f - p_{fi} - p_b = 45 - \frac{1,46}{2} - 1,46 - 5 - 7 = 30,81 \text{ cm}$$



Slika 125: Razporeditev vijakov in prikaz razmakov pri momentnem spoju prečka in stebra

Določimo vijake:

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-4)

$$d_{b,potr} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_{Ed}^{1-1} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot \pi \cdot f_{ub} \cdot (h_4 + h_3 + h_2 + h_1)}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 74524,05 \cdot 1,25}{0,9 \cdot \pi \cdot 100 \cdot (30,81 + 37,81 + 49,27 + 56,27)}} = 1,95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,93^2}{4} = 2,99 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \underline{\text{Izberemo vijake M 22}} (A_{s,dej} = 3,03 \text{ cm}^2)$$

### 9.1.5 Kontrola nosilnosti spoja

#### I. Kontrola vijakov

SIST EN 1993-1-8:2005. 3.6.1 Pr 3.4

Pri kontroli strižne nosilnosti vijakov predpostavimo da strig prevzamejo samo spodnji štirje vijaki, ostali vijaki pa prevzamejo natezne obremenitve.

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{248,95 \text{ kN}}{4} = 62,24 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,03 \text{ cm}^2}{1,25} = 121,2 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 62,24 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 121,2 \text{ kN}$$

## II. Kontrola nosilnosti prereza 1 – 1

Določimo dimenzije ojačitvenega rebra:

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-9)

$$h_r = 17 \text{ cm}$$

$$t_{r,potr} = t_{w,prečke} \cdot \frac{f_{y,prečke}}{f_{y,r}} = 0,94 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo: } t_r = 2,2 \text{ cm}$$

$$\frac{h_r}{t_r} = \frac{17 \text{ cm}}{2,2 \text{ cm}} = 7,73 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 8,14 \quad \text{2. razred kompaktnosti}$$

Nosilnost prereza 1 – 1:

$$I_y = 107427,18 \text{ cm}^4 \quad (\text{izračunano s programom AutoCAD 2012})$$

$$W_y = \frac{2 \cdot I_y}{h_{prereza 1-1}} = \frac{2 \cdot 107427,18 \text{ cm}^4}{79 \text{ cm}} = 2719,68 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_{Ed}^{1-1}}{W_y} = \frac{74524,05 \text{ kNcm}}{2719,68 \text{ cm}^3} = 27,4 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

## III. Kontrola debeline čelne pločevine

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-5)

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{24 \cdot 14} = 9,17 \text{ cm} \quad d_e = 5 \text{ cm} \leq s = 9,17 \text{ cm}$$

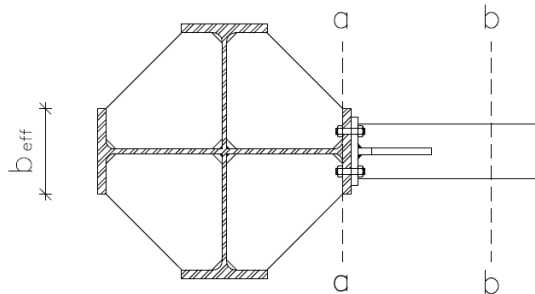
$$y_p = \frac{b_p}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{2 \cdot d_e} \right) + h_2 \cdot \left( \frac{1}{p_{f0}} \right) + h_3 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \cdot \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left( p_{f0} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_3 \cdot \left( p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left( s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g = \frac{24}{2} \cdot \left[ 56,27 \cdot \left( \frac{1}{2 \cdot 5} \right) + 49,27 \cdot \left( \frac{1}{5} \right) + 37,81 \cdot \left( \frac{1}{5} \right) + 30,81 \cdot \left( \frac{1}{9,17} \right) \right] + \frac{2}{14} \cdot \left[ 56,27 \cdot \left( 5 + \frac{7}{4} \right) + 49,27 \cdot \left( 5 + \frac{3 \cdot 7}{4} \right) + 37,81 \cdot \left( 5 + \frac{7}{4} \right) + 30,81 \cdot \left( 9,17 + \frac{3 \cdot 7}{4} \right) + 7^2 \right] + 14 = 563,89 \text{ cm}$$

$$t_{\check{c}p,potr} = \sqrt{\frac{M_{Ed}^{1-1} \cdot \gamma_{M0}}{0,9 \cdot f_y \cdot y_p}} = \sqrt{\frac{74524,05 \cdot 1,0}{0,9 \cdot 27,5 \cdot 563,89}} = 2,31 \text{ cm}$$

Izberemo debelino čelne pločevine:  $t_{\check{c}p} = 2,4 \text{ cm}$

#### IV. Kontrola vnosa koncentrirane sile v steber

$$V_C = \frac{M_{Ed}^{2-2}}{h_{prečke}} = \frac{83852,7 \text{ kNcm}}{45 \text{ cm}} = 1863,39 \text{ kN}$$



Slika 126: Prevzem koncentrirane sile v stebru s prečno ojačitvijo na efektivni širini

$$h_{oj} = \frac{h_w - t_w}{2} = \frac{830 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{2} = 407 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{cp} + 2 \cdot t_{fc} = 24 \text{ cm} + 2 \cdot 3 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \leq b_c = 30 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 30 \text{ cm}$$

– prerez a-a (v stebru)

$$V_C \leq \frac{b_{eff} \cdot t_{po} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$t_{po} \geq \frac{F_C}{f_y / \gamma_{M0} \cdot b_{eff}} = \frac{1863,39 \text{ kN}}{35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 \cdot 30 \text{ cm}} = 1,75 \text{ cm} \cong 1,8 \text{ cm} \quad (\text{debelina prečne ojačitve})$$

– prerez b-b (v prečki)

Kontrola ni merodajna, saj se v tem območju razvije plastični členek.

#### V. Kontrola debeline pasnice stebra $t_{fc}$

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-13)

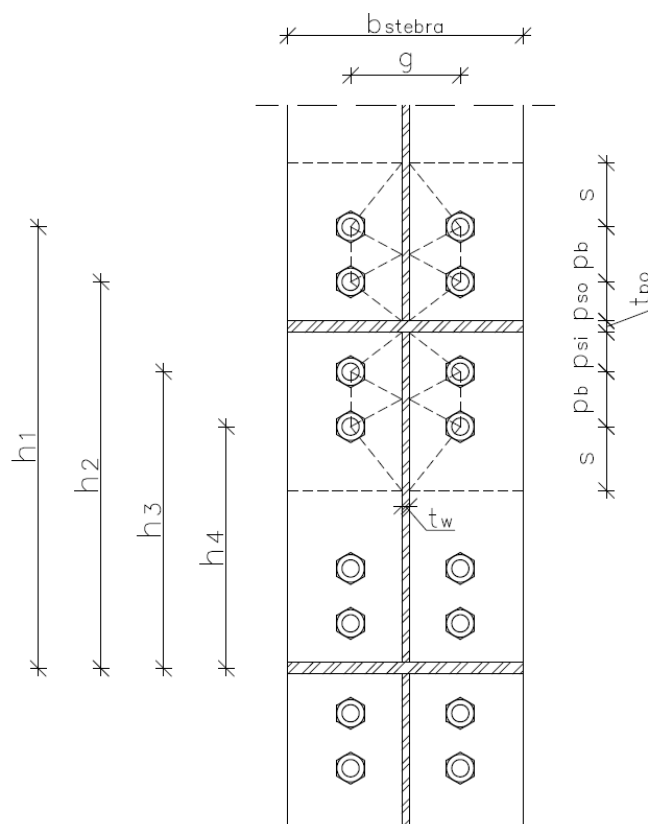
$$p_{so} = p_{si} = p_{fi} - \frac{t_{po} - t_{fb}}{2} = 5 - \frac{1,8 - 1,46}{2} = 4,83 \text{ cm}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{cf} \cdot g} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{30 \cdot 14} = 10,25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_c = & \frac{b_{cf}}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 \cdot \left( \frac{1}{p_{so}} \right) + h_3 \cdot \left( \frac{1}{p_{si}} \right) + h_4 \cdot \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left( p_{so} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right. \\ & \left. + h_3 \cdot \left( p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left( s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g = \frac{30}{2} \cdot \left[ 56,27 \cdot \left( \frac{1}{10,25} \right) + 49,27 \cdot \left( \frac{1}{4,83} \right) + \right. \\ & \left. 37,81 \cdot \left( \frac{1}{4,83} \right) + 30,81 \cdot \left( \frac{1}{10,25} \right) \right] + \frac{2}{14} \cdot \left[ 56,27 \cdot \left( 10,25 + \frac{7}{4} \right) + 49,27 \cdot \left( 4,83 + \frac{3 \cdot 7}{4} \right) + \right. \\ & \left. 37,81 \cdot \left( 4,83 + \frac{7}{4} \right) + 30,81 \cdot \left( 10,25 + \frac{3 \cdot 7}{4} \right) + 7^2 \right] + 14 = 856,53 \text{ cm} \end{aligned}$$



$$t_{fc} = 3 \text{ cm} \geq t_{fc, \text{potr}} = \sqrt{\frac{M_{Ed}^{1-1} \cdot \gamma_{M0}}{0,9 \cdot f_y \cdot y_c}} = \sqrt{\frac{73271 \cdot 1,0}{0,9 \cdot 27,5 \cdot 856,53}} = 1,86 \text{ cm}$$

Slika 127: Določitev porušnih linij  $y_c$ 

## VI. Kontrola strižnega panela

SIST EN 1993-1-8:2005. 6.2.6

Strižni prerez vzporedno s stojino:

$$A_{v,s} = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 321 - 2 \cdot 30 \cdot 3 + (1,6 + 6) \cdot 3 = 163,8 \text{ cm}^2 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 83 \cdot 1,6 = 159,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{v,s} = 163,8 \text{ cm}^2$$

Strižni prerez vzporedno s pasnico:

$$A_{v,p} = A - h_w \cdot t_w = 321 \text{ cm}^2 - 83 \text{ cm} \cdot 1,6 \text{ cm} = 188,2 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,s} + A_{v,p} = 163,8 \text{ cm}^2 + 188,2 \text{ cm}^2 = 352 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{0,9 \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 352 \text{ cm}^2 \cdot \frac{0,9 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 5029,88 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{M_{Ed}^{2-2}}{h_{prečke}} = \frac{83852,7 \text{ kNcm}}{45 \text{ cm}} = 1863,39 \text{ kN}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(83-1,6)}{2 \cdot 1,6} = 25,44 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{n} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2 \quad \rightarrow \quad \text{Stojina je kompaktna.}$$

– kontrola strižnega panela za zunanje stebre

$$V_c = 1863,39 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 5029,88 \text{ kN}$$

– kontrola strižnega panela za notranje stebre

$$V_c = 2 \cdot 1863,39 \text{ kN} = 3726,78 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 5029,88 \text{ kN}$$

### VII. Kontrola bočne zvrnitve nosilca IPE 450 na mestu plastičnega členka

Na mestu plastičnega členka bočno podpremo pasnice elementa z vgraditvijo toge torzijske opore (SIST EN 1993-1-8:2005. 6.3.5.2).

$$N_{f,pl,Rd} = A_{f,b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27,74 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 762,85 \text{ kN}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0,763$$

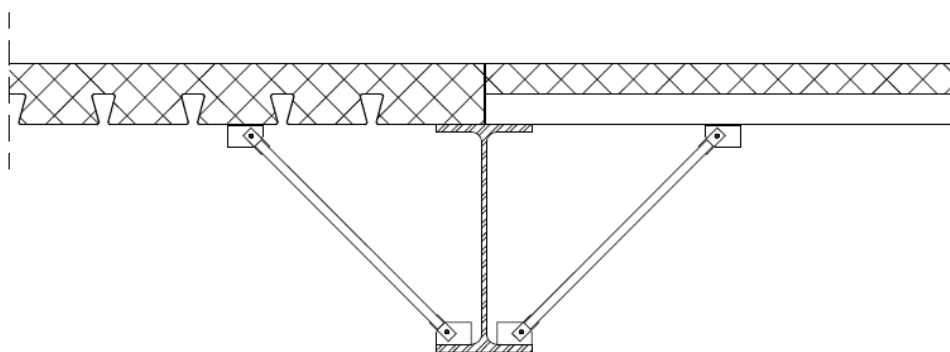
$$Q_m = 1,5 \cdot \alpha_m \cdot \frac{N_{f,pl,Rd}}{100} = 1,5 \cdot 0,763 \cdot \frac{762,85 \text{ kN}}{100} = 8,73 \text{ kN}$$

Kjer so:

$N_{f,pl,Rd}$  plastična osna sila v tlačeni pasnici podprtega nosilca v območju plastičnega členka

$\alpha_m$  število podprtih elementov

$Q_m$  izbočna sila, ki deluje na bočne podpore v območju vsakega plastičnega členka



Slika 128: Direktna bočna podpora spodnje in zgornje pasnice nosilca IPE 450

– kontrola tlačne nosilnosti

$$A_{potr.} = Q_m \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = 8,73 \text{ kN} \cdot \frac{1,0}{35,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,25 \text{ cm}^2$$

izberemo cev  $\emptyset 17,2 \cdot 2,6 \text{ mm}$ , S 355,  $A_{dej} = 1,193 \text{ cm}^2$

– kontrola uklona

$$L_u = 63 \text{ cm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{63}{0,524} = 120,2 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{120,2}{76,06} = 1,581 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,3406 \quad (\text{uklonska krivulja a})$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,3406 \cdot 1,193 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 14,42 \text{ kN} \geq Q_m = 8,73 \text{ kN}$$

**VIII. Kontrola nosilnosti zvarov med nosilcem IPE 450 in čelno pločevino**

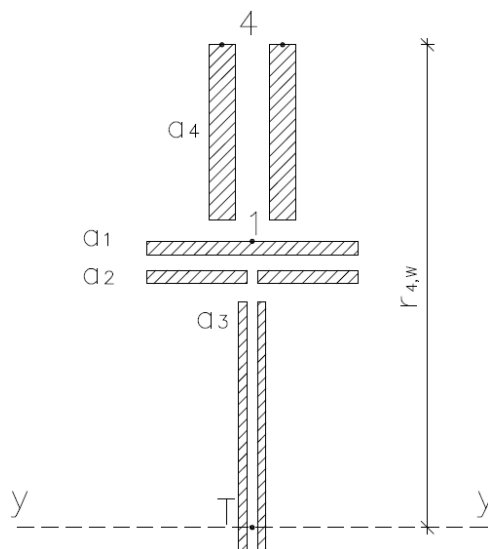
Predpišemo polnonosilni kotni zvar med nosilcem in čelno pločevino:

$$a_{1,max} = 0,48 \cdot t_f = 0,48 \cdot 14,6 \text{ mm} = 7,0 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo } a_1 = 7 \text{ mm}$$

$$a_{2,max} = 0,48 \cdot t_f = 0,48 \cdot 14,6 \text{ mm} = 7,0 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo } a_2 = 7 \text{ mm}$$

$$a_{3,max} = 0,48 \cdot t_w = 0,48 \cdot 9,4 \text{ mm} = 4,5 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo } a_3 = 5 \text{ mm}$$

$$a_{4,max} = 0,48 \cdot t_r = 0,48 \cdot 22 \text{ mm} = 10,56 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo } a_4 = 11 \text{ mm}$$



Slika 129: Prikaz zvarov v ravnini

Izračunamo vztrajnostni moment zvarov (AutoCAD 2012):

$$I_y = 102400,01 \text{ cm}^4$$

Izračunamo odpornostni moment zvarov v točki 4:

$$W_y = \frac{I_y}{r_{4,W}} = \frac{102400,01 \text{ cm}^4}{39,5 \text{ cm}} = 2592,41 \text{ cm}^3$$

$$r_{4,W} = \frac{h}{2} + h_r = \frac{45 \text{ cm}}{2} + 17,0 \text{ cm} = 39,5 \text{ cm}$$



**Primarni nosilec IPE 400 (S 275)**

- višina nosilca  $h = 400 \text{ mm}$
- širina nosilca  $b = 180 \text{ mm}$
- debelina pasnice  $t_f = 13,5 \text{ mm}$
- debelina stojine  $t_w = 8,6 \text{ mm}$

**Dimenzije čelne pločevine (S 355)**

- dolžina čelne pločevine  $l_{\check{c}p} = 700 \text{ mm}$
- širina čelne pločevine  $b_{\check{c}p} = 240 \text{ mm}$
- debelina čelne pločevine  $t_{\check{c}p} = 24 \text{ mm}$

**Dimenzije ojačitvenega rebra (S 355)**

- dolžina ojačitvenega rebra  $l_r = 220 \text{ mm}$
- višina ojačitvenega rebra  $h_r = 150 \text{ mm}$
- debelina ojačitvenega rebra  $t_r = 22 \text{ mm}$

**Bočna podpora – cev 17,2 (S 355)**

(glej točko 9.1.1)

**Izbrani vijaki M30, kvalitete 10.9**

- premer vijaka  $d = 30 \text{ mm}$
- premer luknje  $d_0 = 33 \text{ mm}$
- natezna trdnost vijaka  $f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$
- računski prerez skozi del stebila vijaka z navojem  $A_s = 5,61 \text{ cm}^2$

**Varnostni faktorji**

- $\gamma_{M0} = 1,0$  projektna nosilnost prečnih prerezov
- $\gamma_{M2} = 1,25$  projektna nosilnost vijakov v nategu, strigu in nosilnost na bočni pritisk

**9.2.2 Obremenitev spoja**

SIST EN 1998-1:2005. 6.6.4 (1)

$$z_e = 2 \cdot l_r^{2-2} = 2 \cdot 81,5 \text{ cm} = 163 \text{ cm}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,prečke}}{l - z_e} = \frac{2 \cdot 35942,5 \text{ kNcm}}{800 \text{ cm} - 163 \text{ cm}} = 112,85 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G,max} = 87,07 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.8.1; Etaža 5})$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G,max} + V_{Ed,M} = 87,07 \text{ kN} + 112,85 \text{ kN} = 199,92 \text{ kN}$$

$$l_r^{1-1} = l_r + \frac{h_{prečke}}{2} = 22 \text{ cm} + \frac{40 \text{ cm}}{2} = 42 \text{ cm}$$

$$l_r^{2-2} = l_r + \frac{h_{prečke}}{2} + \frac{h_{stebra}}{2} = 22 \text{ cm} + \frac{40 \text{ cm}}{2} + \frac{79 \text{ cm}}{2} = 81,5 \text{ cm}$$

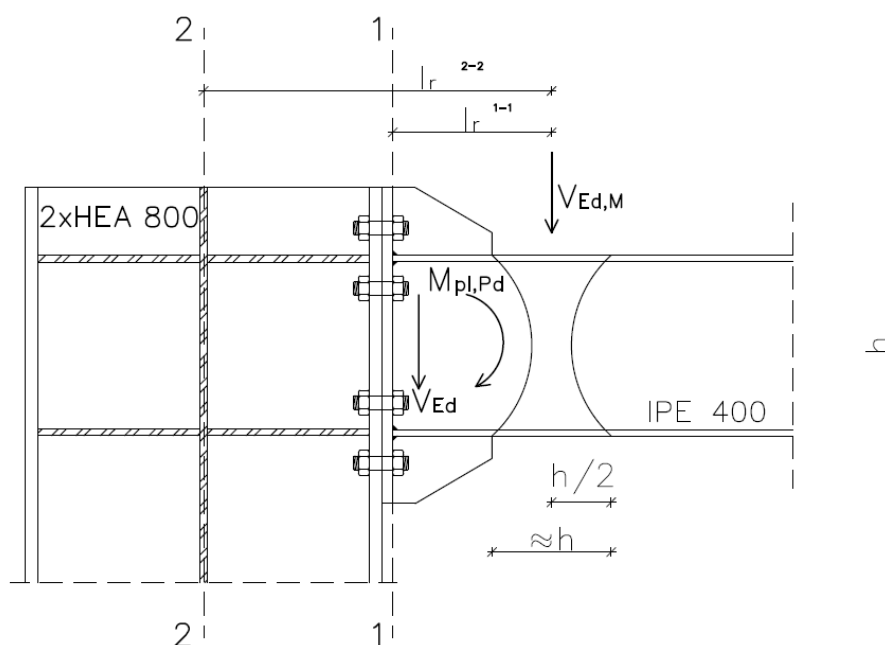
$$M_{Ed}^{1-1} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed,M} \cdot l_r^{1-1}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (35942,5 + 112,85 \cdot 42)$$

$$M_{Ed}^{1-1} = 55938,03 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,Rd,prečke} + V_{Ed,M} \cdot l_r^{2-2}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (35942,5 + 112,85 \cdot 81,5)$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 62067,19 \text{ kNcm}$$

### 9.2.3 Zasnova spoja



Slika 131: Zasnova momentnega spoja med prečko IPE 400 in stebrom 2xHEA 800

### 9.2.4 Število in razporeditev vijakov

Izberemo razmake:

$$b_p = b_{cp} = 24 \text{ cm}$$

$$g = 14 \text{ cm}$$

$$p_{fi} = p_{f0} = 6 \text{ cm}$$

$$d_e = 9 \text{ cm}$$

$$h_0 = h - \frac{t_f}{2} + p_{f0} = 40 - \frac{1,35}{2} + 6 = 45,33 \text{ cm}$$

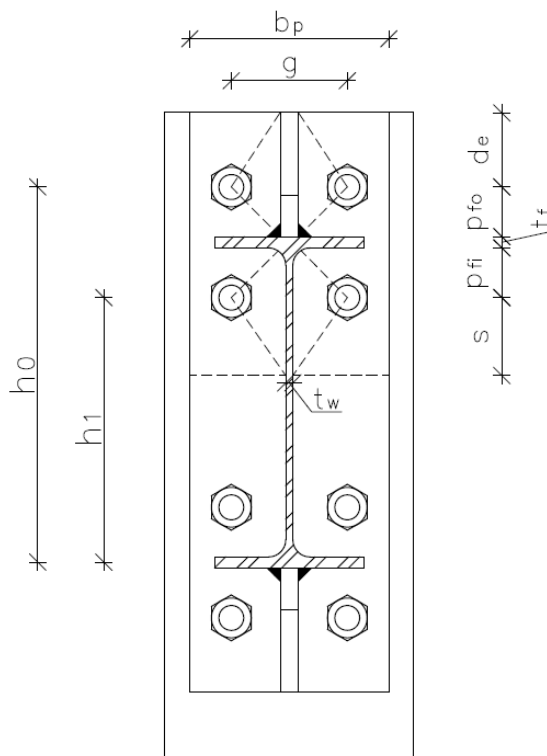
$$h_1 = h - \frac{t_f}{2} - t_f - p_{fi} = 40 - \frac{1,35}{2} - 1,35 - 6 = 31,98 \text{ cm}$$

Določimo vijake:

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-4)

$$d_{b,potr} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_{Ed}^{1-1} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot \pi \cdot f_{ub} \cdot (h_0 + h_1)}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 55938,03 \cdot 1,25}{0,9 \cdot \pi \cdot 100 \cdot (45,33 + 31,98)}} = 2,53 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2,53^2}{4} = 5,03 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \underline{\text{Izberemo vijake M 30}} \quad (A_{s,dej} = 5,61 \text{ cm}^2)$$



Slika 132: Razporeditev vijakov in prikaz razmakov pri momentnem spoju prečka in steber

## 9.2.5 Kontrola nosilnosti spoja

### I. Kontrola vijakov

SIST EN 1993-1-8:2005. 3.6.1 Pr 3.4

Pri kontroli strižne nosilnosti vijakov predpostavimo da strig prevzame samo spodnje dva vijaka, ostali vijaki pa prevzamejo natezne obremenitve.

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{199,93 \text{ kN}}{2} = 99,96 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5,61 \text{ cm}^2}{1,25} = 224,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 99,96 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 224,4 \text{ kN}$$

## II. Kontrola nosilnosti prereza 1 – 1

Določimo dimenzije ojačitvenega rebra:

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-9)

$$h_r = 15 \text{ cm}$$

$$t_{r,potr} = t_{w,prečke} \cdot \frac{f_{y,prečke}}{f_{y,r}} = 0,86 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo: } t_r = 2,2 \text{ cm}$$

$$\frac{h_r}{t_r} = \frac{15 \text{ cm}}{2,2 \text{ cm}} = 6,82 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 7,32 \quad \text{1. razred kompaktnosti}$$

Nosilnost prereza 1 – 1:

$$I_y = 74278,37 \text{ cm}^4 \quad (\text{izračunano s programom AutoCAD 2012})$$

$$W_y = \frac{2 \cdot I_y}{h_{prereza 1-1}} = \frac{2 \cdot 74278,37 \text{ cm}^4}{70 \text{ cm}} = 2122,24 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_{Ed}^{1-1}}{W_y} = \frac{55938,03 \text{ kNcm}}{2122,24 \text{ cm}^3} = 26,35 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

## III. Kontrola debeline čelne pločevine

AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-5)

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{24 \cdot 14} = 9,17 \text{ cm} \quad d_e = 9 \text{ cm} \leq s = 9,17 \text{ cm}$$

$$y_p = \frac{b_p}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{p_{f0}} + \frac{1}{2 \cdot s} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot [h_1 \cdot (p_{fi} + s) + h_0 \cdot (d_e + p_{f0})]$$

$$y_p = \frac{24}{2} \cdot \left[ 31,98 \cdot \left( \frac{1}{6} + \frac{1}{9,1} \right) + 45,33 \cdot \left( \frac{1}{6} + \frac{1}{2 \cdot 9,1} \right) \right] + \frac{2}{14} \cdot [31,98 \cdot (6 + 9,17) + 45,33 \cdot (9 + 6)]$$

$$y_p = 392,52 \text{ cm}$$

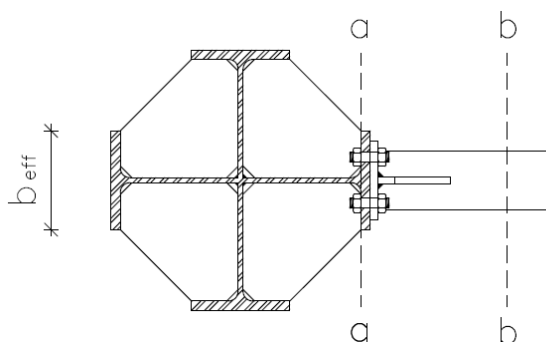
$$t_{\check{c}p,potr} = \sqrt{\frac{M_{Ed}^{1-1} \cdot \gamma_{M0}}{0,9 \cdot f_y \cdot y_p}} = \sqrt{\frac{55938,03 \cdot 1,0}{0,9 \cdot 27,5 \cdot 392,52}} = 2,39 \text{ cm}$$

Izberemo debelino čelne pločevine:  $t_{\check{c}p} = 2,4 \text{ cm}$

## IV. Kontrola vnosa koncentrirane sile v steber

$$V_c = \frac{M_{Ed}^{2-2}}{h_{prečke}} = \frac{62067,19 \text{ kNcm}}{40 \text{ cm}} = 1551,68 \text{ kN}$$





Slika 133: Prezem koncentrirane sile v stebru s prečno ojačitvijo na efektivni širini

$$h_{oj} = \frac{h_w - t_w}{2} = \frac{734 \text{ mm} - 15 \text{ mm}}{2} = 359 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{\check{c}p} + 2 \cdot t_{fc} = 24 \text{ cm} + 2 \cdot 2,8 \text{ cm} = 29,6 \text{ cm} \leq b_c = 30 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 29,6 \text{ cm}$$

– prerez a-a (v stebru)

$$V_c \leq \frac{b_{eff} \cdot t_{po} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$t_{po} \geq \frac{F_c}{f_y / \gamma_{M0} \cdot b_{eff}} = \frac{1551,68 \text{ kN}}{35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 \cdot 29,6 \text{ cm}} = 1,48 \text{ cm} \cong 1,5 \text{ cm} \text{ (debelina prečne ojačitve)}$$

– prerez b-b (v prečki)

Kontrola ni merodajna, saj se v tem območju razvije plastični členek.

## V. Kontrola debeline pasnice stebra $t_{fc}$

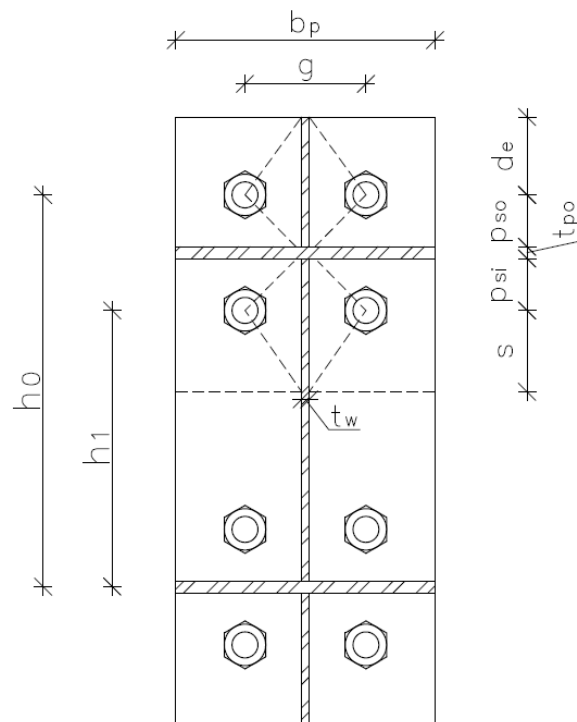
AISC 358-10:2010. 6.10 (6.10-13)

$$p_{so} = p_{si} = p_{fi} - \frac{t_{po} - t_{fb}}{2} = 6 - \frac{1,5 - 1,35}{2} = 5,93 \text{ cm}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{cf} \cdot g} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{30 \cdot 14} = 10,25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_c &= \frac{b_{cf}}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{d_e} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot [h_1 \cdot (s + p_{si}) + h_0 \cdot (d_e + p_{so})] = \frac{30}{2} \cdot [31,98 \\ &\cdot \left( \frac{1}{10,25} + \frac{1}{5,93} \right) + 45,33 \cdot \left( \frac{1}{9} + \frac{1}{5,93} \right)] + \frac{2}{14} \cdot [31,98 \cdot (10,25 + 6) + 45,33 \cdot (9 + 6)] \\ &= 489,25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$t_{fc} = 2,8 \text{ cm} \geq t_{fc,potr} = \sqrt{\frac{M_{Ed}^{1-1} \cdot \gamma_{M0}}{0,9 \cdot f_y \cdot y_c}} = \sqrt{\frac{55938,03 \cdot 1,0}{0,9 \cdot 27,5 \cdot 489,25}} = 2,15 \text{ cm}$$



Slika 134: Določitev porušnih linij  $y_c$

## VI. Kontrola strižnega panela

SIST EN 1993-1-8:2005. 6.2.6

Strižni prerez vzporedno s stojino:

$$A_{v,s} = \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 286 - 2 \cdot 30 \cdot 2,8 + (1,5 + 6) \cdot 2,8 = 139 \text{ cm}^2 \\ \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 73,4 \cdot 1,5 = 132,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{v,s} = 139 \text{ cm}^2$$

Strižni prerez vzporedno s pasnico:

$$A_{v,p} = A - h_w \cdot t_w = 286 \text{ cm}^2 - 73,4 \text{ cm} \cdot 1,5 \text{ cm} = 175,9 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v,s} + A_{v,p} = 139 \text{ cm}^2 + 175,9 \text{ cm}^2 = 314,9 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{0,9 \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 314,9 \text{ cm}^2 \cdot \frac{0,9 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 4499,74 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{M_{Ed}^{2-2}}{h_{prečke}} = \frac{62067,19 \text{ kNcm}}{40 \text{ cm}} = 1551,68 \text{ kN}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{(73,4-1,5)}{2 \cdot 1,5} = 23,97 \leq 72 \cdot \frac{\epsilon}{n} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 55,2 \quad \rightarrow \quad \text{Stojina je kompaktna.}$$

– kontrola strižnega panela za zunanje stebre

$$V_c = 1551,68 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 4499,74 \text{ kN}$$

– kontrola strižnega panela za notranje stebre

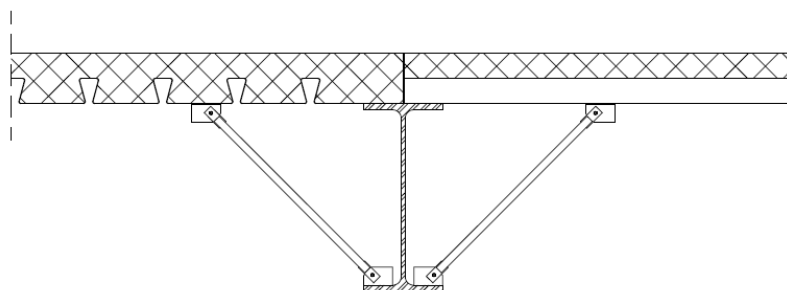
$$V_c = 2 \cdot 1551,68 \text{ kN} = 3103,36 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 4499,74 \text{ kN}$$

**VII. Kontrola bočne zvrnitve nosilca IPE 400 na mestu plastičnega členka**

$$N_{f,pl,Rd} = A_{f,b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 24,3 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 668,25 \text{ kN}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0,763$$

$$Q_m = 1,5 \cdot \alpha_m \cdot \frac{N_{f,pl,Rd}}{100} = 1,5 \cdot 0,763 \cdot \frac{668,25 \text{ kN}}{100} = 7,64 \text{ kN}$$



Slika 135: Direktna bočna podpora spodnje in zgornje pasnice nosilca IPE 400

– kontrola tlačne nosilnosti

$$A_{potr.} = Q_m \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = 7,64 \text{ kN} \cdot \frac{1,0}{35,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{izberemo cev } \varnothing 17,2 \cdot 2,6 \text{ mm, S 355, } A_{dej} = 1,193 \text{ cm}^2$$

– kontrola uklona

$$L_u = 56 \text{ cm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06$$

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{56}{0,524} = 106,9 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{106,9}{76,06} = 1,405 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,4179 \quad (\text{uklonska krivulja a})$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,4179 \cdot 1,193 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 17,69 \text{ kN} \geq Q_m = 7,64 \text{ kN}$$

**VIII. Kontrola nosilnosti zvarov med nosilcem IPE 400 in čelno pločevino**

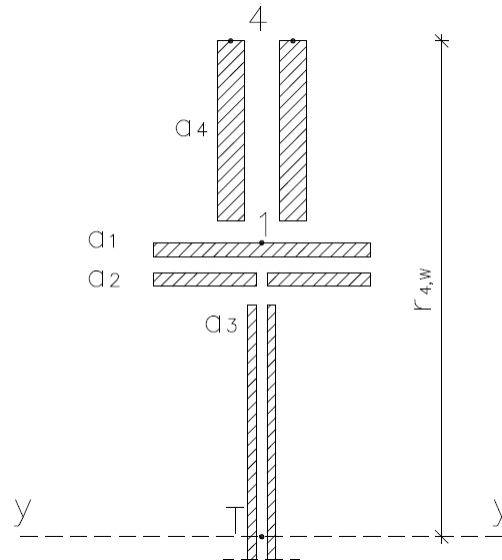
Predpišemo polnonosilni kotni zvar med nosilcem in čelno pločevino:

$$a_{1,max} = 0,48 \cdot t_f = 0,48 \cdot 13,5 \text{ mm} = 6,48 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo } a_1 = 7 \text{ mm}$$

$$a_{2,max} = 0,48 \cdot t_f = 0,48 \cdot 13,5 \text{ mm} = 6,48 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{izberemo } a_2 = 7 \text{ mm}$$

$$a_{3,max} = 0,48 \cdot t_w = 0,48 \cdot 8,6 \text{ mm} = 4,13 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } a_3 = 5 \text{ mm}$$

$$a_{4,max} = 0,48 \cdot t_r = 0,48 \cdot 22 \text{ mm} = 10,56 \text{ cm} \rightarrow \text{izberemo } a_4 = 11 \text{ mm}$$



Slika 136: Prikaz zvarov v ravnini

Izračunamo vztrajnostni moment zvarov (AutoCAD 2012):

$$I_y = 72203,98 \text{ cm}^4$$

Izračunamo odpornostni moment zvarov v točki 4:

$$W_y = \frac{I_y}{r_{4,W}} = \frac{72203,98 \text{ cm}^4}{35 \text{ cm}} = 2062,97 \text{ cm}^3$$

$$r_{4,W} = \frac{h}{2} + h_r = \frac{40 \text{ cm}}{2} + 15,0 \text{ cm} = 35,0 \text{ cm}$$

Obremenitve polonosilnega momenta prevzamejo vsi zvari, za prevzem strižne obremenitve pa predpostavimo da jo prevzamejo samo zvari  $a_3$  in  $a_4$ :

$$n = \frac{M_{Ed}^{1-1}}{W_y} = \frac{55938,03 \text{ kNcm}}{2062,97 \text{ cm}^3} = 27,12 \text{ kN/cm}^2$$

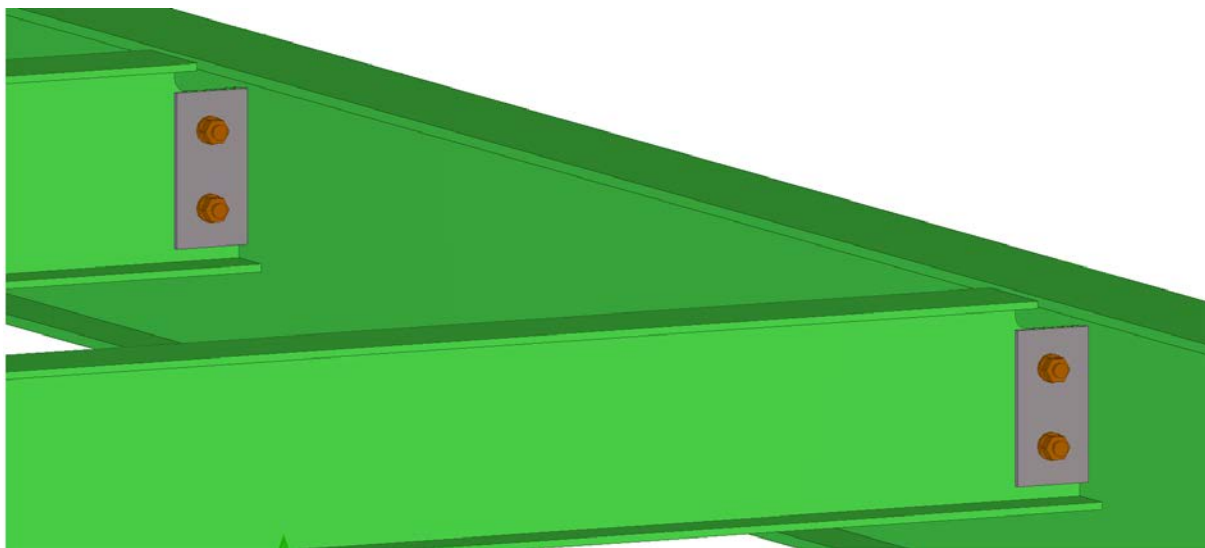
$$v_{II} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot A_{zv,3} + 4 \cdot A_{zv,4}} = \frac{199,92 \text{ kN}}{2 \cdot 17,95 \text{ cm}^2 + 4 \cdot 15,73 \text{ cm}^2} = 2,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{0,85 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{n^2 + v_{II}^2} = \sqrt{27,12^2 + 2,02^2} = 27,19 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vwd} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola nosilnosti zvarov se ne razide. Predpišemo polnopenetrirane zware.

### 9.3 Členkasti spoj med sekundarnim sovprežnim nosilcem in prečko primarnega nosilca



Slika 137: Členkasti spoj med prečko IPE 450 in prečko IPE 300 (Tekla Structure 18)

#### 9.3.1 Osnovni podatki

##### Material

- jeklo S 275:                      meja plastičnosti                       $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$

##### Primarni nosilec IPE 450 (S 275)

- višina nosilca                       $h = 450 \text{ mm}$
- širina nosilca                       $b = 190 \text{ mm}$
- debelina pasnice                       $t_f = 14,6 \text{ mm}$
- debelina stojine                       $t_w = 9,4 \text{ mm}$

##### Sekundarni sovprežni nosilec IPE 300 (S 275)

- višina nosilca                       $h = 300 \text{ mm}$
- širina nosilca                       $b = 150 \text{ mm}$
- debelina pasnice                       $t_f = 10,7 \text{ mm}$
- debelina stojine                       $t_w = 7,1 \text{ mm}$
- radij zaokrožitve                       $r = 15 \text{ mm}$

##### Izbrana vezna pločevina (S 355)

- višina plošče                       $h_{vp} = 220 \text{ mm}$
- širina plošče                       $b_{vp} = 116 \text{ mm}$
- debelina plošče                       $t_{vp} = 8 \text{ mm}$

### Izbrani vijaki M22, kvalitete 8.8

- |  |                               |
|--|-------------------------------|
| – premer vijaka                                      | $d = 22 \text{ mm}$           |
| – premer luknje                                      | $d_0 = 24 \text{ mm}$         |
| – računski prerez skozi del stebila vijaka z navojem | $A_s = 3,03 \text{ cm}^2$     |
| – natezna trdnost vijaka                             | $f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$ |

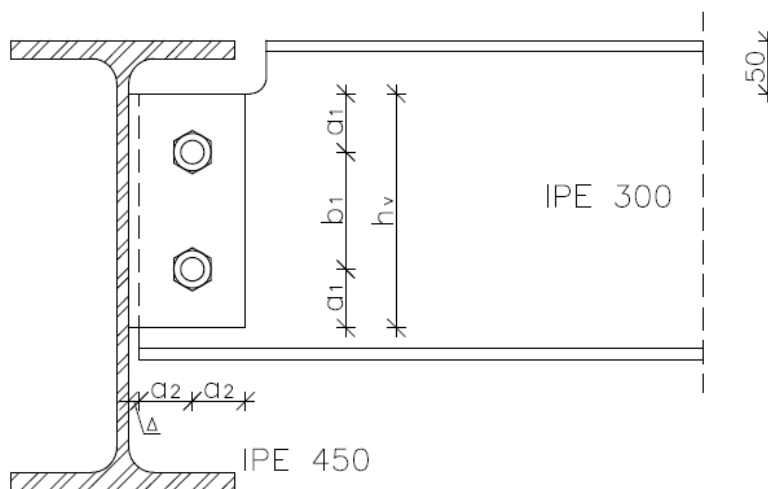
### Varnostni faktorji

- |                        |  |
|------------------------|--|
| – $\gamma_{M0} = 1,0$  | projektna nosilnost prečnih prerezov                                       |
| – $\gamma_{M2} = 1,25$ | projektna nosilnost vijakov v nategu, strigu in nosilnost na bočni pritisk |

### 9.3.2 Obremenitev spoja

$V_{Ed,max} = 133,01 \text{ kN}$  (glej točko 6.2.5.2)

### 9.3.3 Zasnova spoja



Slika 138: Zasnova členkastega spoja sekundarnega sovprežnega nosilca na prečko primarnega nosilca

### 9.3.4 Kontrola nosilnosti spoja

#### I. Določitev potrebne razdalje $\Delta$ med sekundarnim in primarnim nosilcem

Izračunamo zasuk  $\varnothing$  sekundarnega sovprežnega nosilca na mestu členkastega spoja. Na podlagi zasuka in višine sekundarnega nosilca lahko izračunamo razdaljo  $\Delta$ , ki je potrebna da med zasukom ne pride do medsebojnega stika nosilcev.

$$\phi = \frac{q_{Ed,MSN} \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{0,3325 \text{ kN/cm} \cdot 800^3 \text{ cm}^3}{48 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 28688,34 \text{ cm}^4} = 0,0059 \text{ rad}$$

$$\phi = \frac{180}{\pi} \cdot 0,0059 \text{ rad} = 0,34^\circ$$

Kjer so:

$q_{Ed,MSN}$  obtežba, ki deluje na sekundarni sovprežni nosilec (glej točko 6.2.5.1)

$l$  dolžina sekundarnega sovprežnega nosilca (glej točko 6.2.1)

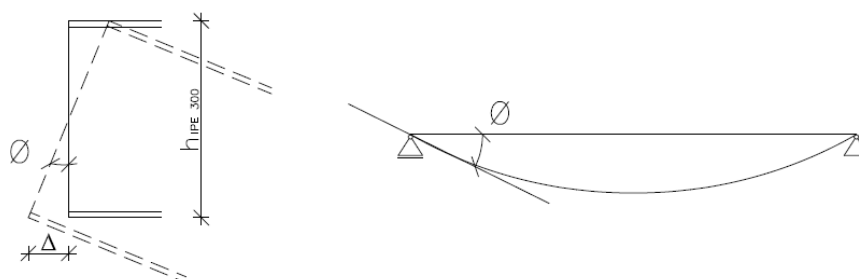
$E$  elastični modul za jeklo  $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$I_y$  vztrajnostni moment sekundarnega sovprežnega nosilca (glej točko 6.2.5.2)

$$\text{tg } \phi = \frac{\Delta}{h/2_{(IPE\ 300)}} \quad \rightarrow \quad \Delta = \text{tg } \phi \cdot h/2_{(IPE\ 300)} = \text{tg } 5,82^\circ \cdot 15 \text{ cm} = 0,09 \text{ cm}$$

Izberemo zadostno razdaljo  $\Delta$ :

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



Slika 139: Zasuk sekundarnega sovprežnega nosilca IPE 300

## II. Število in razporeditev vijakov

SIST EN 1993-1-8:2005. 3.5

Izberemo višino vezne pločevine:

$$h_{vp} = h_w - (50 \text{ mm} - t_f - r) = 248 \text{ mm} - (50 \text{ mm} - 10,7 \text{ mm} - 15 \text{ mm}) = 223,7 \text{ mm}$$

$$h_{vp} \approx 220 \text{ mm}$$

Izberemo vijake:  $2 \cdot M22\ 8.8$   $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$a_1 \geq 1,5 \cdot d_0 = 52,8 \text{ mm} \rightarrow 55 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{h_{vp} - 2 \cdot a_1}{n-1} = \frac{220 \text{ mm} - 2 \cdot 55 \text{ mm}}{2-1} = 110 \text{ mm}$$

$$a_2 \geq 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 24 \text{ mm} = 48 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

$$b_v = \Delta + 2 \cdot a_2 = 10 \text{ mm} + 2 \cdot 50 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$$

$$t_{vp} = t_w = 8 \text{ mm}$$

### III. Kontrola vijakov

SIST EN 1993-1-8:2005. 3.6.1 Pr 3.4

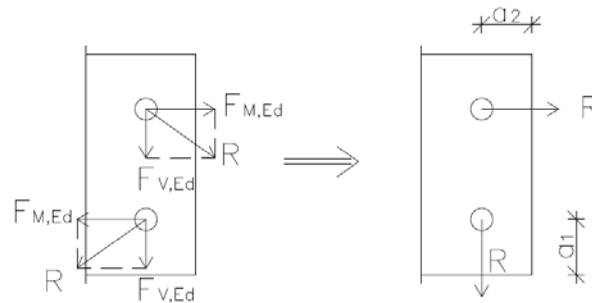
#### 1) Moment zaradi ekscentričnosti

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot e = V_{Ed} \cdot (\Delta + a_2) = 133,01 \text{ kN} \cdot (10 \text{ mm} + 50 \text{ mm}) = 798,07 \text{ kNcm}$$

$$F_{M,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot b_1/2} = \frac{798,07 \text{ kNcm}}{11 \text{ cm}} = 72,55 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{133,01 \text{ kN}}{2} = 66,51 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{F_{M,Ed}^2 + F_{V,Ed}^2} = \sqrt{72,55^2 + 66,51^2} = 98,42 \text{ kN}$$



Slika 140: Raznos obtežbe na vijaka

#### 2) Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$R = 98,42 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 116,4 \text{ kN}$$

#### 3) Kontrola bočne nosilnosti vijaka

– kontrola zgornjega vijaka:

$$k_1 = \min \left( 2,8 \cdot \frac{a_1}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \cdot \frac{b_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) = \min \left( 2,8 \cdot \frac{55}{24} - 1,7 ; 1,4 \cdot \frac{110}{24} - 1,7 ; 2,5 \right)$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 ; \frac{a_2}{3 \cdot d_0} \right) = \left( \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{43,0 \text{ kN/cm}^2} ; 1,0 ; \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 24 \text{ mm}} \right) = 0,694$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{vp}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,694 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,2 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 105,1 \text{ kN}$$

$$R = 98,42 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 105,1 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 116,4 \text{ kN} \rightarrow \text{Duktilnost spoja je zagotovljena}$$



– kontrola spodnjega vijaka:

$$k_1 = \min \left( 2,8 \cdot \frac{a_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \cdot \frac{b_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) = \min \left( 2,8 \cdot \frac{50}{24} - 1,7 ; 1,4 \cdot \frac{110}{24} - 1,7 ; 2,5 \right)$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 ; \frac{a_1}{3 \cdot d_0} \right) = \left( \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{43,0 \text{ kN/cm}^2} ; 1,0 ; \frac{55 \text{ mm}}{3 \cdot 24 \text{ mm}} \right) = 0,764$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{vp}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,694 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,2 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 115,6 \text{ kN}$$

$$R = 98,42 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 115,6 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 116,4 \text{ k} \rightarrow \text{Duktilnost spoja je zagotovljena}$$

**IV. Kontrola vezne pločevine****1) Zvar med nosilcem IPE 500 in vezno pločevino** SIST EN 1993-1-8:2005. 4.5.3.2

Predpišemo polnonosilni kotni zvar med nosilcem in čelno pločevino:

$$a_{max} = 0,48 \cdot t_v = 0,48 \cdot 8 \text{ mm} = 3,84 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } a = 4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} = h_{vp} = 220 \text{ mm}$$

$$A_{zv} = l_{zv} \cdot a = 22,0 \text{ cm} \cdot 0,4 \text{ cm} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$v_{II} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot A_{zv}} = \frac{133,01 \text{ kN}}{2 \cdot 8,8 \text{ cm}^2} = 7,56 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{II} = 7,56 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vwd} = 23,37 \text{ kN/cm}^2$$

**2) Strižna nosilnost (neto prerez 1-1)**

SIST EN 1993-1-1:2005. 6.2.6

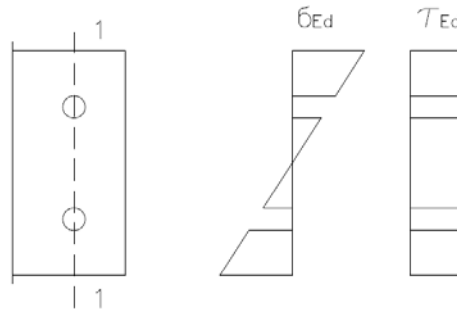
$$A_v = (h_v - n \cdot d_0) \cdot t_v = (22,0 \text{ cm} - 2 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 0,8 \text{ cm}$$

$$A_v = 13,76 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 13,76 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 282,02 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 133,01 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 282,02 \text{ kN}$$

### 3) Interakcija strig - upogib (neto prerez 1-1)



Slika 141: Prerez vezne pločevine na mestu oslabitve

$$I_y = \frac{h_{vp}^3 \cdot t_{vp}}{12} - n \cdot \left( \frac{d_0^3 \cdot t_{vp}}{12} \right) - d_0 \cdot t_{vp} \cdot \left( 2 \cdot \left( \frac{b_1}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_y = \frac{22,0 \text{ cm}^3 \cdot 0,8 \text{ cm}}{12} - 2 \cdot \left( \frac{2,4^3 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm}}{12} \right) - 2,4 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm} \cdot \left( 2 \cdot \left( \frac{11,0 \text{ cm}}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_y = 591,87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot h_{vp}}{2 \cdot I_y} = \frac{798,07 \text{ kNcm} \cdot 22,0 \text{ cm}}{2 \cdot 591,87 \text{ cm}^4} = 14,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{vn}} = \frac{133,01 \text{ kN}}{13,76 \text{ cm}^2} = 9,66 \text{ kN/cm}^2$$

#### Missesov pogoj tečenja:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + \tau_{Ed}^2} = \sqrt{14,83^2 + 9,66^2} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + \tau_{Ed}^2} = 17,69 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 20,49 \text{ kN/cm}^2$$

### 4) Strižni iztrg vijakov

SISIT EN 1993-1-8:2005. 3.10.2 (3)

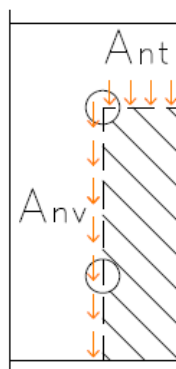
$$A_{nt} = \left( a_2 - \frac{d_0}{2} \right) \cdot t_{vp} = \left( 5,0 \text{ cm} - \frac{2,4 \text{ cm}}{2} \right) \cdot 0,8 \text{ cm} = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (1 \cdot b_1 + a_1 - 1,5 \cdot d_0) \cdot t_v = (1 \cdot 11 \text{ cm} + 6 \text{ cm} - 1,5 \cdot 2,4 \text{ cm}) \cdot 0,8 \text{ cm} = 10,72 \text{ cm}^2$$

Kjer sta:

$A_{nt}$  neto prerez pločevine v nategu

$A_{nv}$  neto prerez pločevine v strigu



Slika 142: Strižni iztrg vijakov

$$V_{eff,Rd} = 0,5 \cdot A_{nt} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 0,5 \cdot 3,04 \text{ cm}^2 \cdot \frac{49 \text{ kN/cm}^2}{1,25} + 10,72 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$V_{Ed} = 133,01 \text{ kN} \leq V_{eff,Rd} = 279,3 \text{ kN}$$

## V. Kontrola nosilca IPE 300 S 275

### 1) Strižna nosilnost (prerez 1 - 1)

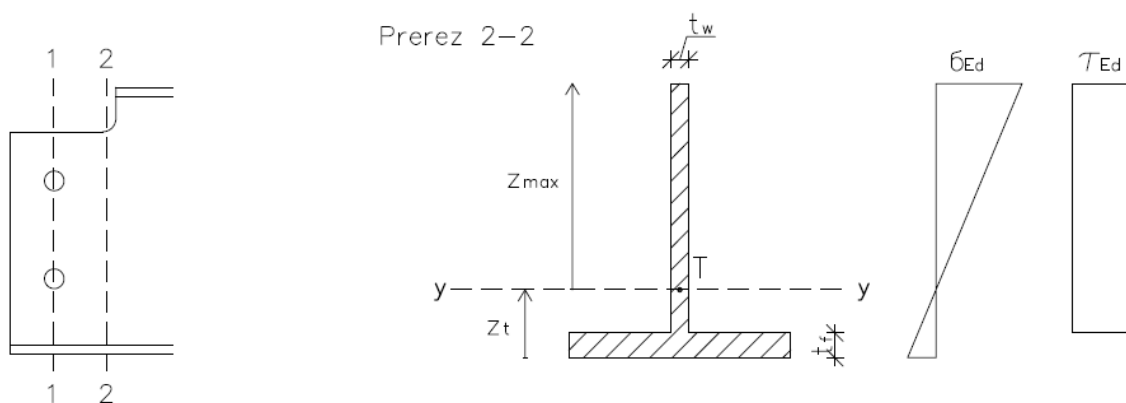
$$A_v = (h_w - (5,0 \text{ cm} - t_f)) \cdot t_w = (24,8 \text{ cm} - (5,0 \text{ cm} - 1,07 \text{ cm})) \cdot 0,71 \text{ cm} = 14,82 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 14,82 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 235,30 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 133,01 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 235,30 \text{ kN}$$

### 2) Upogibna nosilnost

- prerez 1 - 1 ni kritičen
- prerez 2 - 2 preverimo na upogibno nosilnost



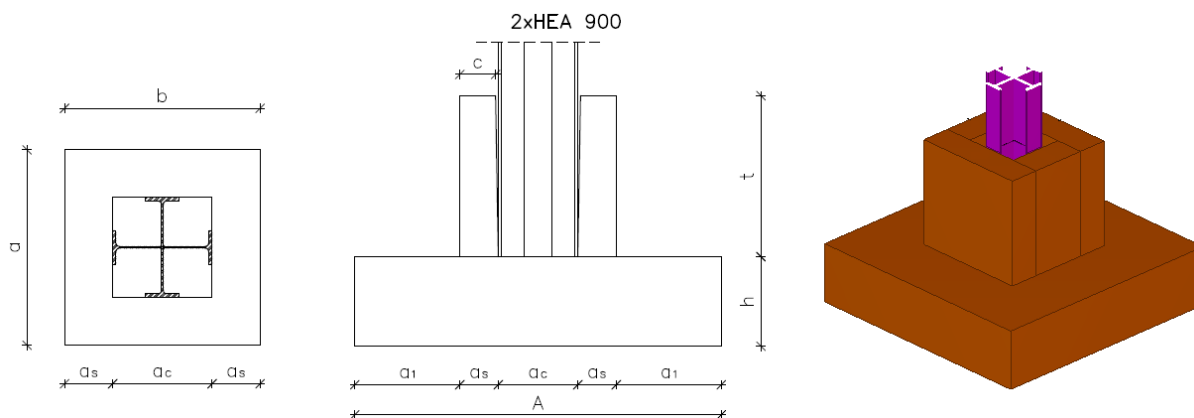
Slika 143: Prerez sekundarnega sovprežnega nosilca na mestu oslabitve



### Čašasti temelj

– dolžina temelja	$A = 410 \text{ cm}$
– širina temelja	$B = 410 \text{ cm}$
– dolžina čaše	$a = 195 \text{ cm}$
– širina čaše	$b = 195 \text{ cm}$
– debelina čaše (zgoraj)	$c = 50 \text{ cm}$
– višina čaše	$t = 180 \text{ cm}$
– višina temelja	$h = 100 \text{ cm}$
– debelina čaše (spodaj)	$a_s = 53 \text{ cm}$
– notranje dimenzije čaše	$a_c = 89 \text{ cm}$

### 9.4.3 Zasnova spoja



Slika 144: Zasnova čašastega temelja

### 9.4.2 Obremenitev spoja

Pri dimenzioniranju in kontroli spoja obravnavamo stebre, ki so vpeti v čašaste temelje, kot konzolno vpete. Upoštevamo polnonosilni moment stebra ter osne sile iz seizmičnega projektnega stanja. Dimenzioniramo polnonosilni spoj, podobno kot pri točki 9.1.2:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

$$M_{pl,Rd,prečke} = 468,05 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.8.8; Kontrolo II})$$

$$M_{pl,Rd,stebra} = 3372,11 \text{ kNm} \quad (\text{glej točko 8.9.3; Kontrolo V})$$

$$N_{Ed,max}(\text{tlak}) = -1971,31 \text{ kN} \quad (\text{glej točko 8.9.2})$$

$$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 3372,1 \text{ kNm} = 4636,64 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{M_{pl,Rd,stebra} + M_{pl,Rd,prečke}}{h} = \frac{3372,11 \text{ kNm} + 468,05 \text{ kNm}}{4,0 \text{ m}} = 960,04 \text{ kN}$$

### 9.4.4 Dimenzioniranje čašastega temelja

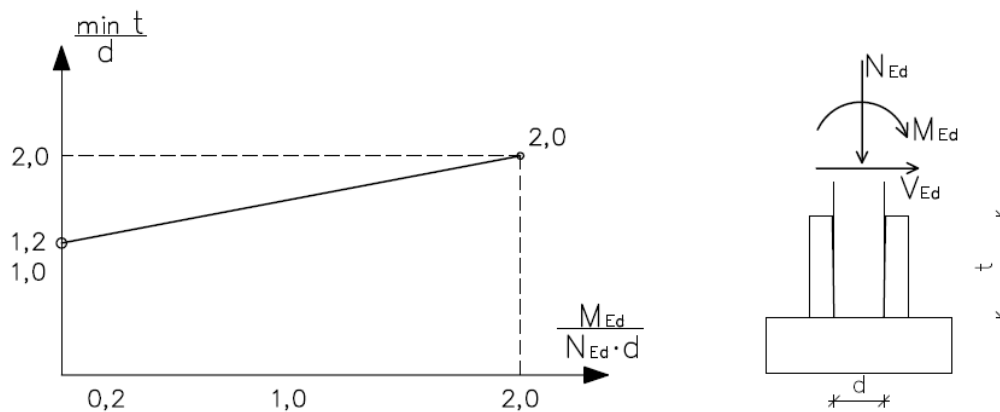
#### I. Določitev višine čaše

Višino čaše določimo iz pogoja po Hettler-ju:

- pri  $\frac{M_{Ed}}{N_{Ed,max} \cdot d} \leq 0,15 \rightarrow t \geq 1,2 \cdot d$
- pri  $\frac{M_{Ed}}{N_{Ed,max} \cdot d} = 2,0 \rightarrow t \geq 2,0 \cdot d$

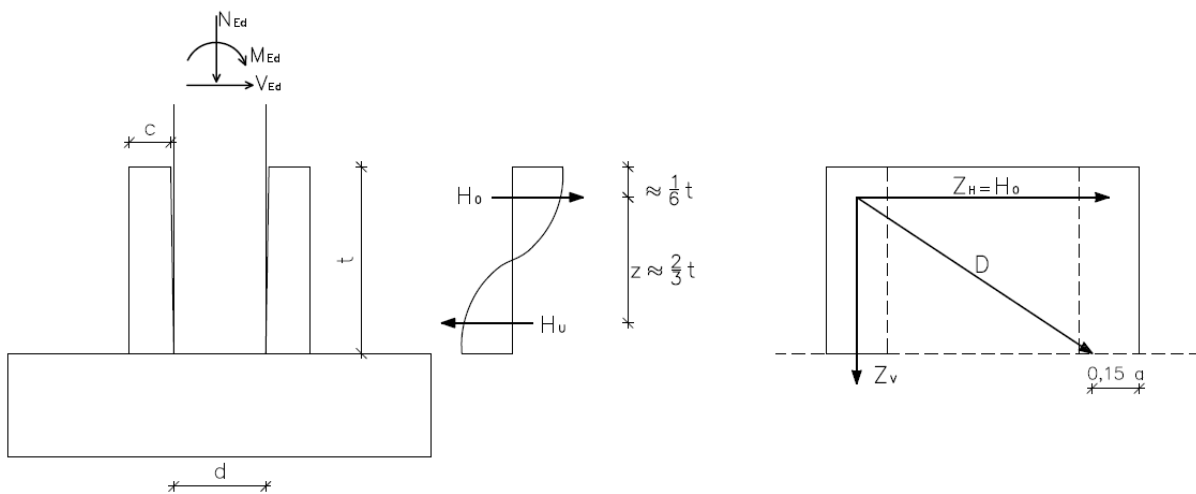
$$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed,max} \cdot d} = \frac{4636,64 \text{ kNm}}{1971,31 \text{ kN} \cdot 0,89 \text{ m}} = 2,64 \rightarrow t \geq 2,0 \cdot d = 2,0 \cdot 0,89 \text{ m} = 1,78 \text{ m}$$

Izberemo višino čaše:  $t = 1,80 \text{ m}$



Slika 145: Določitev višine (Hettler)

#### II. Dimenzioniranje sten čaše



Slika 146: Razporeditev napetosti v čaši (Hettler)

– Horizontalna stremena zgoraj

$$H_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{Ed}}{t} + \frac{5}{4} \cdot V_{Ed} = \frac{3}{2} \cdot \frac{4636,64 \text{ kNm}}{1,80 \text{ m}} + \frac{5}{4} \cdot 960,04 \text{ kN} = 5063,94 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{a,z} = \frac{H_0}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{5063,94 \text{ kN}}{2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 58,23 \text{ cm}^2$$

Izberemo armaturo v čaši zgoraj: 16 Ø22 ( $A_{a,z,dej} = 60,8 \text{ cm}^2$ ); horiz. zaprta stremena  $n = 8$

– Horizontalna stremena spodaj

$$H_u = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{Ed}}{t} + \frac{1}{4} \cdot V_{Ed} = \frac{3}{2} \cdot \frac{4636,64 \text{ kNm}}{1,80 \text{ m}} + \frac{1}{4} \cdot 960,04 \text{ kN} = 4103,88 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{a,s} = \frac{H_u}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{2171,94 \text{ kN}}{2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 47,19 \text{ cm}^2$$

Izberemo armaturo v čaši spodaj: 14 Ø20 ( $A_{a,s,dej} = 43,9 \text{ cm}^2$ ); horiz. zaprta stremena  $n = 7$

– Vertikalna stremena v vogalu

$$\tan \alpha = \frac{5}{6} \cdot \frac{t}{0,85 \cdot a - (c/2)} = \frac{5}{6} \cdot \frac{1,8 \text{ m}}{0,85 \cdot 1,75 \text{ m} - (0,4 \text{ m}/2)} = 1,165$$

$$z_v = H_0 \cdot \tan \alpha = 5063,94 \text{ kN} \cdot 1,165 = 5899,49 \text{ kN}$$

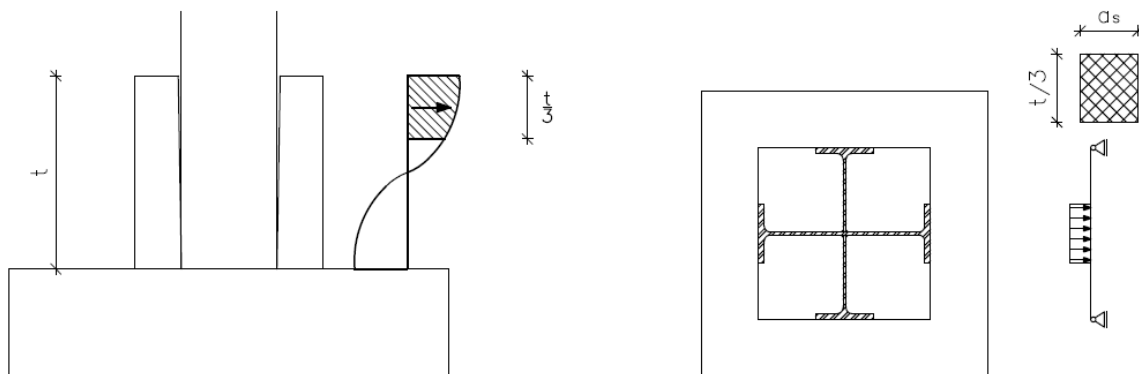
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{a,v} = \frac{H_0}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{5063,94 \text{ kN}}{2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 67,84 \text{ cm}^2$$

Izberemo armaturo v vogalih čaše: 18 Ø22 ( $A_{a,s,dej} = 68,4 \text{ cm}^2$ ); horiz. zaprta stremena  $n = 9$

#### 9.4.5 Kontrole čašastega temelja

Kontrolo stene čašastega temelja izvedemo tako, da obravnavamo izsek stene čaše, kot prostoležeči nosilec (glej sliko 147), na katerem izvedemo kontrolo izbrane armature in kontrolo povesa.

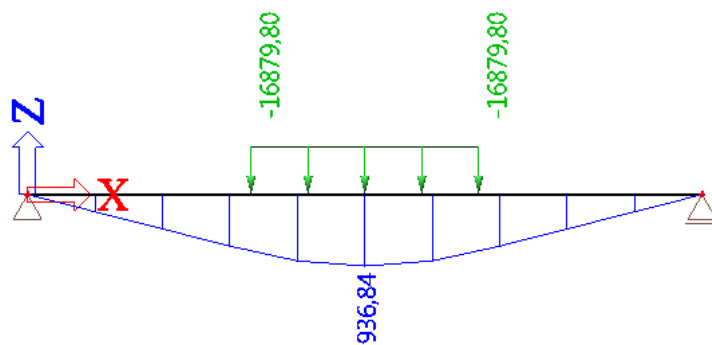


Slika 147: Kontrola stene čašastega temelja

### I. Kontrola izbrane armature

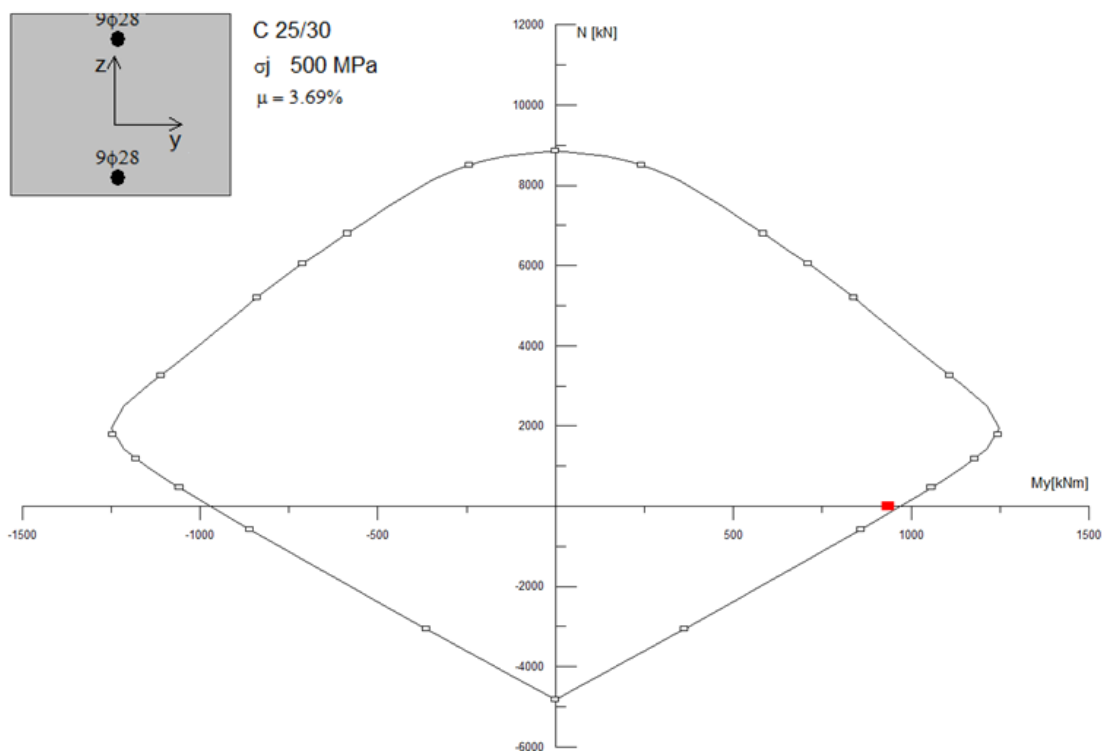
Izbrano armaturo preverimo še za upogibne obremenitve, ki nastopijo v steni čaše. Upogibno odpornost prečnega prereza in potrebno količino armature določimo s programom DIAS (UL FGG, 1999).

- Horizontalna stremena zgoraj



Slika 148: Upogibne obremenitve  $M_y$  [kNm] v steni čaše zgoraj

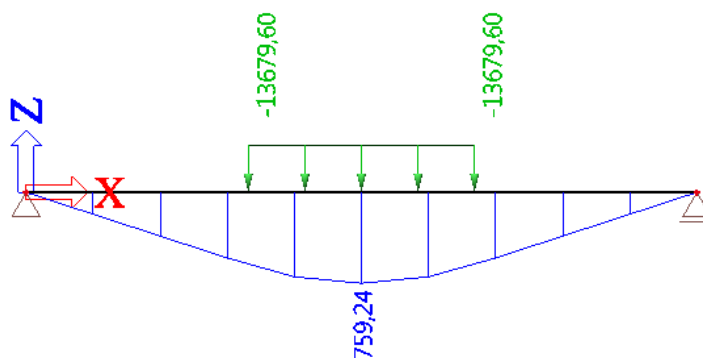




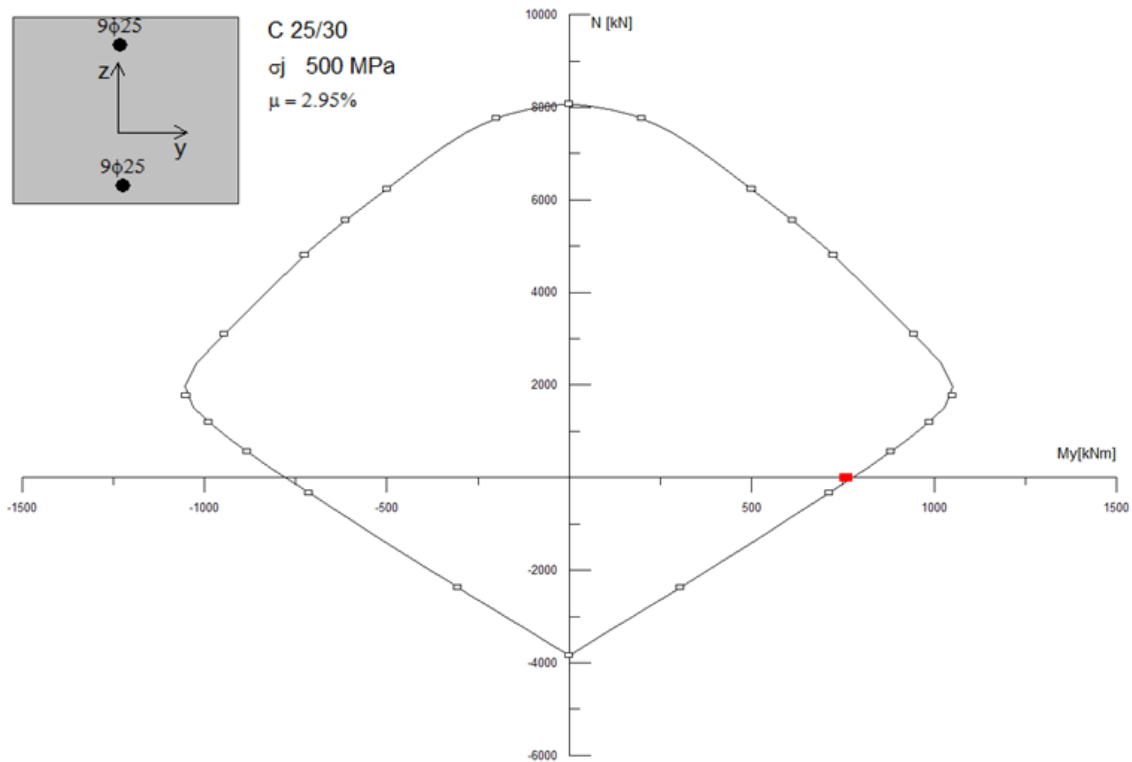
Slika 149: Dimenzioniranje armature v steni čaše zgoraj s programom DIAS

Nove dim. armature v čaši zgoraj: 18  $\emptyset 28$  ( $A_{a,z,dej} = 110,8 \text{ cm}^2$ ); horiz. zaprta stremena  $n = 9$

– Horizontalna stremena spodaj



Slika 150: Upogibne obremenitve  $M_y$  [kNm] v steni čaše spodaj



Slika 151: Dimenzioniranje armature v steni čaše spodaj s programom DIAS

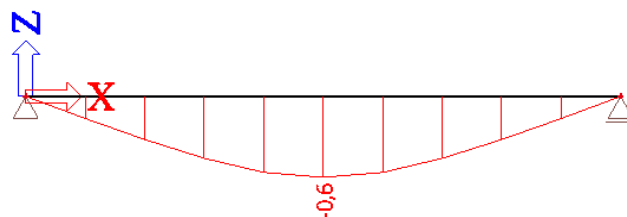
Novo dim. armature v čaši zgoraj: 18  $\emptyset 25$  ( $A_{a,z,dej} = 75,4 \text{ cm}^2$ ); horiz. zaprta stremena  $n = 9$

## II. Kontrola povosov

SISIT EN 1992-1-1:2005. 7.4.1

Največji pomik stene čašastega temelja:

$$w = 0,6 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{890 \text{ mm}}{250} = 3,56 \text{ mm}$$

Slika 152: Pomik stene čaše  $u_z$  [mm]

## 10 DIMENZIONIRANJE TEMELJEV

Temelji so konstrukcijski elementi, ki prenašajo obtežbe objekta na temeljna tla. Dimenzije temeljev morajo biti takšne, da se obtežba objekta razporedi na zadostno temeljno površino za potrebno nosilnost in stabilnost objekta. Temelje dimenzioniramo glede na izmerjeno ali predvideno nosilnost zemljine, kjer se objekt nahaja.

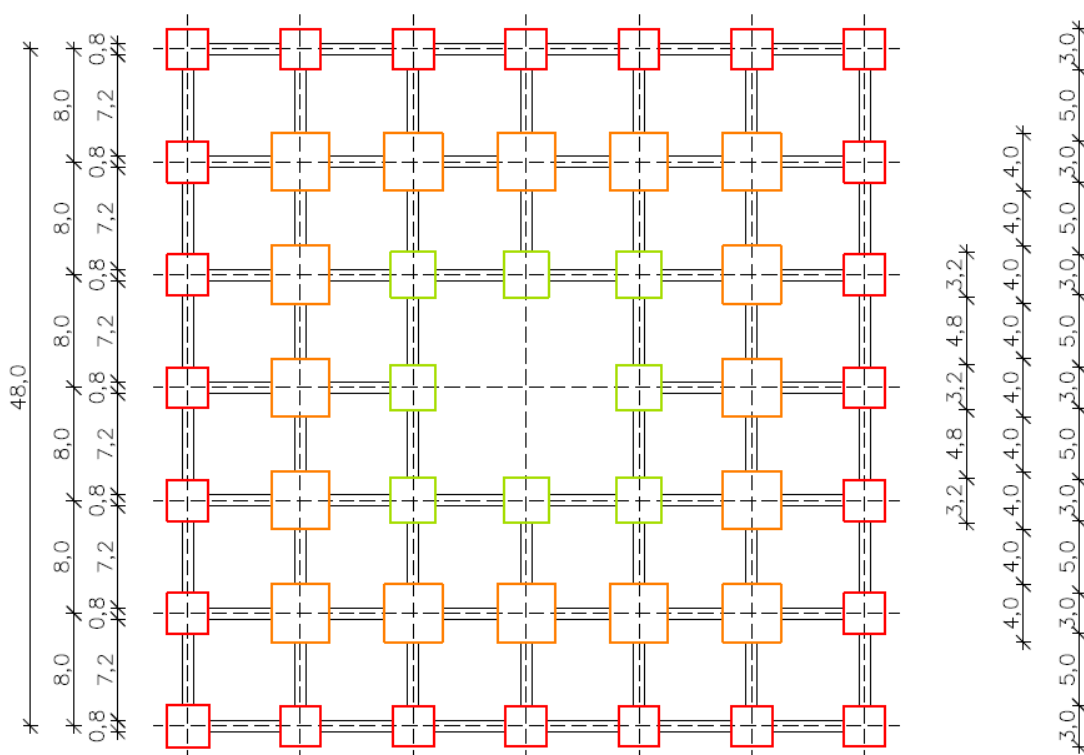
Temeljenje objekta izvedemo plitvo, s pasovnimi temelji na globini pod mejo zmrzovanja. Plitvo temeljenje lahko izvedemo, če je na območju objekta ustrezna nosilnost tal, zadostna varnost pred zdrsom, sprejemljivi predvideni posedki in zasuki ter ni nevarnosti izpiranja tal pod temelji.

Objekt se bo nahajal v Ljubljani na območju Bežigrada, kjer so dobro nosilna tla sestavljena pretežno iz gramoza in peska. Podtalnica se nahaja 30 m pod površjem in nima nobenega vpliva na nosilnost temeljnih tal. Temelje dimenzioniramo na notranje sile in momente, ki jih povzročata obremenitve objekta in kontaktni tlaki temeljnih tal.

### 10.1 Dimenzioniranje temeljev glede na obremenitve iz stat. analize nosilnega sistema

#### 10.1.1 Zasnova temeljev

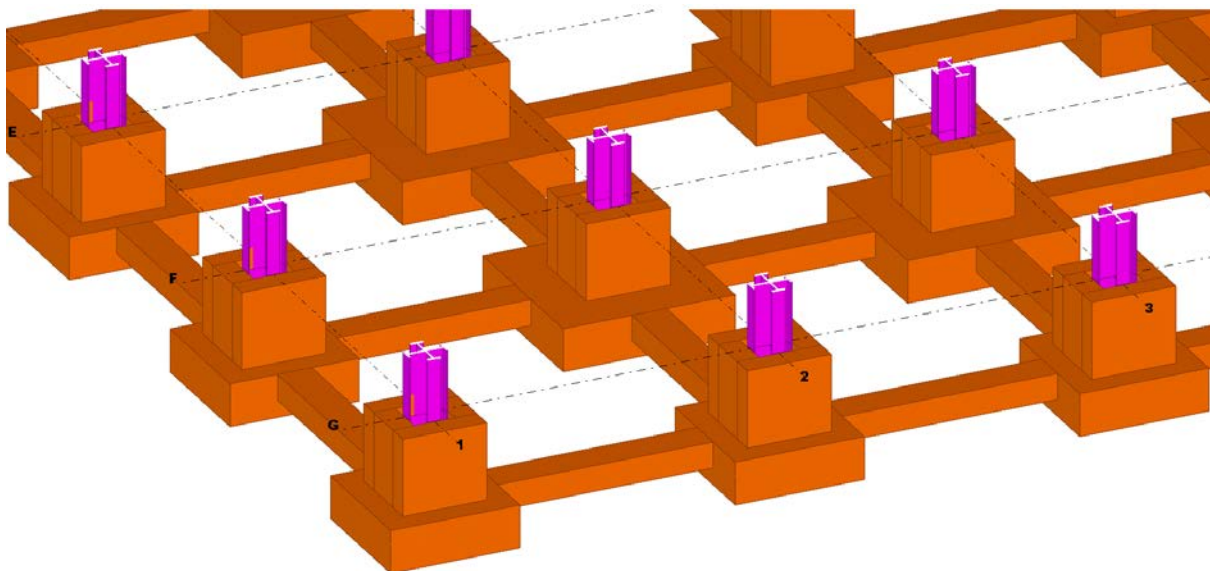
Predpostavimo pasovne temelje dolžine 48 m. Pasovni temelji iste dimenzije potekajo enako v smeri X in Y za vse okvirje. Na mestu spoja steber-temelj je pasovni temelj razširjen, zaradi raznosa obtežbe.



Slika 153: Zasnova temeljev glede na obremenitve iz statične analize (tloris)

### Dimenzije temeljev:

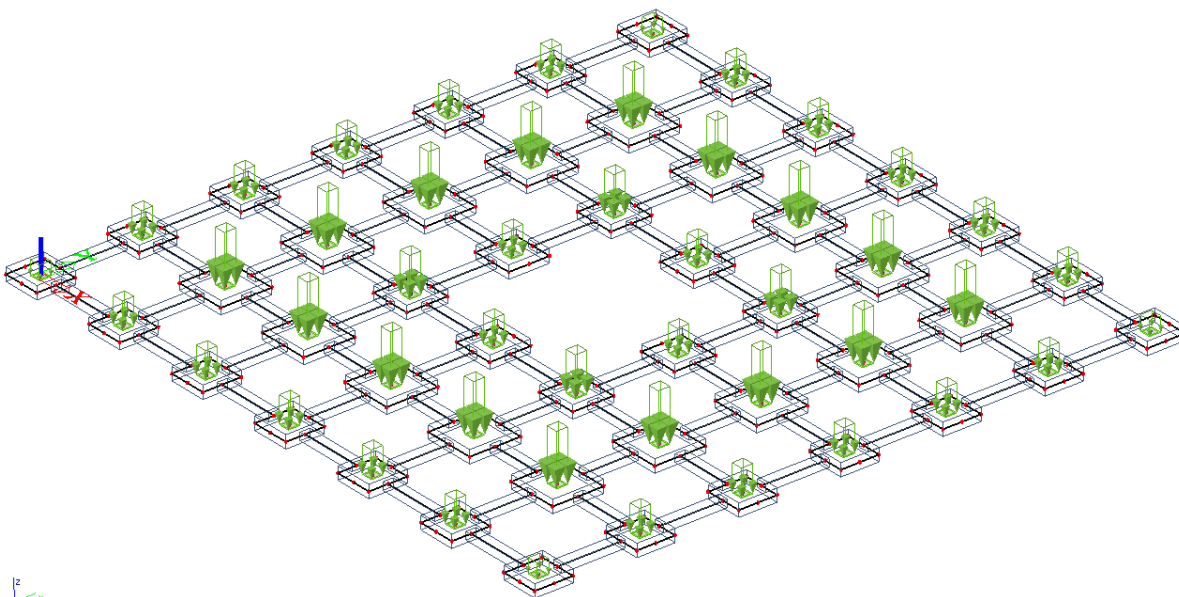
- |                      |                        |  |
|----------------------|------------------------|--|
| – pasovni temelji    |                        | $l/b/h = 48\text{ m}/0,8\text{ m}/0,6\text{ m}$  |
| – območje razširitve | notranji okvirji       | $l/b/h = 4,0\text{ m}/4,0\text{ m}/1,0\text{ m}$ |
|                      | zunani okvirji         | $l/b/h = 3,0\text{ m}/3,0\text{ m}/1,0\text{ m}$ |
|                      | zunani okvirji (atrij) | $l/b/h = 3,2\text{ m}/3,2\text{ m}/1,0\text{ m}$ |



Slika 154: Prikaz dimenzij temeljev v 3D obliki (Tekla Structure 18)

### 10.1.2 Obremenitve na temelje

Za dimenzioniranje temeljev uporabimo obremenitve iz statične analize. Dane obremenitve vnesemo v nov 3D model temeljev v programu Scia (glej sliko 155).



Slika 155: Podana obtežba na temelje; statična analiza

### 10.1.3 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

#### I. Modul reakcije tal

Modul reakcije tal je po definiciji razmerje med dejanskimi napetostmi v temeljnih tleh in posedkom tal. Modul reakcije tal ni karakteristika posameznega sloja zemljine, temveč je karakteristika za celotna tla – več slojev zemljine skupaj. Je takšna karakteristika tal, ki je ne moremo določiti neposredno s terenskimi ali z laboratorijskimi preizkusi, temveč v literaturi najdemo izkustvene vrednosti za module reakcije tal za različne vrste zemljin, velikosti obremenitev in obliko bremenske ploskve.

Tla so dobro nosilna, sestavljena pretežno iz gramoza in peska, vpliva talne vode ni, tako da v literaturi (skripta Janko Logar, plitvo temeljenje - glej vir 23) iz tabele odčitamo vrednosti po Terzaghiju. Vrednost modula reakcije tal iz tabele za bremensko ploskev kvadratne oblike 30·30 cm znaša:

$$k = 42000 \text{ kN/m}^3$$

Za pasovne temelje je potrebno korigirati odčitano vrednost modula reakcije tal glede na njegove dimenzije.

$$k_{pas.t.} = k \cdot B = 42000 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,8\text{m} = 33600 \text{ kN/m}^2$$

#### II. Kontaktni tlaki med temelji in zemljino ter kontrola nosilnosti tal

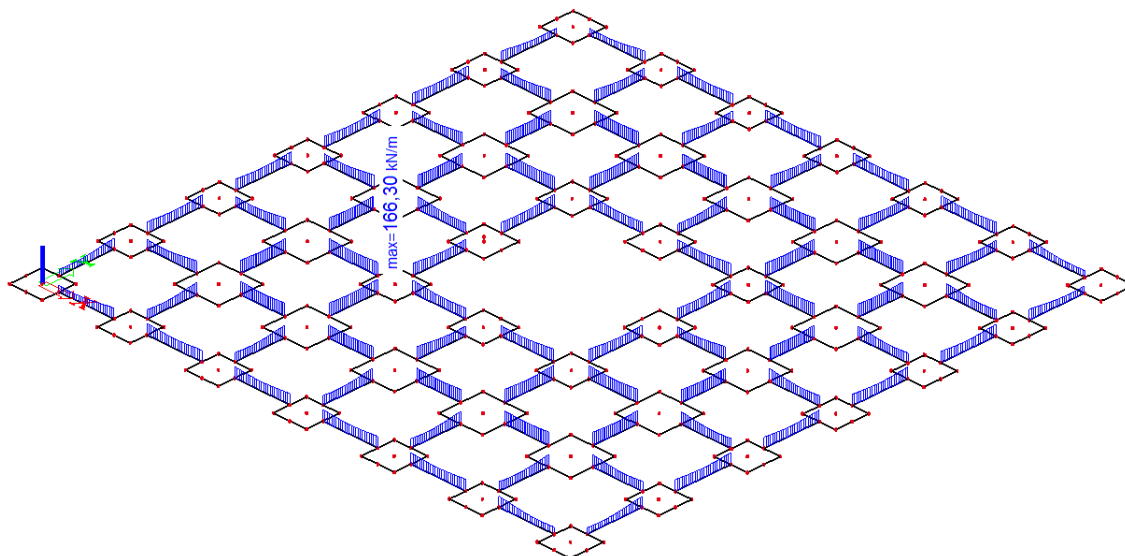
Razporeditev kontaktnih tlakov je odvisno od stopnje togosti temeljev in deformabilnosti temeljnih tal. Natančnost izračuna kontaktnih tlakov pa je odvisna od izbire modela s katerim opišemo ponašanje tal. Za izračun kontaktnih tlakov smo izbrali Winklerjev model, ki temelji na modulu reakcije tal.

Kontaktne tlake izračunamo v programu Scia Engineer 2012, kjer kot rezultat dobimo reakcije elastičnih vzmeti. Pri pasovnih temeljih je potrebno dobljene reakcije  $R_z$  korigirati glede na dimenzije temelja, tako da se jih deli s širino pasovnega temelja. Reakcije na območju razširitve temelja predstavljajo direktno kontaktne tlake in jih ni potrebno korigirati.

Projektne nosilnosti temeljnih tal v okviru diplomske naloge nismo izračunali, ampak smo predpostavili neko povprečno vrednost glede na sestavo tal, kjer se nahaja objekt. Predpostavili smo nosilnost temeljnih tal, kjer projektne napetosti znašajo  $q_{mej} = 220 \text{ kN/m}^2$ . Izračunani kontaktni tlaki morajo biti manjši od mejnih napetosti v temeljnih tleh, ki jih preverimo s kontrola nosilnosti temeljnih tal. Kontrolo izvedemo za maksimalne kontaktne napetosti v pasovnih temeljih (temeljnih vezeh) in v temeljih na območju razširitve na mestu zunanjih in notranjih stebrov.

Mejna projektna nosilnost temeljnih tal:  $q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$

## 1) Pasovni temelji (temeljne vezi):



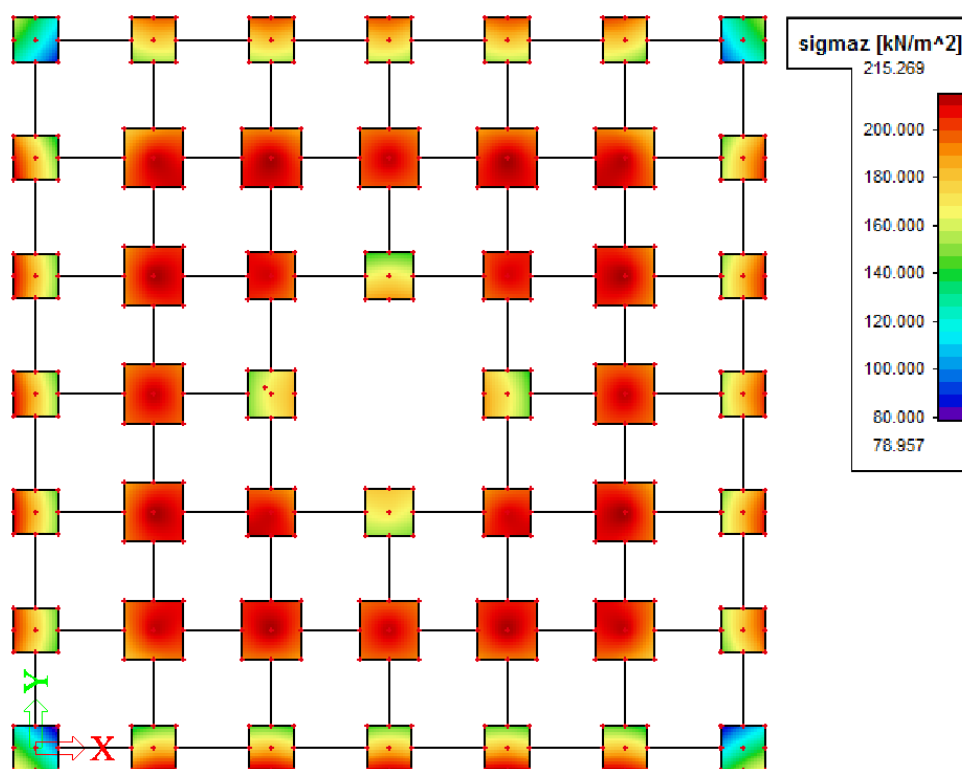
Slika 156: Kontaktne napetosti pasovnih temeljev  $q$  [kN/m]; stat. analiza

$$R_{z,max} = 166,3 \text{ kN/m} \quad B = 0,8 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{R_{z,max}}{B} = \frac{166,3 \text{ kN/m}}{0,8 \text{ m}} = 207,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max} = 207,9 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

## 2) Temelji na območju razširitve:



Slika 157: Kontaktne napetosti temeljev na območju razširitve  $q$  [kN/m<sup>2</sup>]; stat. analiza

- na mestu notranjih stebrov:

$$q_{max} = 215,3 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

- na mestu zunanjih stebrov:

$$q_{max} = 213,0 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

- na mestu zunanjih stebrov (atrij):

$$q_{max} = 212,4 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

## 10.2 Dimenzioniranje temeljev glede na obremenitve iz potresne analize konstrukcije

### 10.2.1 Zasnova temeljev

Na izbrane dimenzije temeljev za statične obremenitve, sedaj preverimo še za potresne obremenitve. Zasnova in dimenzije temeljev so enake (glej točko 10.1.1).

### 10.2.2 Obremenitve na temelje

Podobno kot pri dimenzioniranju stebrov (glej točko 8.9), tudi za dimenzioniranje temeljev uporabimo potresne obremenitve izračunane z naslednjimi enačbami (SIST EN 1998-1:2005. 4.4.2.6 (4)):

$$N_{Fd} = N_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (N_{Fd,E} + N_{Fd,A})$$

$$M_{Fd} = M_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (M_{Fd,E} + M_{Fd,A})$$

$$V_{Fd} = V_{Fd,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (V_{Fd,E} + V_{Fd,A})$$

Učinki potresnega vpliva za temelje so določeni ob upoštevanju dodatne nosilnosti. Upoštevati moramo tudi sočasni vpliv potresa v obeh vodoravnih pravokotnih smereh. Vodoravni komponenti potresnega vpliva kombiniramo in izračunamo učinek potresnega vpliva z naslednjimi kombinacijami (glej točko 8.9):

$$E_{Fd,x} + 0,3 \cdot E_{Fd,y}$$

$$0,3 \cdot E_{Fd,x} + E_{Fd,y}$$

## I. Faktor dodatne nosilnosti

Vrednost faktorja dodatne nosilnosti  $\gamma_{Rd}$  znaša:  $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1,0 & \text{za } q \leq 3 \\ 1,2 & \text{za } q > 3 \end{cases}$

$$q_{x,y} = 6,5 \quad \rightarrow \quad \gamma_{Rd} = 1,2$$

Faktor dodatne nosilnosti  $\Omega$  za temelje je manjša od vrednosti razmerja  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  v obeh vodoravnih pravokotnih smereh v najnižjem prerezu stebra, kjer se lahko tvori plastični členek pri potresnem projektnejem stanju.

$$M_{pl,Rd} (HEA 900) = 3372,11 \text{ kNm (glej točko 8.9.3, kontrolo V.)}$$

$$\Omega_{x,y;min} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{3372,11 \text{ kNm}}{1855,41 \text{ kNm}} = 1,817$$

Preglednica 20: Vrednosti faktorja dodatne nosilnosti za dimenzioniranje temeljev

Element	$M_{Ed}$ [kNm]	$\Omega_{x,y}$	Element	$M_{Ed}$ [kNm]	$\Omega_{x,y}$
T1	1746,20	1,931	T26	1350,10	2,498
T2	1825,10	1,848	T27	1359,25	2,481
T3	1838,26	1,838	T28	1353,49	2,491
T4	1855,41	1,817	T29	1487,72	2,267
T5	1839,86	1,833	T30	1508,70	2,235
T6	1824,42	1,848	T31	1539,65	2,190
T7	1766,79	1,909	T32	1542,55	2,186
T8	1627,02	2,073	T33	1526,18	2,210
T9	1656,64	2,036	T34	1508,93	2,235
T10	1681,60	2,005	T35	1486,49	2,268
T11	1688,43	1,997	T36	1626,40	2,073
T12	1680,56	2,007	T37	1658,33	2,033
T13	1658,17	2,034	T38	1680,49	2,007
T14	1626,38	2,073	T39	1688,52	1,997
T15	1486,61	2,268	T40	1681,42	2,006
T16	1509,08	2,235	T41	1656,47	2,036
T17	1526,00	2,210	T42	1626,86	2,073
T18	1542,42	2,186	T43	1766,55	1,909
T19	1539,69	2,190	T44	1824,14	1,849
T20	1508,57	2,235	T45	1839,89	1,833
T21	1487,67	2,267	T46	1855,29	1,818
T22	1353,57	2,491	T47	1838,34	1,834
T23	1359,42	2,481	T48	1824,93	1,848
T24	1349,86	2,498	T49	1746,02	1,931



## II. Obremenitve na pasovni temelj z upoštevanjem potr. vplivov v obeh smereh

$$N_{Fd,max} = N_{Fd,G} + (\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (N_{Fd,E} + N_{Fd,A})) + 0,3 \cdot (\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (N_{Fd,E} + N_{Fd,A})) =$$

$$-1969,10 \text{ kN} + (1,2 \cdot 1,817 \cdot (-0,53 \text{ kN} - 0,01 \text{ kN})) + 0,3 \cdot (1,2 \cdot 1,817 \cdot$$

$$(-0,53 \text{ kN} - 0,01 \text{ kN})) = -1970,63 \text{ kN}$$

$$M_{Fd,max} = M_{Fd,G} + (\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (M_{Fd,E} + M_{Fd,A})) + 0,3 \cdot (\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (M_{Fd,E} + M_{Fd,A})) =$$

$$14,31 \text{ kNm} + (1,2 \cdot 1,817 \cdot (330,37 \text{ kNm} + 117,30 \text{ kNm})) + 0,3 \cdot (1,2 \cdot 1,817 \cdot$$

$$(330,37 \text{ kNm} + 117,30 \text{ kNm})) = 1283,55 \text{ kNm}$$

$$V_{Fd,max} = V_{Fd,G} + (\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (V_{Fd,E} + V_{Fd,A})) + 0,3 \cdot (\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot (V_{Fd,E} + V_{Fd,A})) = 10,90 \text{ kN}$$

$$+ (1,2 \cdot 1,817 \cdot (59,69 \text{ kN} + 26,86 \text{ kN})) + 0,3 \cdot (1,2 \cdot 1,817 \cdot (59,69 \text{ kN} +$$

$$26,86 \text{ kN})) = 256,29 \text{ kN}$$

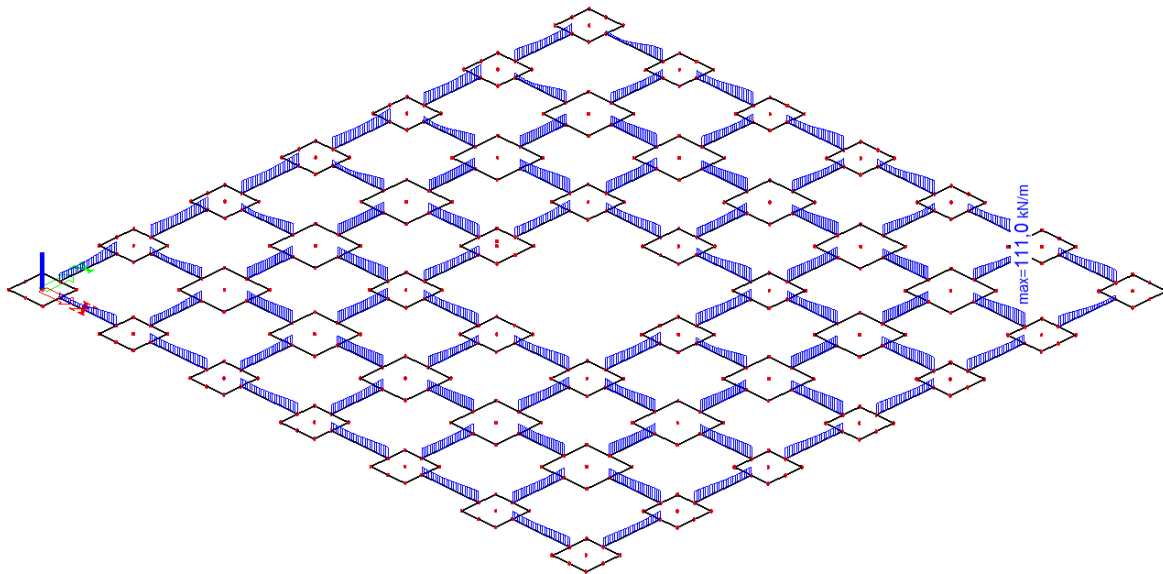
Preglednica 21: Največje vrednosti obremenitve, ki delujejo na pasovni temelj

Element	$N_{Fd}$ [kN]	$V_{Fd}$ [kN]	$M_{Fd}$ [kNm]
T4	-1005,82	82,20	1283,55
T11	-1961,43	118,37	1163,66
T14	-1266,99	-89,69	-1130,20
T30	-1970,63	-191,02	-828,75
T46	-1005,78	256,29	589,84

### 10.2.3 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

Kontrolo izvedemo za tla z mejno projektno nosilnostjo  $q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$  (glej točko 10.1.3).

## 1) Pasovni temelji (temeljne vezi)



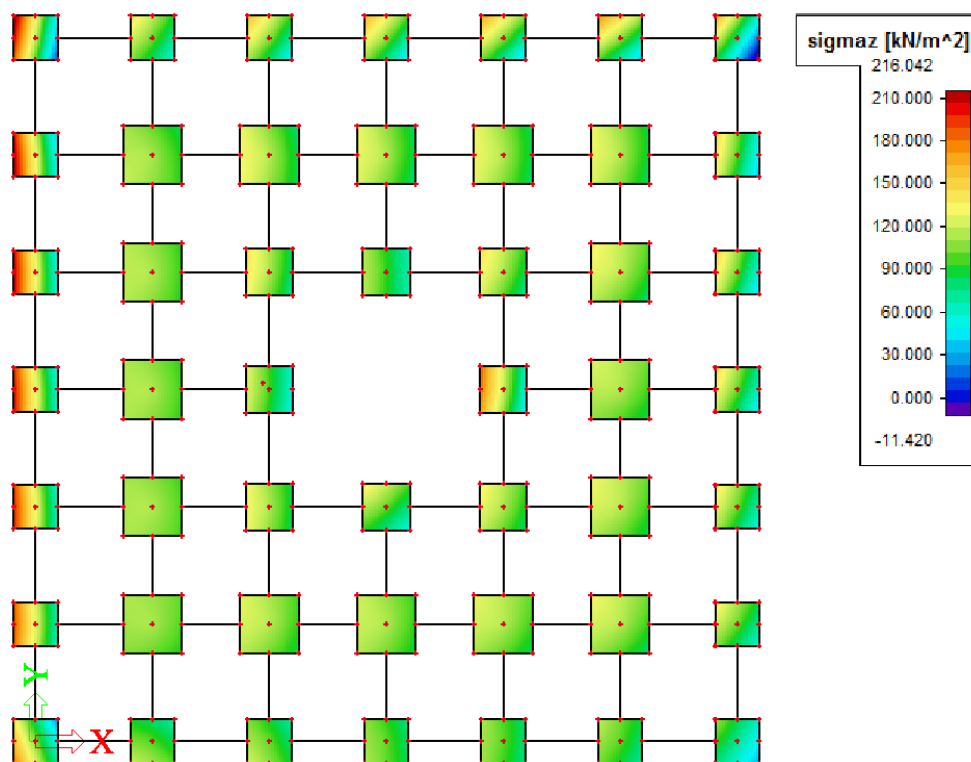
Slika 158: Kontaktne napetosti pasovnih temeljev  $q$  [kN/m]; potres, smer X

$$R_{z,max} = 111,0 \text{ kN/m} \quad B = 0,8 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{R_{z,max}}{B} = \frac{111,0 \text{ kN/m}}{0,8 \text{ m}} = 138,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max} = 138,75 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

## 2) Temelji na območju razširitve



Slika 159: Kontaktne napetosti temeljev na območju razširitve  $q$  [kN/m<sup>2</sup>]; potres, smer X

- na mestu notranjih stebrov:

$$q_{max} = 134,9 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

- na mestu zunanjih stebrov:

$$q_{max} = 216,0 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

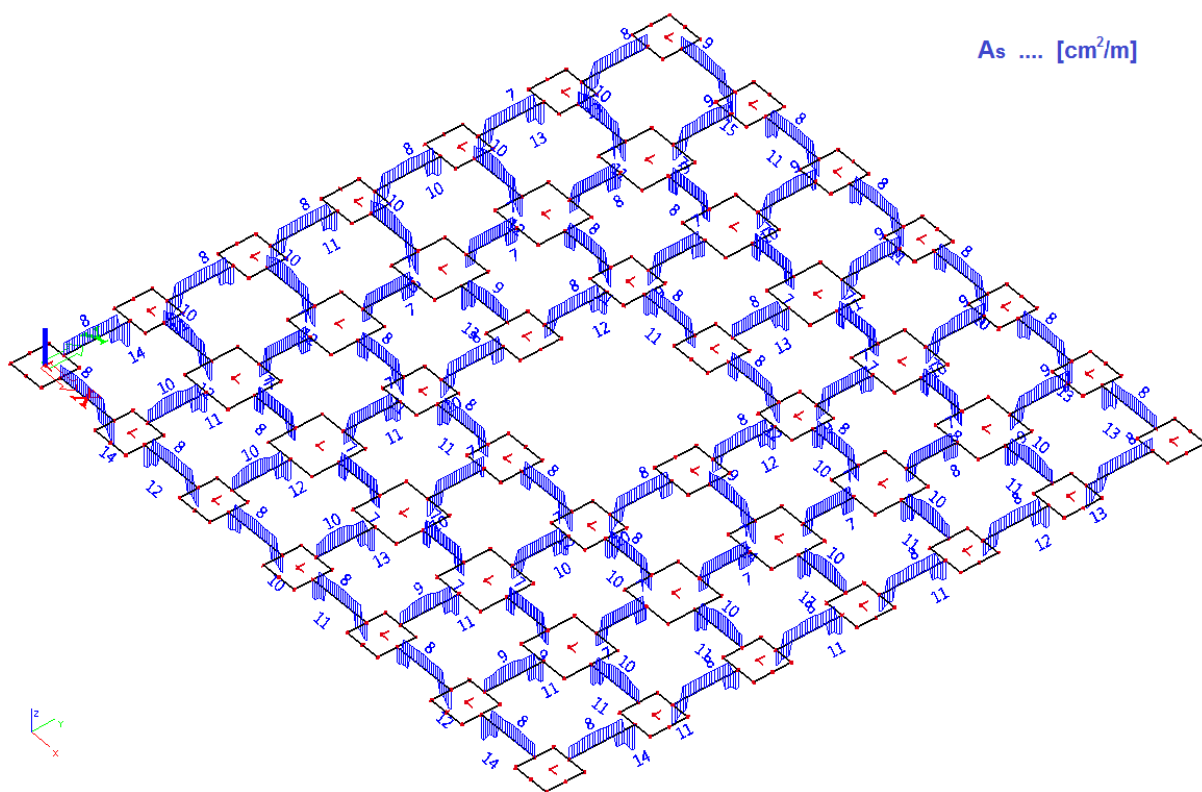
- na mestu zunanjih stebrov (atrij):

$$q_{max} = 182,0 \text{ kN/m}^2 \leq q_{mej} = 220,0 \text{ kN/m}^2$$

### 10.3 Dimenzioniranje potrebne armature za temelje

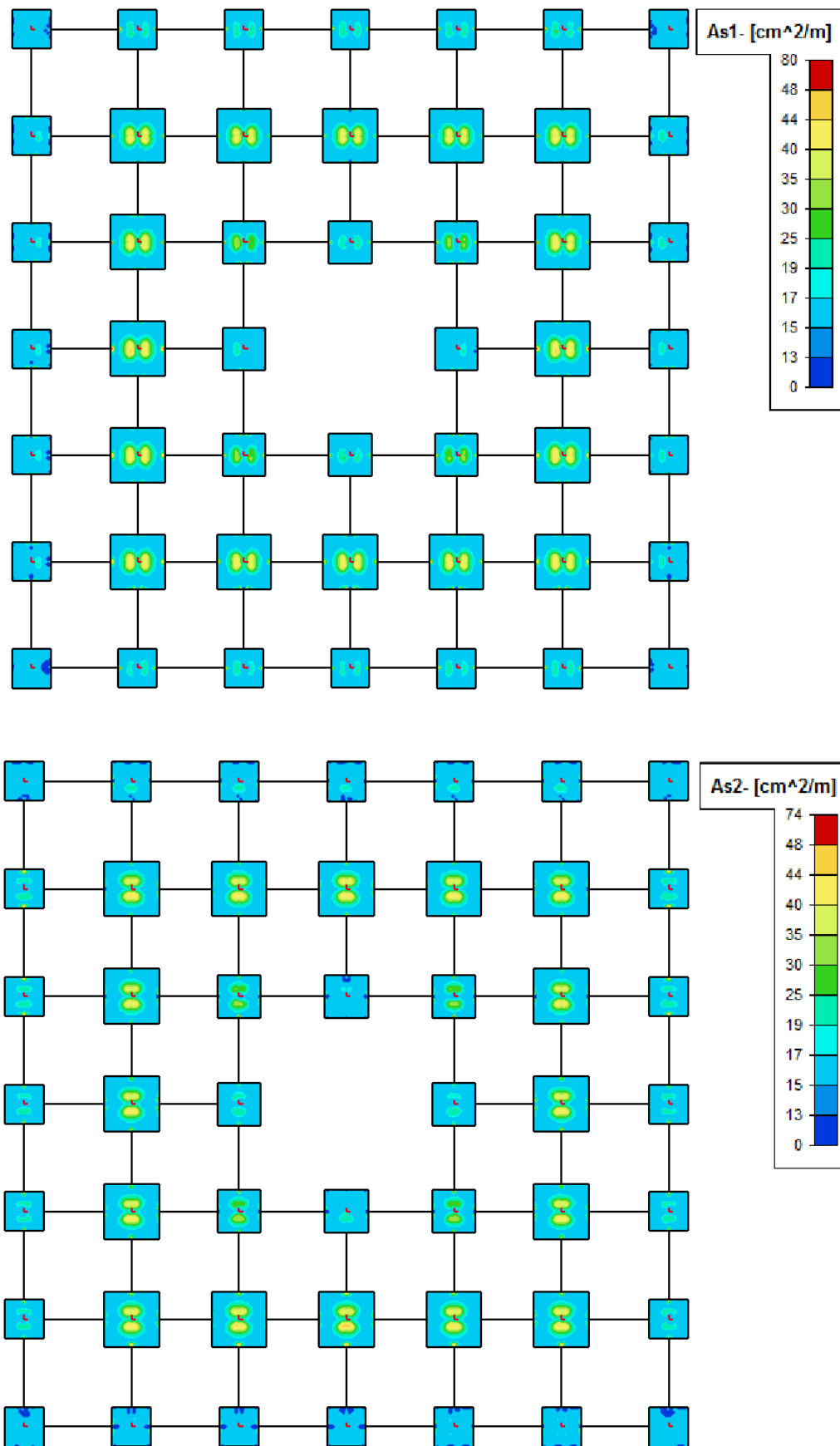
Dimenzioniramo armaturo za temelje, obremenjene z obtežbami iz statične analize nosilnega sistema. V programu Scia Engineer 2012 izvedemo preliminarni izračun potrebne količine spodnje in zgornje armature prikazane na spodnjih slikah.

#### 1) Pasovni temelji (temeljne vezi)

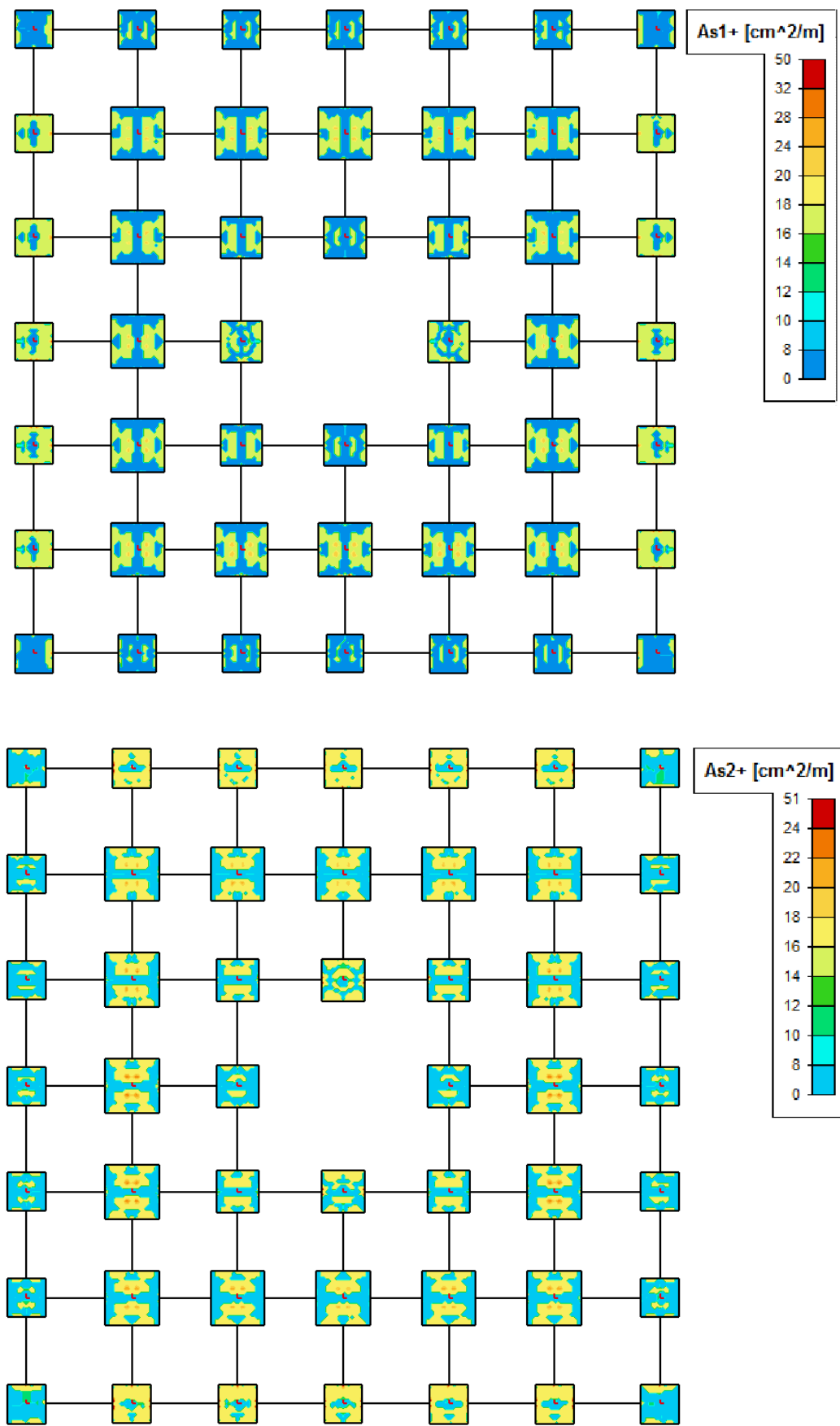


Slika 160: Preliminarni izračun spodnje in zgornje armature v pasovnih temeljih

## 2) Temelji na območju razširitve



Slika 161: Preliminarni izračun zgornje armature v temeljih na območju razširitve



Slika 162: Preliminarni izračun spodnje armature v temeljih na območju razširitve

## 11 POŽARNA ANALIZA

Jeklo ima pri sobni temperaturi odlične tlačne, natezne in torzijske lastnosti in je zelo primerno za izvedbo nosilne gradbene konstrukcije. Te lastnosti pa se pri povišani temperaturi oziroma kritični temperaturi povsem spremenijo. Jeklena konstrukcija mora v primeru požara določen čas ostati stabilna, kar dosežemo z ustrezno zaščito jeklenih nosilnih elementov. Nosilne jeklene elemente se zaščitijo s požarnimi premazi ali s požarnimi ploščami z določeno debelino zaščitnega sloja, ki jo izračunamo s pomočjo standardov Eurocode.

### 11.1 Mehanski vplivi v času požara

Za določitev ustreznih učinkov vplivov  $E_{fi,d,t}$  med izpostavljenostjo požaru je za primer nezgodnega projektnega stanja potrebno kombinirati mehanske vplive skladno s SIST EN 1990:2004. 6.4.3.3 (2):

$$E_{d,A} = \sum G_k + A_d + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

V skladu s SIST EN 1993-1-2:2005. 2.4.2 in SIST EN 1994-1-2:2006. 2.4.2 lahko učinke vplivov  $E_{fi,d,t}$  določimo z uporabo analize konstrukcije za trajno projektno stanje pri normalni temperaturi  $E_d$  s poenostavljeno metodo. Učinke  $E_d$  reduciramo s faktorjem  $\eta_{fi}$ :

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

$$\eta_{fi} = \frac{E_{d,A}}{E_d} = \frac{G_k + \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = 0,46$$

Kjer so:

$E_d$  projektna vrednost notranje sile, določena pri normalni temperaturi

$E_{fi,d,t}$  projektna vrednost notranje sile, določena med izpostavljenostjo požaru

$\eta_{fi}$  faktor redukcije nivoja obremenitve pri požarnem projektnem stanju

### 11.2 Požarna analiza jeklene prečke IPE 450

Za primer požara preverimo prečko IPE 450 z enostavnimi računskimi modeli v skladu s SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2. V odvisnosti od faktorja prereza  $\frac{A_m}{V}$  in evro nomograma za razvoj temperature nezaščitene jeklene elemente določimo kritično temperaturo jeklene prečke  $\theta_{a,max,60}$ . Na podlagi te temperature se določi redukcijski faktor  $k_{y,\theta}$  s katerim reduciramo nosilnost jeklene prečke. Če prečka ne zadošča kriterijem nosilnosti je potrebno prečko ustrezno požarno zaščititi in ponoviti izračun.

Za geometrijske in materialne karakteristike sovprežne plošče glej točko 6.2.1 in 6.2.2.

## 11.2.1 Obremenitve

### Obremenitve pri sobni temperaturi:

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal  
Class : ovoj\_nelinearno\_MSN  
Selection : Named selection - prečke\_IPE450

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B378	NC4_MSN	0,000	<b>19,24</b>	203,17	-330,06
B556	NC2_MSN	8,000	7,47	<b>-208,04</b>	<b>-349,91</b>

Selection : Named selection - prečke\_IPE400

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B512	NC21_MSN	6,398	<b>30,20</b>	-167,98	-25,35
B427	NC21_MSN	8,000	2,83	<b>-195,83</b>	<b>-320,92</b>

Slika 163: Največje obremenitve jeklene prečke; statična analiza

$$V_{Ed,max} = -208,04 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = -349,91 \text{ kNm}$$

### Obremenitve pri izpostavljenosti požaru:

$$V_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot V_{Ed} = 0,46 \cdot 208,04 \text{ kN} = 95,96 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,46 \cdot 349,91 \text{ kNm} = 160,96 \text{ kNm}$$

## 11.2.2 Požarna odpornost prečke IPE 450 - kontrole

### I. Kontrola kompaktnosti

SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2.2

#### Podatki za prečko IPE 450

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,79$$

$$t_f = 14,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 9,4 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (190 - 9,4 - 2 \cdot 21) / 2 = 69,3 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{69,3 \text{ mm}}{14,6 \text{ mm}} = 4,75 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,11$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 450 - 2 \cdot 14,6 - 2 \cdot 21 = 378,8 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{378,8 \text{ mm}}{9,4 \text{ mm}} = 40,3 \leq 72 \cdot \varepsilon = 56,88$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

STRIG: 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{420,8 \text{ mm}}{9,4 \text{ mm}} = 44,76 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,79}{1,2} = 47,4$$

Stojina je kompaktna.

## II. Kontrola nosilnosti

$$A = 0,0098 \text{ m}^2$$

$$O = b + (4 \cdot t_f) + 2 \cdot (b - t_w) + 2 \cdot (h - (2 \cdot t_f)) = 190 + (4 \cdot 14,6) + 2 \cdot (190 - 9,4) + 2 \cdot (450 - (2 \cdot 14,6)) = 1451,2 \text{ mm} = 1,5 \text{ m}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{O}{A} = \frac{1,5 \text{ m}}{0,0098 \text{ m}^2} = 153,06 \frac{1}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \theta_{a,max,60} = 940,12 \text{ }^\circ\text{C}$$

Redukcijski faktor pri temperaturi 940,12 °C za R 60 znaša:  $k_{y,\theta} = 0,04$ .

### 1) upogibna nosilnost

SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2.3.3 (1)

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot M_{pl,y,Rd} = 0,04 \cdot 1 \cdot 468,05 \text{ kNm} = 18,72 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,fi} = 160,96 \text{ kNm} < M_{fi,\theta,Rd} = 18,72 \text{ kNm} \times \quad \rightarrow \quad \text{potrebna je zaščita}$$

### 2) strižna nosilnost

SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2.3.3 (6)

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot V_{Rd} = 0,04 \cdot 1 \cdot 806,88 \text{ kN} = 32,28 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,fi} = 95,96 \text{ kN} < V_{fi,\theta,Rd} = 32,28 \text{ kN} \times \quad \rightarrow \quad \text{potrebna je zaščita}$$

Kontrola upogibne in strižne nosilnosti za prečko IPE 450 se ne razide, nosilec je potrebno ustrezno zaščititi. Zaščitimo ga z mavčno kartonastimi ploščami debeline  $d_p$ . Potrebno debelino izračunamo tako, da najprej določimo najmanjši redukcijski faktor  $k_{y,\theta}$  da upogibna nosilnost še zadošča. Toplotna prevodnost mavca znaša  $\lambda_p = 0,21 \text{ W/mK}$ .



## 1) upogibna nosilnost

$$\frac{M_{Ed,fi}}{M_{fi,\theta,Rd}} = \frac{M_{Ed,fi}}{k_{y,\theta} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0$$

$$k_{y,\theta} \geq \frac{M_{Ed,fi}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{160,96 \text{ kNm}}{468,05 \text{ kNm}} = 0,344 \quad \rightarrow \quad \text{največja redukcija}$$

S pomočjo linearne interpolacije na podlagi dopustnega redukcijskega faktorja iz preglednice določimo kritično temperaturo v jeklu. Kritična temperatura v jeklu znaša  $\theta_{a,max} = 593,28 \text{ }^\circ\text{C}$ , na podlagi katere iz evro nomograma za razvoj temperature zaščiteneh jeklenih elementov odčitamo vrednost  $\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} (\theta=593,28 \text{ }^\circ\text{C}) \leq 1629,32 \text{ W/m}^3\text{K}$ .

$$\frac{A_p}{V} = \frac{(2 \cdot h) + b}{A} = \frac{(2 \cdot 0,45 \text{ m}) + 0,19 \text{ m}}{0,0098 \text{ m}^2} = 111,22 \frac{1}{\text{m}}$$

$$d_p \geq \left( \lambda_p \cdot \frac{A_p}{V} \right) / 1764,25 \text{ W/m}^3\text{K} = \frac{0,21 \text{ W/mK} \cdot 111,22 \frac{1}{\text{m}}}{1629,32 \text{ W/m}^3\text{K}} = 0,0143 \text{ m} = 1,43 \text{ cm}$$

Potrebna debelina zaščite plasti znaša 1,43 cm. Za zaščito izberemo mavčno kartonasto ploščo debeline 1,5 cm. Naredimo še kontrolo debeline z istim postopkom v obratnem vrstnem redu.

$$\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} = 1557,08 \text{ W/m}^3\text{K} \quad \theta_{a,max,60} = 582,03 \text{ }^\circ\text{C} \quad k_{y,\theta} = 0,374$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot M_{pl,y,Rd} = 0,374 \cdot 1 \cdot 468,05 \text{ kNm} = 175,05 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,fi} = 160,96 \text{ kNm} < M_{fi,\theta,Rd} = 175,05 \text{ kNm}$$

## 2) strižna nosilnost

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot V_{Rd} = 0,374 \cdot 1 \cdot 806,88 \text{ kN} = 301,77 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,fi} = 95,96 \text{ kN} < V_{fi,\theta,Rd} = 301,77 \text{ kN}$$

Po enakem postopku kot za prečko IPE 450 naredimo požarno analizo še za prečko IPE 400. Rezultate prikažemo v spodnji preglednici.

Preglednica 22: Požarna odpornost prečke IPE 400

Element	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$V_{Ed,max}$ [kN]	Kompaktnost	$\lambda_p$ [cm]	$M_{Ed,fi}/M_{fi,\theta,Rd}$	$V_{Ed,fi}/V_{fi,\theta,Rd}$
IPE 400	-320,92	-195,83	kompakten	2,0	0,77	0,25

### 11.3 Požarna analiza jeklenega stebra 2-HEA 900

Za primer požara preverimo steber 2-HEA 900 z enostavnimi računskimi modeli v skladu s SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2. Postopek kontrole je enak kot pri kontroli požarne odpornosti prečke. Na podlagi redukcijskih faktorjev  $k_{y,\theta}$  in  $k_{E,\theta}$  določimo še vitkost pri torzijskem uklonu za požarne pogoje  $\bar{\lambda}_{T,\theta}$  s katerimi izvedemo kontrolo nosilnosti in stabilnosti stebra. Če steber ne zadošča kriterijem, je potrebno steber ustrezno požarno zaščititi in ponoviti izračun.

Za geometrijske in materialne karakteristike sovprežne plošče glej točko 6.2.1 in 6.2.2.

#### 11.3.1 Obremenitve

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal  
Class : ovoj\_nelinearno\_MSN  
Selection : Named selection - stebri\_2xHEA900

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B10	NC21_MSN	0,000	<b>-4135,42</b>	6,06	-36,03
B63	NC2_MSN	3,700	-1653,03	<b>101,79</b>	173,82
B63	NC21_MSN	0,000	-1721,30	101,67	<b>-204,82</b>

Selection : Named selection - stebri\_2xHEA800

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B157	NC21_MSN	0,000	<b>-1629,31</b>	1,78	0,39
B210	NC22_MSN	1,110	-407,52	<b>137,35</b>	-48,47
B204	NC22_MSN	3,700	-390,74	-134,37	<b>-304,60</b>

Slika 164: Največje obremenitve jeklenega stebra; statična analiza

Obremenitve pri sobni temperaturi:

$$N_{Ed,max} = -4135,42 \text{ kN}$$

Obremenitve pri izpostavljenosti požaru:

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = -1904,48 \text{ kN}$$

#### 11.3.2 Požarna odpornost jeklenega stebra 2-HEA 900 - kontrole

##### I. Kontrola kompaktnosti

SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2.2

**Podatki za steber 2·HEA 900**

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \varepsilon = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,79$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$t_w = 16 \text{ mm}$$

PASNICA (previsni deli pasnic):

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (300 - 16 - 2 \cdot 30) / 2 = 112 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{112 \text{ mm}}{30 \text{ mm}} = 3,73 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,11$$

1. razred kompaktnosti

STOJINA (notranji tlačeni del):

$$c = \frac{h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{890 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 30}{2} - \frac{16}{2} = 377 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{377 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 23,56 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,07$$

1. razred kompaktnosti

Prerez spada v 1 razred kompaktnosti (plastični prerez).

$$\text{STRIG: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{830 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{2 \cdot 16 \text{ mm}} = 25,44 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,79}{1,2} = 47,42$$

Stojina je kompaktna.

**II. Kontrola nosilnosti**

SIST EN 1993-1-2:2005. 4.2.3.5

$$A = 0,0642 \text{ m}^2$$

$$O = \left( (2 \cdot b) + (4 \cdot t_f) + 2 \cdot (b - t_w) + 2 \cdot (h - (2 \cdot t_f)) \right) \cdot 2 = ((2 \cdot 300) + (4 \cdot 30) + 2 \cdot (300 - 16) + 2 \cdot (890 - (2 \cdot 30))) \cdot 2 = 5896 \text{ mm} = 5,9 \text{ m}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{O}{A} = \frac{5,9 \text{ m}}{0,0642 \text{ m}^2} = 91,90 \frac{1}{\text{m}} \rightarrow \theta_{a,max,60} = 936,58 \text{ }^\circ\text{C}$$

Redukcijski faktor pri temperaturi 936,58 °C za R 60 znaša:  $k_{y,\theta} = 0,0407$  in  $k_{E,\theta} = 0,0307$ .

**1) osna nosilnost**

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot N_{pl,Rd} = 0,0407 \cdot 1 \cdot 17655 \text{ kN} = 718,56 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,fi} = 1902,29 \text{ kN} < N_{fi,\theta,Rd} = 718,56 \text{ kN} \times \rightarrow \text{potrebna je zaščita}$$

Kontrola osne nosilnosti za steber 2-HEA 900 se ne razide, steber je potrebno ustrezno zaščititi. Zaščitimo ga z mavčno kartonastimi ploščami debeline  $d_p$ . Potrebno debelino izračunamo tako, da najprej določimo najmanjši redukcijski faktor  $k_{y,\theta}$  da osna nosilnost še zadošča. Toplotna prevodnost mavca znaša  $\lambda_p = 0,21 \text{ W/mK}$ .

### 1) osna nosilnost

$$\frac{N_{Ed,fi}}{N_{fi,\theta,Rd}} = \frac{N_{Ed,fi}}{k_{y,\theta} \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$k_{y,\theta} \geq \frac{N_{Ed,fi}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1902,29 \text{ kN}}{17655 \text{ kN}} = 0,108 \quad \rightarrow \quad \text{največja redukcija}$$

S pomočjo linearne interpolacije na podlagi dopustnega redukcijskega faktorja iz preglednice določimo kritično temperaturo v jeklu. Kritična temperatura v jeklu znaša  $\theta_{a,max} = 764,10 \text{ }^\circ\text{C}$ , na podlagi katere v tabeli za razvoj temperature zaščitenih jeklenih elementov odčitamo vrednost  $\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} (\theta=764,10 \text{ }^\circ\text{C}) \leq 2000 \text{ W/m}^3\text{K}$ .

$$\frac{A_p}{V} = \frac{4 \cdot h}{A} = \frac{4 \cdot 0,89 \text{ m}}{0,0642 \text{ m}^2} = 55,45 \frac{1}{\text{m}}$$

$$d_p \geq \left( \lambda_p \cdot \frac{A_p}{V} \right) / 2000 \text{ W/m}^3\text{K} = \frac{0,21 \text{ W/mK} \cdot 55,45 \frac{1}{\text{m}}}{2000 \text{ W/m}^3\text{K}} = 0,006 \text{ m} = 0,6 \text{ cm}$$

Potrebna debelina zaščite plasti znaša  $0,06 \text{ cm}$ . Za zaščito izberemo mavčno kartonasto ploščo debeline  $1,25 \text{ cm}$ . Naredimo še kontrolo debeline z istim postopkom v obratnem vrstnem redu.

$$\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} = 931,59 \text{ W/m}^3\text{K} \quad \theta_{a,max,60} = 452,50 \text{ }^\circ\text{C} \quad k_{y,\theta} = 0,724 \quad k_{E,\theta} = 0,528$$

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot N_{pl,Rd} = 0,724 \cdot 1 \cdot 17655 \text{ kN} = 12782,22 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,fi} = 1902,29 \text{ kN} < N_{fi,\theta,Rd} = 12782,22 \text{ kN}$$

### 2) torzijski uklon

$$\bar{\lambda}_T = 0,56 \quad (\text{glej točko 8.9.3; kontrola IV})$$

$$\bar{\lambda}_{T,\theta} = \bar{\lambda}_T \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,54 \cdot \sqrt{\frac{0,724}{0,528}} = 0,656$$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,601$$

$$\phi_{T,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{T,\theta} + \bar{\lambda}_{T,\theta}^2 \right) = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + 0,601 \cdot 0,656 + 0,656^2 \right) = 0,912$$

$$\chi_{T,\theta} = 1 / \left( \phi_{T,\theta} + \sqrt{\phi_{T,\theta}^2 + \bar{\lambda}_{T,\theta}^2} \right) = 1 / \left( 0,912 + \sqrt{0,912^2 + 0,656^2} \right) = 0,647$$

$$N_{T,\theta,Rd} = \chi_{T,\theta} \cdot N_{pl,Rd} = 0,647 \cdot 17655 \text{ kN} = 11420,78 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,fi} = 1902,29 \text{ kN} < N_{T,\theta,Rd} = 11420,78 \text{ kN}$$

Po enakem postopku kot za steber 2·HEA 900 naredimo požarno analizo še za steber 2·HEA 800. Rezultate prikažemo v spodnji preglednici.

Preglednica 23: Požarna odpornost streba 2\*HEA 800

Element	$N_{Ed,max}$ [kN]	Kompaktnost	$\lambda_p$ [cm]	$N_{Ed,fi}/N_{fi,\theta,Rd}$	$N_{Ed,fi}/N_{T,\theta,Rd}$
2·HEA 800	-1641,56	kompakten	1,25	0,066	0,071

## 11.4 Požarna analiza sovprežne plošče

Požarno analizo sovprežne plošče naredimo za prostoležečo ploščo razpona 2,67 m (razdalja med sovprežnimi nosilci). Kontrolo sovprežne plošče za primer požara naredimo skladno s SIST EN 1994-1-2:2006. 4.3 in dodatkom D, kjer preverimo toplotno izolativnost in nosilnost sovprežne plošče.

Za geometrijske in materialne karakteristike sovprežne plošče glej točko 6.1.1 in 6.1.2.

### 11.4.1 Obremenitve

- lastna teža  $g_l = 2,61 \text{ kN/m}^2$
- stalna teža  $g_s = 1,87 \text{ kN/m}^2$
- koristna teža  $q = 4,2 \text{ kN/m}^2$

Izračun obtežb obravnavamo za 1 m širine plošče:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot g_l + 1,35 \cdot g_s + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 2,61 + 1,35 \cdot 1,87 + 1,5 \cdot 4,2 = 12,34 \text{ kN/m}$$

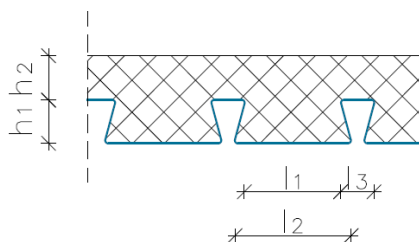
Projektni upogibni moment pri sobni temperaturi:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{12,34 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,67^2 \text{ m}^2}{8} = 11,0 \text{ kNm}$$

Projektni upogibni moment med izpostavljenostjo požaru:

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,46 \cdot 11,0 \text{ kNm} = 5,06 \text{ kNm}$$

### 11.4.2 Geometrijski parametri in območja uporabe



Slika 165: Geometrijski karakteristike sovprežne plošče za požarno analizo

$$l_1 = 11,25 \text{ cm}$$

$$h_1 = 6,9 \text{ cm}$$

$$l_2 = 13,75 \text{ cm}$$

$$h_2 = 5,2 \text{ cm}$$

$$l_3 = 4,0 \text{ cm}$$

### 11.4.3 Požarna odpornost sovprežne plošče - kontrole

#### I. kontrola izolativnosti sovprežne plošče

S kontrolo izolativnosti sovprežne plošče preverimo če betonska plošča dovolj dolgo služi kot toplotna izolacija glede na zahtevani požarni razred R60. Toplotna izolacija – betonska plošča mora zagotoviti omejitev temperature v elementu. Temperatura na površini, ki ni neposredno izpostavljena požaru ne sme preseči povprečno 140°C in maksimalno 180°C v poljubni točki (SIST EN 1994-1-2:2006 D1). Najdaljši čas ko sovprežna plošča še izpolnjuje kriterije izračunamo z naslednjim izrazom:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \emptyset + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

$$t_i = -28,8 + 1,55 \cdot 69 - 12,6 \cdot 0,135 + 0,33 \cdot 26,59 - 735 \cdot \frac{1}{40} + 48 \cdot 26,59 \cdot \frac{1}{40}$$

$$t_i = 98,75 \text{ min} \geq 60 \text{ min}$$

Kjer so:

$\frac{A}{L_r}$  faktor geometrijskega rebra

$\emptyset$  oblikovni faktor

$a_0 \dots a_5$  koeficienti za določitev požarne odpornosti z upoštevanjem požarne izolacije

$$A = h_2 \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} = 5,2 \cdot \frac{11,25 + 13,75}{2} = 65 \text{ cm}^2$$

$$L_r = l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} = 13,75 + 2 \cdot \sqrt{5,2^2 + \left(\frac{11,25 - 13,75}{2}\right)^2} = 24,446 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{L_r} = \frac{65 \text{ cm}^2}{24,446 \text{ cm}} = 26,59 \text{ cm}$$

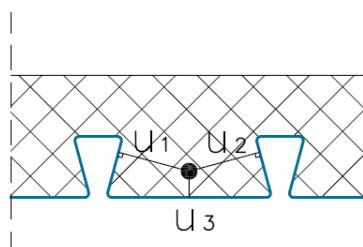
$$\varnothing = \left( \sqrt{h_2^2 + \left( l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left( \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 = \left( \sqrt{5,2^2 + \left( 4,0 + \frac{11,25 - 13,75}{2} \right)^2} - \sqrt{5,2^2 + \left( \frac{11,25 - 13,75}{2} \right)^2} \right) = 0,135$$

Preglednica 24: Koeficienti za določitev požarne odpornosti z upoštevanjem požarne izolacije

	$a_0$ [min]	$a_1$ [min/mm]	$a_2$ [min]	$a_3$ [min/mm]	$a_4$ [mm min]	$a_5$ [min]
Normalno težak beton	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48

## II. kontrola nosilnosti sovprežne plošče

Pri kontroli nosilnosti sovprežne plošče zanemarimo prispevek natezne nosilnosti sovprežne pločevine zaradi požara. Preverimo le dodatno armaturo na upogibno nosilnost za predvideni požarni razred R 60. Kontrolo izvedemo tako, da izračunamo temperaturo v dodatni armaturi  $\theta_s$  in na podlagi izračunane temperature določimo redukcijski faktor  $k_{y,\theta}$  s katerim reduciramo plastično nosilnost dodatne armature. Izbrali smo dodatno vzdolžno armaturo  $\varnothing 8$  v vsak val,  $A_{s,dej} = 3,52 \text{ cm}^2$  (glej poglavje 6.1.6).



Slika 166: Položaj dodatne vzdolžne armature v sovprežni plošči

$$\theta_s = c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3} = 1191 - 250 \cdot \frac{20}{51} - 240 \cdot 1,51 - 5,01 \cdot 26,59 + 1,04 \cdot 13,77 - 925 \cdot \frac{1}{40} = 588 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Kjer so:

- $u_3$  razdalja armature do spodnje pasnice sovprežne pločevine
- $z$  faktor ki prikazuje pozicijo armature v rebro
- $\alpha$  kot rebra pločevine
- $c_0 \dots c_5$  koeficienti za določitev temperature v dodatni armaturi v rebro

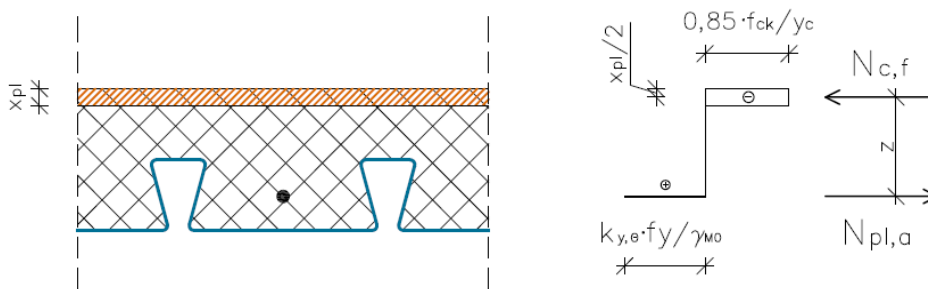
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(l_2 - l_1)/2}{h_2} = \frac{(13,75 \text{ cm} - 11,25 \text{ cm})/2}{5,1 \text{ cm}} = \frac{1,25 \text{ cm}}{5,1 \text{ cm}} \rightarrow \alpha = 13,77^\circ$$

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = \frac{1}{\sqrt{6,1}} + \frac{1}{\sqrt{6,4}} + \frac{1}{\sqrt{2,0}} = 1,51 \frac{1}{\text{mm}^{0,5}}$$

Preglednica 25: Koeficienti za določitev temperature v dodatni armaturi v rebu

	Požarni razred	$C_0$ [°C]	$C_1$ [°C]	$C_2$ [°C mm <sup>0,5</sup> ]	$C_3$ [°C mm]	$C_4$ [°C/°]	$C_5$ [°C mm]
Normalno težak beton	R60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925

Redukcijsko faktor pri temperaturi 588 °C za R 60 znaša  $k_{y,\theta} = 0,358$  (SIST EN 1993-1-2:2005 3.2.2)



Slika 167: Plastična razporeditev napetosti v sovprežni plošči pri požarnem razredu R 60

$$N_{c,f} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \chi_{pl} \cdot b = N_{pl,a} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,f,\theta}} = 3,52 \text{ cm}^2 \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 176 \text{ kN}$$

$$\chi_{pl} = \frac{N_{c,f}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{176 \text{ kN}}{100 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5} = 1,24 \text{ cm}$$

$$z = h - 2 \text{ cm} - \frac{\chi_{pl}}{2} = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1,24 \text{ cm}}{2} = 9,38 \text{ cm}$$

$$M_{f_i,\theta,Rd} = N_{c,f} \cdot z \cdot k_{y,\theta} = 176 \text{ kN} \cdot 9,38 \text{ cm} \cdot 0,358 = 591,02 \text{ kNcm} = 5,91 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,fi} = 5,06 \text{ kNm} < M_{f_i,\theta,Rd} = 5,91 \text{ kNm}$$

Kontrola nosilnosti sovprežne plošče za požarni razred R 60 se razide, vendar se pa pod ploščo nahaja še spušen strop, ki v izračunu ni bil upoštevan. Spuščen strop je obdan z mavčno kartonastimi ploščami, ki zagotavljajo dodatno požarno odpornost in varnost.

### 11.5 Požarna analiza sekundarnega sovprežnega nosilca

Za primer požara preverimo sovprežni sekundarni nosilec z enostavnimi računskimi modeli v skladu s SIST EN 1994-1-2:2006. 4.3.4.3 in evro nomogrami. Postopek kontrole je enak kot pri kontroli požarne odpornosti prečke. S pomočjo faktorja prereza  $\frac{A_m}{V}$  določimo kritično temperaturo jeklenega dela  $\theta_{a,max,60}$ . Na podlagi  $\theta_{a,max,60}$  določimo redukcijski faktor  $k_{y,\theta}$  s katerim reduciramo plastično nosilnost jeklenega nosilca. Če sovprežni sekundarni nosilec ne zadošča kriterijem nosilnosti je potrebno prečko ustrezno požarno zaščititi in ponoviti izračun.



Za geometrijske in materialne karakteristike sovprežne plošče glej točko 6.2.1 in 6.2.2.

### 11.5.1 Obremenitve

- lastna teža  $g_l = 7,23 \text{ kN/m}^2$
- stalna teža  $g_s = 4,99 \text{ kN/m}^2$
- koristna teža  $q = 11,21 \text{ kN/m}^2$

Izračun obtežb obravnavamo za 1 m širine plošče:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot g_l + 1,35 \cdot g_s + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 7,23 + 1,35 \cdot 4,99 + 1,5 \cdot 11,21 = 33,31 \text{ kN/m}$$

Projektni upogibni moment pri sobni temperaturi:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{33,31 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,0^2 \text{ m}^2}{8} = 266,48 \text{ kNm}$$

Projektni upogibni moment med izpostavljenostjo požaru:

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,46 \cdot 266,48 \text{ kNm} = 122,58 \text{ kNm}$$

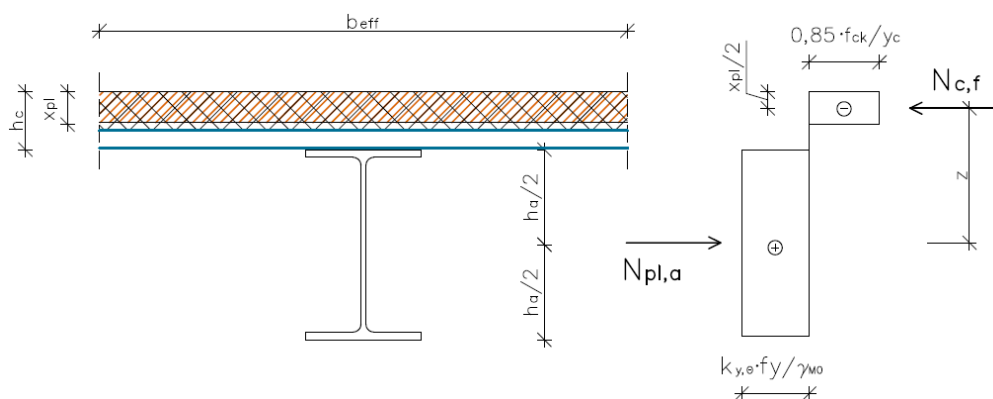
### 11.5.2 Požarna odpornost sekundarnega sovprežnega nosilca

$$A = 0,00538 \text{ m}^2$$

$$O = b + (4 \cdot t_f) + 2 \cdot (b - t_w) + 2 \cdot (h - (2 \cdot t_f)) = 150 + (4 \cdot 10,7) + 2 \cdot (150 - 7,1) + 2 \cdot (300 - (2 \cdot 10,7)) = 1035,8 \text{ mm} = 1,036 \text{ m}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{O}{A} = \frac{1,036 \text{ m}}{0,00538 \text{ m}^2} = 192,57 \frac{1}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \theta_{a,max,60} = 941,7 \text{ }^\circ\text{C}$$

Redukcijsko faktor pri temperaturi 941,7 °C za R 60 znaša:  $k_{y,\theta} = 0,0397$ .



Slika 168: Plastična razporeditev napetosti v sovprežnem nosilcu pri požarnem razredu R 60

$$N_{c,f} = N_{pl,a} = 1479,5 \text{ kN} \quad \chi_{pl} = 5,09 \text{ cm} \quad z = 24,45 \text{ cm}$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = A_a \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi,\theta}} \cdot z = 0,0397 \cdot 53,8 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} \cdot 24,45 \text{ cm}$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = 1436,1 \text{ kNcm} = 14,361 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,fi} = 122,58 \text{ kNm} < M_{fi,\theta,Rd} = 14,36 \text{ kNm} \times \rightarrow \text{potrebna je zaščita}$$

Kontrola upogibne nosilnosti za sekundarni sovprežni nosilec se ne razide, nosilec je potrebno ustrezno zaščititi. Zaščitimo ga z mavčno kartonastimi ploščami debeline  $d_p$ . Potrebno debelino izračunamo tako, da najprej določimo najmanjši redukcijski faktor  $k_{y,\theta}$  da upogibna nosilnost še zadošča. Toplotna prevodnost mavca znaša  $\lambda_p = 0,21 \text{ W/mK}$ .

$$\frac{M_{Ed,fi}}{M_{fi,\theta,Rd}} = \frac{M_{Ed,fi}}{k_{y,\theta} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0$$

$$k_{y,\theta} \geq \frac{M_{Ed,fi}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{122,58 \text{ kNm}}{361,74 \text{ kNm}} = 0,339 \rightarrow \text{največja redukcija}$$

S pomočjo linearne interpolacije na podlagi dopustnega redukcijskega faktorja iz preglednice določimo kritično temperaturo v jeklu. Kritična temperatura v jeklu znaša  $\theta_{a,max} = 595,1 \text{ }^\circ\text{C}$ , na podlagi katere v tabeli za razvoj temperature zaščitenih jeklenih elementov odčitamo vrednost  $\frac{\lambda_p \cdot A_p}{d_p \cdot V} (\theta=595,1 \text{ }^\circ\text{C}) \leq 1641 \text{ W/m}^3\text{K}$ .

$$\frac{A_p}{V} = \frac{(2 \cdot h) + b}{A} = \frac{(2 \cdot 0,3 \text{ m}) + 0,15 \text{ m}}{0,00538 \text{ m}^2} = 139,41 \frac{1}{\text{m}}$$

$$d_p \geq \left( \lambda_p \cdot \frac{A_p}{V} \right) / 1641 \text{ W/m}^3\text{K} = \frac{0,21 \text{ W/mK} \cdot 139,41 \frac{1}{\text{m}}}{1641 \text{ W/m}^3\text{K}} = 0,0178 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

Potrebna debelina zaščite plasti znaša  $1,8 \text{ cm}$ . Za zaščito izberemo mavčno kartonasto ploščo debeline  $20,0 \text{ mm} \geq 18,0 \text{ mm}$ . Naredimo še kontrolo debeline z istim postopkom v obratnem vrstnem redu.

$$\frac{\lambda_p \cdot A_p}{d_p \cdot V} = 1463,81 \text{ W/m}^3\text{K} \quad \theta_{a,max,60} = 567,51 \text{ }^\circ\text{C} \quad k_{y,\theta} = 0,413$$

$$M_{Ed,fi} = 122,58 \text{ kNm} < M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{pl,y,Rd} = 0,413 \cdot 361,74 \text{ kNm} = 149,39 \text{ kNm}$$

## **12 ZAKLJUČEK**

Skozi diplomsko delo sem se srečal z raznoraznimi težavami, ter obenem prišel tudi do veliko novih spoznanj na področju jeklenih konstrukcij. Naučil sem se hitro in učinkovito uporabljati standarde Evrokod, na podlagi katerih sem projektiral celotno konstrukcijo. Osvojil sem tudi uporabo računalniških programov, kot so Scia Engineer 2012 za projektiranje in dimenzioniranje konstrukcije, ter Tekla Structure 18 za izris konstrukcije v 3D. Nadgradil sem tudi znanje uporabe programa AutoCAD 2012, s katerim smo izrisali pozicijske načrte, spoje in slike.

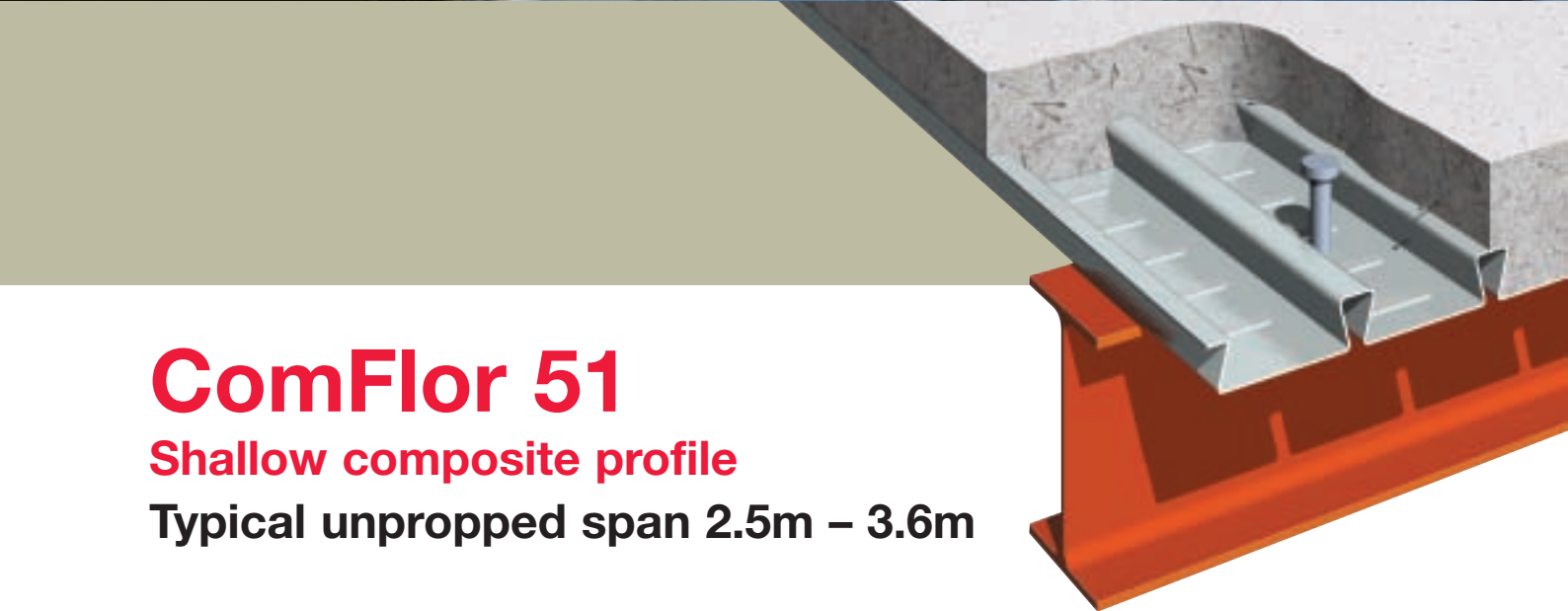
**VIRI**

- [1] Beg D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- [2] Fajfar P. 1990. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana,
- [3] SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.
- [4] SIST EN 1990:2004 A101;2005. Evrokod 0: Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek.
- [5] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [6] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
- [7] SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.
- [8] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra.
- [9] SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.
- [10] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [11] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [12] SIST EN 1993-1-2:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje.
- [13] SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev.
- [14] SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1.1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

- [15] SIST EN 1994-1-2:2006. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1.2. del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje.
- [16] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [17] AISC 358-10: 2010. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- [18] Konstrukcijski sklopi – izolacije Fibran  
<http://www.fibran.si/frontend/articles.php?cid=153&view=0&t=ACAD> (Pridobljeno 16. 4. 2013.)
- [19] Predstavitev fasadnih plošč Qbiss One Q 150. 2011 Trimo.  
[http://www.trimo.si/media/qbiss-one-brochure-slo\\_19807.pdf](http://www.trimo.si/media/qbiss-one-brochure-slo_19807.pdf) (Pridobljeno 30. 4. 2013.)
- [20] Tabela obtežb in razmakov za fasadne plošče Qbiss Onw Q 150.  
[http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/trimo\\_sistemi/Structural%20design%20data%20Qbiss%20by%20trimo.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/trimo_sistemi/Structural%20design%20data%20Qbiss%20by%20trimo.pdf) (Pridobljeno 22. 4. 2013.)
- [21] Designer`s Structural Product Guide. 06/2005 Tegral – jeklena pločevina ComFlor 51  
[http://www.tegral.com/uploads/documents/comflor\\_floordecking.pdf](http://www.tegral.com/uploads/documents/comflor_floordecking.pdf) (Pridobljeno 10. 5. 2013.)
- [22] Karta potresne nevarnosti Slovenije (Arso, 2001)  
[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 15. 5. 2013.)
- [23] Logar J. Plitvo temeljenje  
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20Logar/plitvo%20temeljenje.pdf> (Pridobljeno 15. 2. 2014.)
- [24] Toplotna prevodnost mavčno kartonastih plošč Knauf FIREBOARD  
<http://knauf.voipex.si/tehnichni-listi/pozarna-zascita/slike/pozarna.pdf> (Pridobljeno 10. 3. 2014.)
- [25] Evro nomogrami za določanje požarne zaščite. (Haller M., Cajot L. Fire resistance of steel structures)  
[http://www.szs.ch/user\\_content/editor/files/Downloads\\_Brandschutz/fire%20resistance%20of%20steel%20structures.pdf](http://www.szs.ch/user_content/editor/files/Downloads_Brandschutz/fire%20resistance%20of%20steel%20structures.pdf) (Pridobljeno 10. 3. 2014.)

**SEZNAM PRILOG**

- Priloga A:      Prospekt profilirane jeklene pločevine ComFlor 51
- Priloga B:      Detajlni izpis statičnih izračunov iz programa Scia Engineer 2012
- Priloga B1:     Detajlni izpis najbolj obremenjenega elementa fasadne podkonstrukcije
- Priloga B2:     Detajlni izpis najbolj obremenjenih elementov pri statični analizi
- Priloga C:      Dispozicijski načrti
- Priloga C1:     Momentni spoj med prečko IPE 450 in stebrom 2-HEA 900
- Priloga C2:     Kosovnica momentnega spoja med prečko IPE 450 in stebrom 2-HEA 900
- Priloga C3:     Momentni spoj med prečko IPE 400 in stebrom 2-HEA 800
- Priloga C4:     Kosovnica momentnega spoja med prečko IPE 400 in stebrom 2-HEA 800
- Priloga C5:     Členkasti spoj prečka IPE 450 – prečka IPE 300
- Priloga C6:     Kosovnica členkastega spoja prečka IPE 450 – prečka IPE 300
- Priloga C7:     Tloris konstrukcije: 1 etaža
- Priloga C8:     Prerez konstrukcije; okvir 6 – 6



# ComFlor 51

## Shallow composite profile

Typical unpropped span 2.5m – 3.6m

ComFlor 51 is a traditional dovetail re-entrant composite floor deck. This profile provides an excellent mechanical key into the concrete slab, offering a strong shear bond performance, which is augmented by cross stiffeners located in the profile trough. ComFlor 51 presents a virtually flat soffit and a relatively thin slab which is required to meet fire design requirements.

- **Shear studs**

The wide trough of ComFlor 51 permits a flexible and efficient placement of shear studs.

- **Fire performance of the composite beams**

Even for two hours fire rating, the top flange of the steel beam does not require fire protection, when used with ComFlor 51 composite deck.

- **Under floor services**

Services are easy to attach to ComFlor 51, with the ribs presenting a dovetailed recessed groove in the concrete slab at 152.5mm centres. This provides the perfect connection for service hangars via a wedge nut or similar type device.

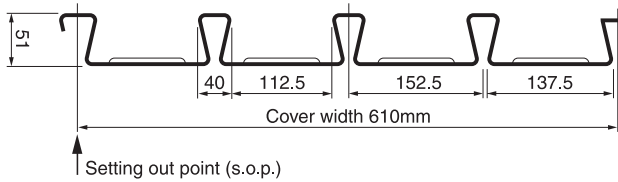
- **Fire performance of the slab**

The dovetail presents a very small opening and contributes little to the

transfer of heat through the slab in the event of fire. Thus a lesser slab depth is needed for fire design purposes.

- **FibreFlor**

ComFlor 51 is fully tested with the FibreFlor system to provide all the benefits of a mesh-free solution. Please refer to pages 36 and 37 for details.



**ComFlor 51 composite slab – volume and weight**

Slab depth (mm)	Concrete volume (m³/m²)	Weight of concrete (kN/m²)			
		Normal weight concrete		Lightweight concrete	
		Wet	Dry	Wet	Dry
101	0.092	2.16	2.12	1.71	1.62
105	0.096	2.26	2.21	1.79	1.69
110	0.101	2.37	2.32	1.88	1.78
115	0.106	2.49	2.44	1.97	1.87
120	0.111	2.61	2.55	2.07	1.96
125	0.116	2.73	2.67	2.16	2.04
130	0.121	2.84	2.78	2.25	2.13
150	0.141	3.32	3.25	2.62	2.49
200	0.191	4.49	4.40	3.56	3.37
240	0.231	5.43	5.32	4.30	4.08

**Volume and weight table notes**

- Deck and beam deflection (i.e. ponding) is not allowed for in the table.
- Deck and mesh weight is not included in the weight of concrete figures.
- Density of concrete is taken as:  
 Normal weight (wet) 2400 kg/m³  
 Normal weight (dry) 2350 kg/m³  
 Lightweight (wet) 1900 kg/m³  
 Lightweight (dry) 1800 kg/m³

**Section properties (per metre width)**

Nominal thickness (mm)	Design thickness (mm)	Profile weight (kN/m²)	Area of steel (mm²/m)	Height to neutral axis (mm)	Moment of inertia (cm⁴/m)	Ultimate moment capacity (kNm/m)	
						Sagging	Hogging
0.90	0.86	0.13	1579	16.74	55.70	5.69	6.99
1.00	0.96	0.14	1759	16.73	62.10	6.34	7.93
1.10	1.06	0.16	1938	16.73	68.50	7.00	8.88
1.20	1.16	0.17	2118	16.72	74.90	7.65	9.81

**Span table – Normal weight concrete**

Props	Span	Fire rating	Slab depth (mm)	Mesh	Maximum span (m)					
					Deck thickness (mm)					
					Total applied load (kN/m²)					
					0.9	5.0	10.0	3.5	5.0	10.0
No temporary props	Single span slab and deck	1 hr	101	A142	2.8	2.8	2.5	3.2	3.2	2.8
		1.5 hrs	110	A142	2.7	2.7	2.2	3.1	3.0	2.4
		2 hrs	125	A193	2.6	2.5	2.0	2.9	2.6	2.1
			200	A393	2.2	2.2	2.2	2.6	2.6	2.6
			240	A393	2.1	2.1	2.1	2.4	2.4	2.4
	Double span slab and deck	1 hr	101	A142	3.2	3.2	2.6	3.7	3.7	3.0
		1.5 hrs	110	A142	3.2	3.2	2.4	3.6	3.4	2.7
		2 hrs	125	A193	3.1	3.0	2.3	3.4	3.2	2.5
			200	A393	2.6	2.6	2.6	3.0	3.0	3.0
			240	A393	2.4	2.4	2.4	2.8	2.8	2.8

Please refer to page 20 for span table parameters.

**Design notes**

**Deck material**

Corus Galvalite, hot dip zinc coated steel EN 10326-S350GD+Z275 or equivalent. Guaranteed minimum yield stress 350N/mm². Minimum zinc coating mass 275g/m² total both sides.

**Anti-crack mesh**

BS 5950: Part 4 currently recommends that anticrack mesh should comprise 0.1% of slab area. The Eurocode 4 recommendation is that anticrack mesh should comprise 0.2% of slab area for unpropped spans and 0.4% of slab area for propped spans. Where forklift truck (or other similar concentrated loading) is

expected 0.5% minimum percentage reinforcement should be used over the supports and 2% elsewhere to control cracking. For further information refer to SCI AD150. Mesh top cover must be a minimum of 15mm, and a maximum of 30mm. Mesh laps are to be 300mm for A142 mesh and 400mm for A193, A252 and A393 mesh.

**Fire**

For details of the performance of composite slabs comprising ComFlor 51 decking in simplified design cases or for full fire engineering, refer to the ComFlor software.

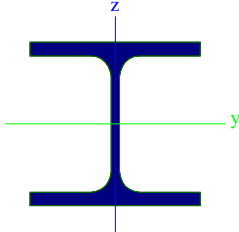
**Technical services**

Corus International offers a comprehensive advisory service on design of composite flooring, which is available to all specifiers and users. Should queries arise which are not covered by this literature or by the ComFlor software, please contact us.

**Details of full design, load spans and profile performance can be found by using the ComFlor software CD. Your free copy can be found on the inside back cover of this publication.**



## 1. Prečni prerez fasadnega stebra

Name	fasadni steber	
Type	HEA100	
Source description	Profil Arbed / Structural shapes / Edition Octobre 1995	
Item material	S 235	
Fabrication	rolled	
Buckling y-y, z-z	b	c
		
A [m <sup>2</sup> ]	2,1200e-03	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	1,3938e-03	4,1568e-04
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	3,4900e-06	1,3400e-06
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], I <sub>t</sub> [m <sup>4</sup> ]	2,5890e-09	5,2400e-08
W <sub>el y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	7,2800e-05	2,6800e-05
W <sub>pl y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	8,4000e-05	4,1200e-05
d <sub>y, z</sub> [inch]	6,7279e-17	6,7255e-17
c <sub>YLCS, ZLCS</sub> [inch]	1,9685e+00	1,8898e+00
alpha [deg]	0,00	
AL [m <sup>2</sup> /m]	5,6130e-01	

## 2. Dimenzioniranje - izkoriščenost prereza B1

Linear calculation, Extreme : Member  
Selection : B1  
Class : All ULS

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B1	HEA100	S 235	MSN_veter_s/1	0.52
<b>Basic data EC3 : EN 1993</b>				
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</small>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections				1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability				1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net-sections				1.25

<b>Material data</b>		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</small>		
yield strength f <sub>y</sub>	235.0	MPa
tension strength f <sub>u</sub>	360.0	MPa
fabrication	rolled	

Warning: The selected steel grade is using the default thickness reduction table! Please review the thickness reduction in the Material Library.

....:SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).

ratio 11.20 on position 0.000 m

<b>ratio</b>		
<small>*Student version* *Student version* *Student version*</small>		
maximum ratio	1	33.00
maximum ratio	2	38.00
maximum ratio	3	42.00

==> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).

ratio 4.44 on position 0.000 m

<b>ratio</b>		
<small>*Student version* *Student version* *Student version*</small>		
maximum ratio	1	9.00
maximum ratio	2	10.00
maximum ratio	3	14.00

==> Class cross-section 1

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
NEd	-44.75	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	4.91	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	0.00	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

#### Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)

Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Nc,Rd	498.20	kN
Unity check	0.09	-

#### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Vc,Rd	102.03	kN
Unity check	0.05	-

#### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.31)

Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
MNVy,Rd	19.74	kNm
MNVz,Rd	9.68	kNm

alfa 2.00 beta 1.00

Unity check 0.00

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

#### Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>			
Sway type	non-sway	non-sway	
System Length L	4.000	4.000	m
Buckling factor k	1.00	1.00	
Buckling length Lcr	4.000	4.000	m
Critical Euler load Ncr	452.09	173.58	kN
Slenderness	98.59	159.10	
Relative slenderness Lambda	1.05	1.69	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	
Buckling curve	b	c	
Imperfection Alpha	0.34	0.49	
Reduction factor Chi	0.57	0.26	
Buckling resistance Nb,Rd	281.88	129.12	kN

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu</i>		
A	2.1200e-03	m <sup>2</sup>
Buckling resistance Nb,Rd	129.12	kN
Unity check	0.35	-

#### Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
kyy	1.256	
kzy	1.237	

*\*Student version\* \*Student version\* \*Student version\* \*Student version\**

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
kzy	0.681	
kzz	1.353	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	2.1200e-03	m <sup>2</sup>
Wy	8.4000e-05	m <sup>3</sup>
Wz	4.1200e-05	m <sup>3</sup>
NRk	498.20	kN
My,Rk	19.74	kNm
Mz,Rk	9.68	kNm
My,Ed	-4.94	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	28.16	kNm
reduced slenderness 0	0.84	
Psi y	0.000	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.968	
Cmz,0	1.062	
Cmy	0.989	
Cmz	1.062	
CmLT	1.130	
muy	0.954	
muz	0.795	
wy	1.154	
wz	1.500	
npl	0.090	
aLT	0.985	
bLT	0.000	
cLT	0.132	
dLT	0.000	
eLT	0.043	
Cyy	0.942	
Cyz	0.756	
Czy	0.762	
Czz	0.841	

Unity check (6.61) = 0.16 + 0.31 + 0.00 = 0.47

Unity check (6.62) = 0.35 + 0.17 + 0.00 = 0.52

**Shear buckling check**

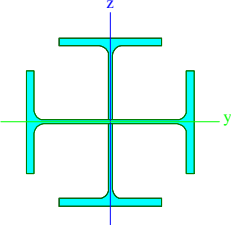
in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

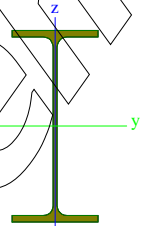
Table of values	
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>	
hw/t	16.000

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.  
Element satisfies the stability check !

## 1. Prečni prerezi elementov konstrukcije; statična analiza

Name	steber_2xHEA500	
Type	General cross-section	
Item material	S 275	
Fabrication	general	
Buckling y-y, z-z	c	c
FEM analysis	x	
		
A [m <sup>2</sup> ]	3,9531e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	3,9531e-02	3,9531e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	9,7395e-04	9,7395e-04
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	0,0000e+00	4,4323e-05
W <sub>el y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	3,9753e-03	3,9753e-03
W <sub>pl y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	5,0100e-03	5,0100e-03
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	0
c <sub>YLCS, ZLCS</sub> [mm]	0	0
alpha [deg]	0,00	
AL [m <sup>2</sup> /m]	4,2189e+00	
M <sub>ply +, -</sub> [Nm]	1,38e+06	1,38e+06
M <sub>plz +, -</sub> [Nm]	1,38e+06	1,38e+06

\*Student version\* \*Student version\* \*Student version\* \*Student version\* \*Student version\* \*Student version\* \*Student version\*

Name	prečka	
Type	IPE400	
Source description	ArcelorMittal / Sales Programme / Version 2012-)	
Item material	S 275	
Fabrication	rolled	
Buckling y-y, z-z	a	b
		
A [m <sup>2</sup> ]	8,4500e-03	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	4,2989e-03	3,3045e-03
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	2,3130e-04	1,3180e-05
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	4,9000e-07	5,1100e-07
W <sub>el y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	1,1600e-03	1,4600e-04
W <sub>pl y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	1,3070e-03	2,2900e-04
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	0
c <sub>YLCS, ZLCS</sub> [mm]	90	200
alpha [deg]	0,00	
AL [m <sup>2</sup> /m]	1,4666e+00	

## 2. Dimenzioniranje - izkoriščenost stebra; element B41, okvir 6-6

Nonlinear calculation, Extreme : Member  
Selection : B41  
Class : ovoj\_nelinearno\_MSN

### EN 1993-1-1 Code Check

Member B41	General cross-section	S 275	NC2_MSN	0.51
------------	-----------------------	-------	---------	------

**Basic data EC3 : EN 1993**

*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections		1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability		1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections		1.25

**Material data**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
yield strength fy	275.0	MPa
tension strength fu	430.0	MPa
fabrication	rolled	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

....:SECTION CHECK:....

Note: Classification is not supported for this type of cross-section.

The section is checked as elastic, class 3.

The critical check is on position 0.000 m

**Internal forces**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
NEd	-4003.54	kN
Vy,Ed	-23.16	kN
Vz,Ed	10.26	kN
TEd	0.04	kNm
My,Ed	-32.47	kNm
Mz,Ed	82.13	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

**Compression check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)

Section classification is 3.

**Table of values**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
Nc,Rd	10870.96	kN
Unity check	0.37	-

**Shear check (Vy)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

**Table of values**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
Vc,Rd	6276.35	kN
Unity check	0.00	-

**Shear check (Vz)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

**Table of values**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
Vc,Rd	6276.35	kN
Unity check	0.00	-

**Bending moment check (My)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 3.

**Table of values**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
Mc,Rd	1093.20	kNm
Unity check	0.03	-

**Bending moment check (Mz)**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 3.

**Table of values**

*Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
Mc,Rd	1093.20	kNm
Unity check	0.08	-

**Combined bending, axial force and shear force check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.2 and formula (6.1)  
Section classification is 3.

Table of values		
sigma N	101.3	MPa
sigma Myy	5.0	MPa
sigma Mzz	20.7	MPa
Tau y	0.0	MPa
Tau z	1.6	MPa
Tau t	0.0	MPa

ro 0.00 place 17  
Unity check 0.46 -

Element satisfies the section check !

....**STABILITY CHECK**....

#### Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	sway	sway	
System Length L	4.000	4.000	m
Buckling factor k	1.00	1.00	
Buckling length Lcr	4.000	4.000	m
Critical Euler load Ncr	126163.49	126163.49	kN
Slenderness	25.48	25.48	
Relative slenderness Lambda	0.29	0.29	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

#### Torsional (-Flexural) Buckling check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Table of values		
Torsional Buckling length	4.000	m
Ncr,T	72652.14	kN
Ncr,TF	126163.49	kN
Relative slenderness Lambda,T	0.39	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	
Buckling curve	c	
Imperfection Alpha	0.49	
A	3.9531e-02	m <sup>2</sup>
Reduction factor Chi	0.90	
Buckling resistance Nb,Rd	9830.27	kN
Unity check	0.41	-

#### Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	3.9753e-03	m <sup>3</sup>
Elastic critical moment Mcr	21252.29	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.23	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

Mcr Parameters		
LTB length	4.000	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.13	
C2	0.01	
C3	1.00	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

#### Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

**Table of values**

*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*		
kyy	1.019	
kyz	1.017	
kzy	1.019	
kzz	1.017	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	3.9531e-02	m^2
Wy	3.9753e-03	m^3
Wz	3.9753e-03	m^3
NRk	10870.96	kN
My,Rk	1093.20	kNm
Mz,Rk	1093.20	kNm
My,Ed	-32.47	kNm
Mz,Ed	82.13	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	21252.29	kNm
reduced slenderness 0	0.23	
Psi y	-0.349	
Psi z	-0.222	
Cmy,0	0.983	
Cmz,0	0.985	
Cmy	0.986	
Cmz	0.985	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.260	
wz	1.260	
npl	0.368	
aLT	0.954	
bLT	0.000	
cLT	0.002	
dLT	0.006	
eLT	0.082	
Cyy	1.147	
Cyz	1.156	
Czy	1.155	
Czz	1.139	

Unity check (6.61) = 0.37 + 0.03 + 0.08 = 0.47

Unity check (6.62) = 0.41 + 0.03 + 0.08 = 0.51

Element satisfies the stability check !

### 3. Dimenzioniranje - izkoriščenost prečke; element B606, okvir B-B, 1.etaža

Nonlinear calculation, Extreme : Member

Selection : B606

Class : ovoj\_nelinearno\_MSN

#### EN 1993-1-1 Code Check

Member B606	IPE400	S 275	NC2 MSN	1.00
<b>Basic data EC3 : EN 1993</b>				
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections				1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability				1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections				1.25

Material data		
*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*		
yield strength fy	275.0	MPa
tension strength fu	430.0	MPa
fabrication	rolled	

#### ....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).

ratio 38.49 on position 0.000 m

ratio		
*Student version* *Student version* *Student version*		
maximum ratio 1		67.03
maximum ratio 2		77.27

\*Student version\* \*Student version\* \*Student version\*

ratio		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
maximum ratio	3	114.63

==> Class cross-section 1  
Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).  
ratio 4.79 on position 0.000 m

ratio		
<i>*Student version* *Student version* *Student versk*</i>		
maximum ratio	1	8.32
maximum ratio	2	9.24
maximum ratio	3	12.73

==> Class cross-section 1  
The critical check is on position 8.000 m

Internal forces		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S*</i>		
NEd	11.90	kN
Vy,Ed	-0.13	kN
Vz,Ed	-210.32	kN
TEd	0.04	kNm
My,Ed	-357.75	kNm
Mz,Ed	-0.24	kNm

#### Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S*</i>		
Nt,Rd	2323.75	kN
Unity check	0.01	-

#### Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S*</i>		
Vc,Rd	832.31	kN
Unity check	0.00	-

#### Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S*</i>		
Vc,Rd	678.45	kN
Unity check	0.31	-

#### Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S*</i>		
Mc,Rd	359.43	kNm
Unity check	1.00	-

#### Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)  
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S*</i>		
Mc,Rd	62.98	kNm
Unity check	0.00	-

#### Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)  
Section classification is 1.



Table of values		
-----------------	--	--

<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
MNVy.Rd	359.43	kNm
MNVz.Rd	62.98	kNm

alfa 2.00 beta 1.00  
Unity check 0.99 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

**Lateral Torsional Buckling Check**

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student versio</i>		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.3070e-03	m <sup>3</sup>
Elastic critical moment Mcr	2326.80	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.39	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

Mcr Parameters		
----------------	--	--

<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
LTB length	2.664	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.76	
C2	1.52	
C3	0.41	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

**Shear buckling check**

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

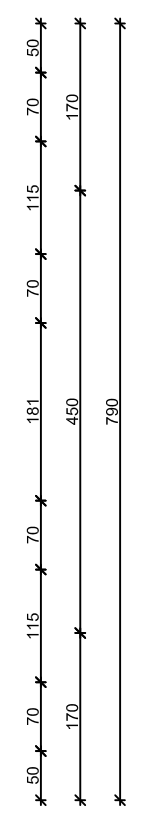
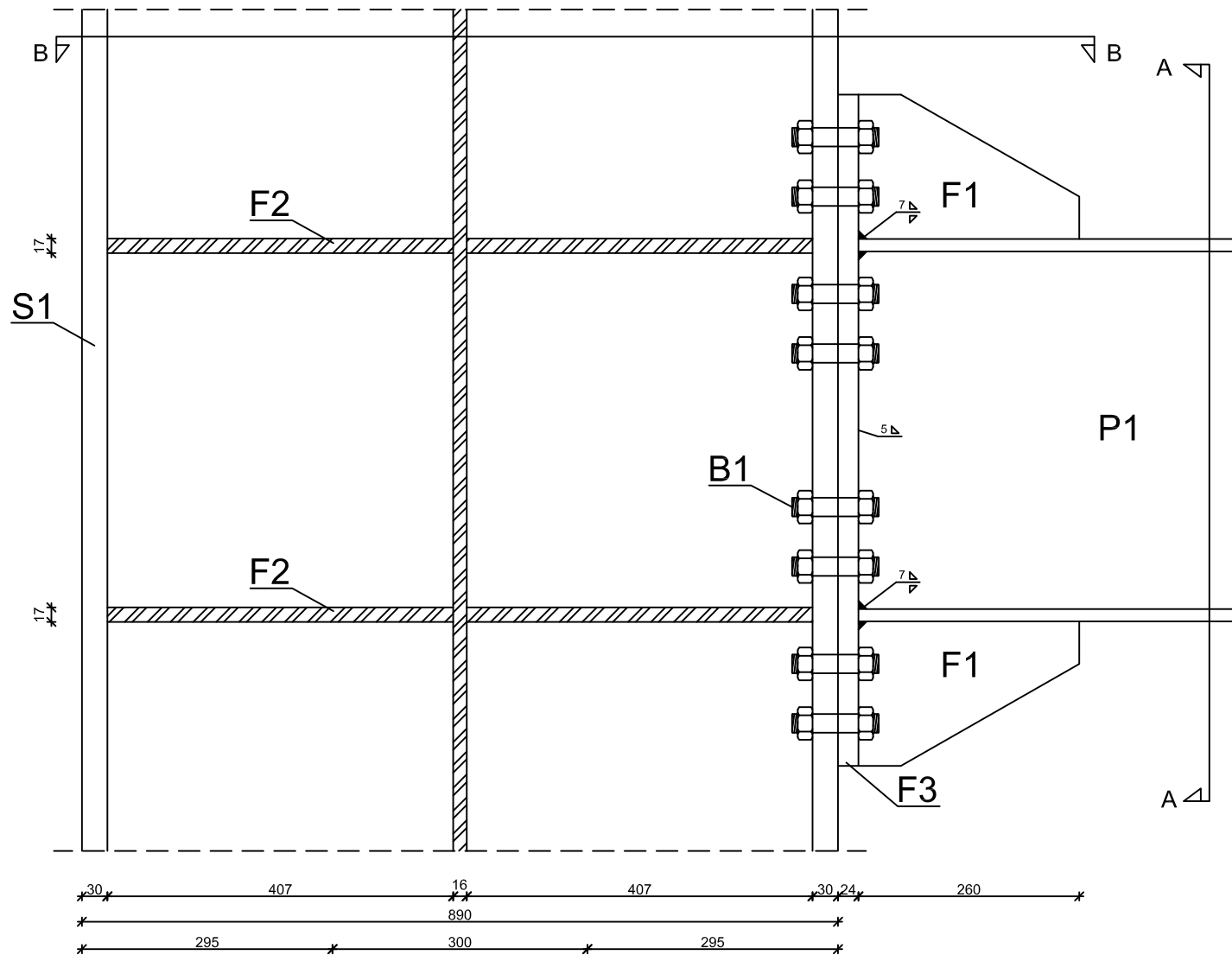
Table of values	
-----------------	--

<i>*Student version* *Student version* *Student</i>	
hw/t	43.372

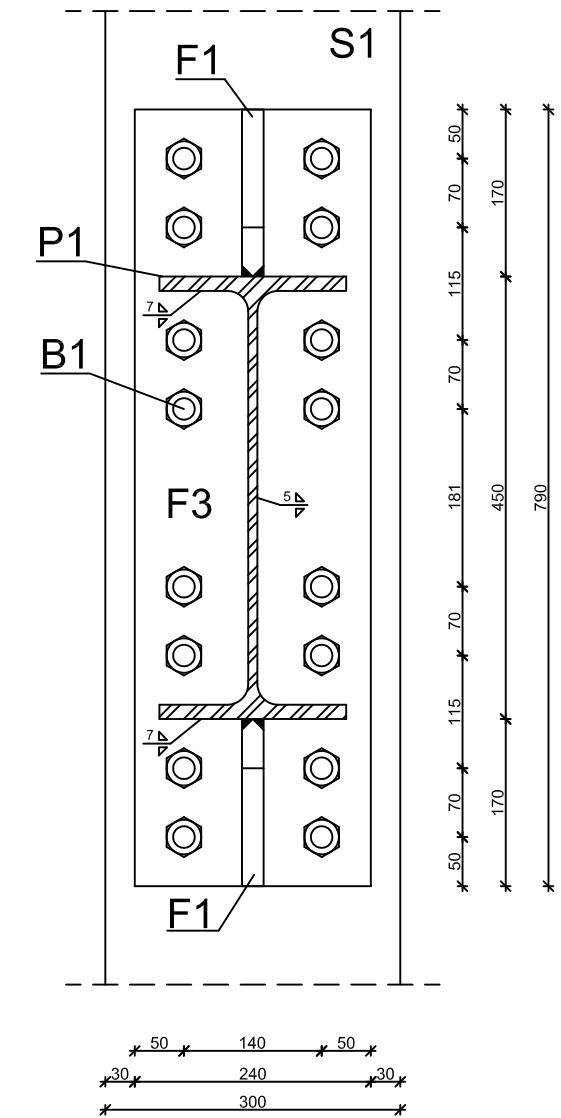
The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check !

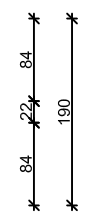
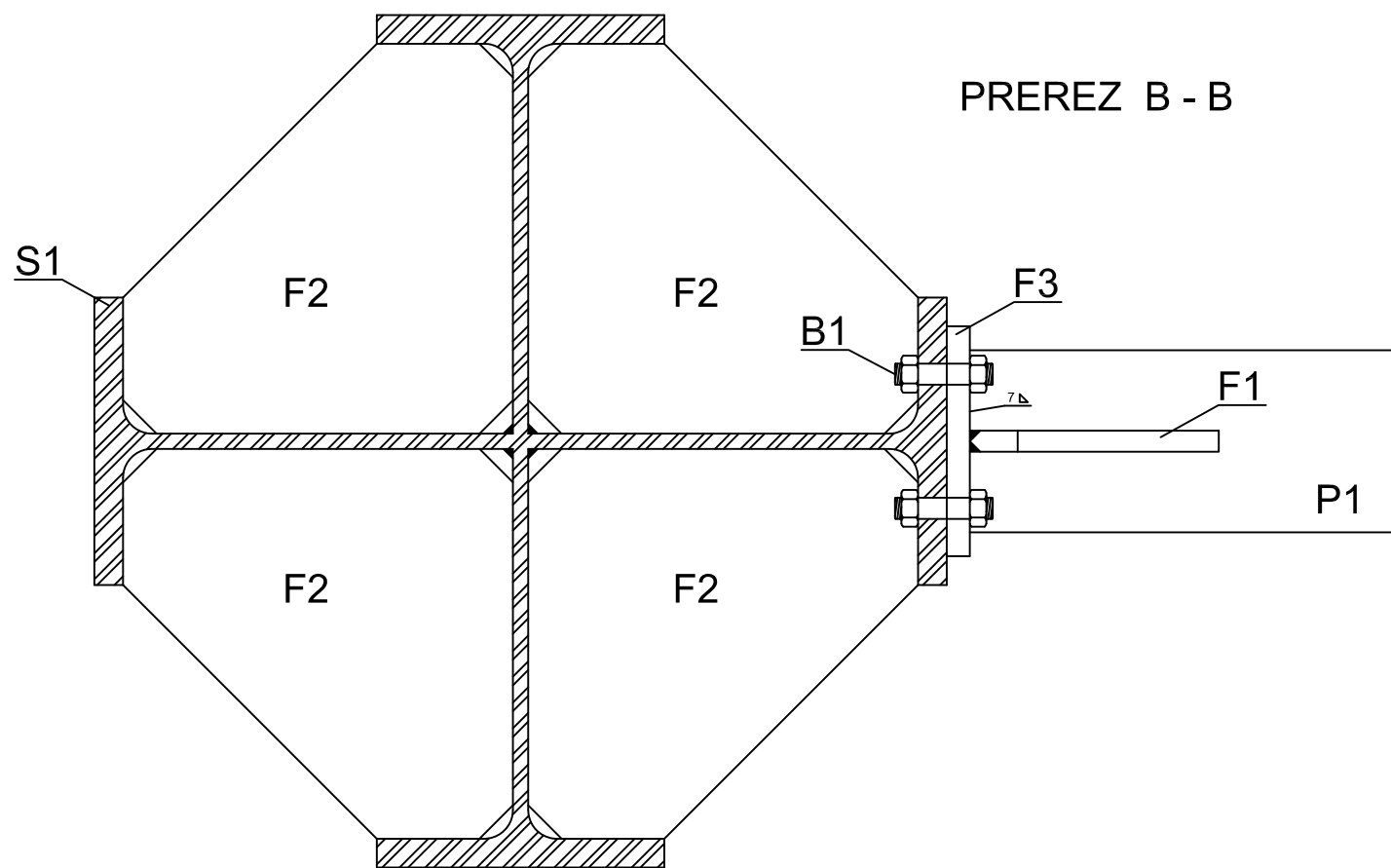
# NARIS



# PREREZ A - A



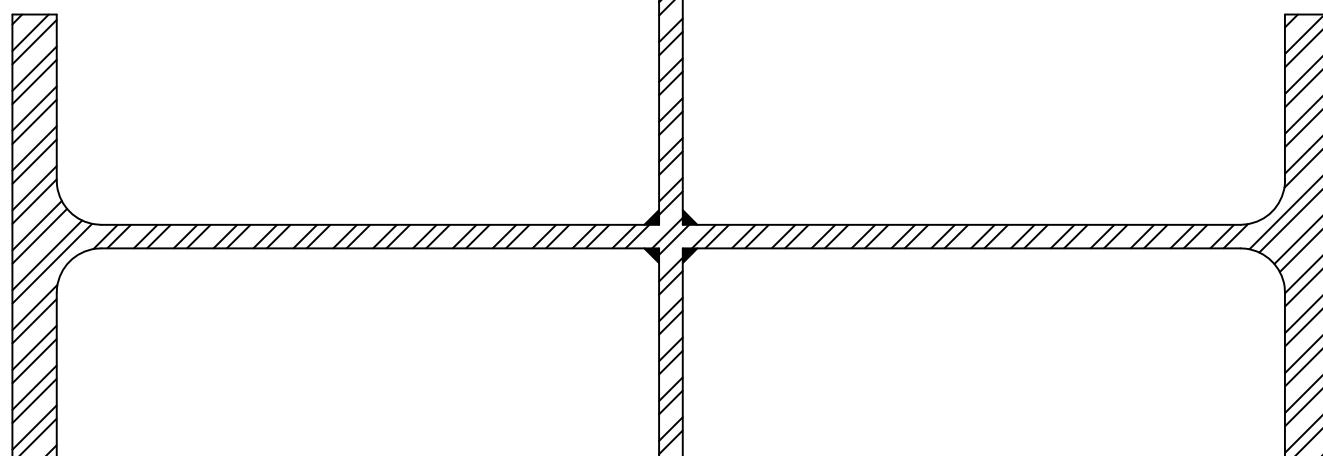
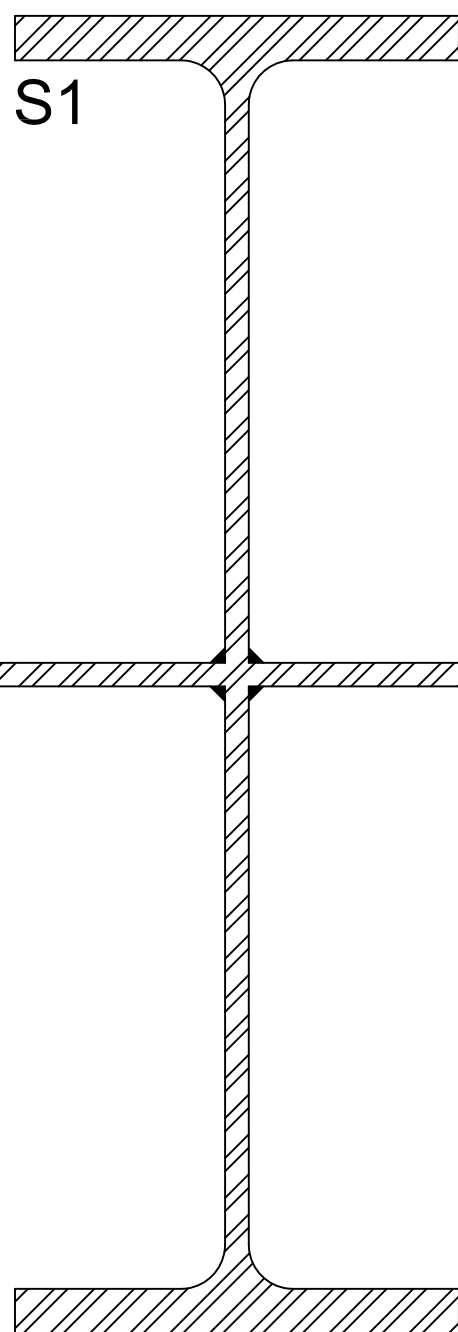
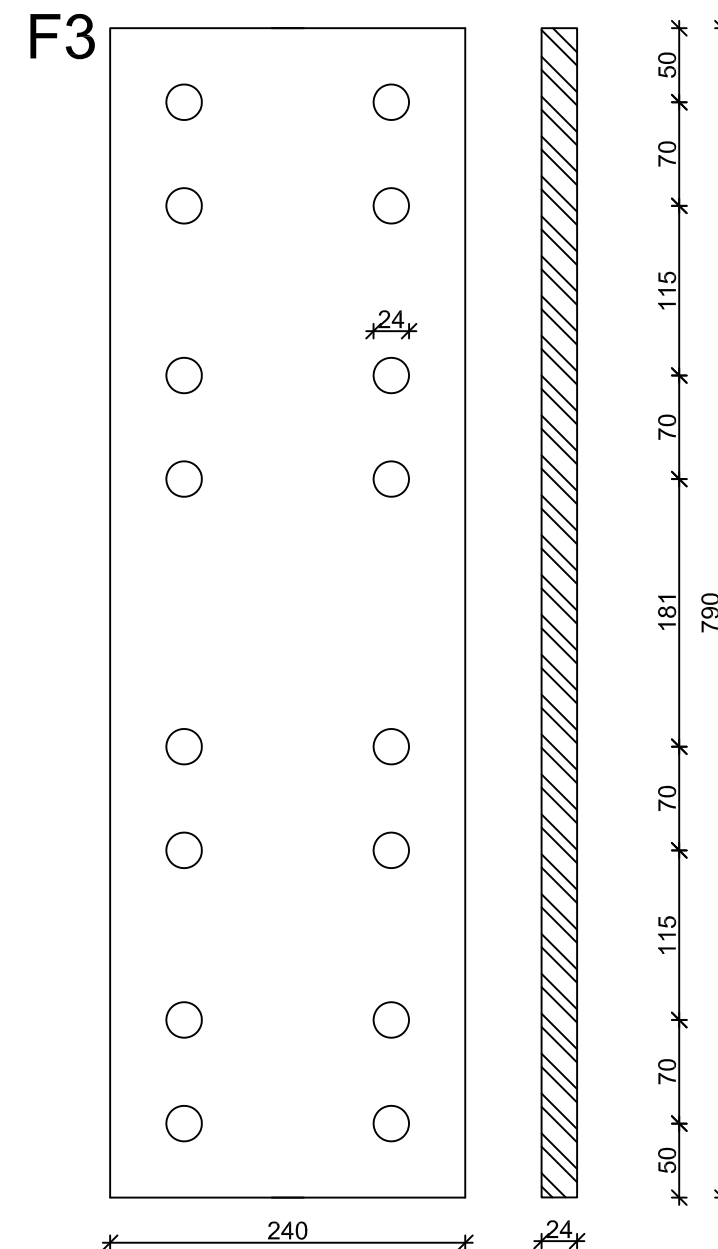
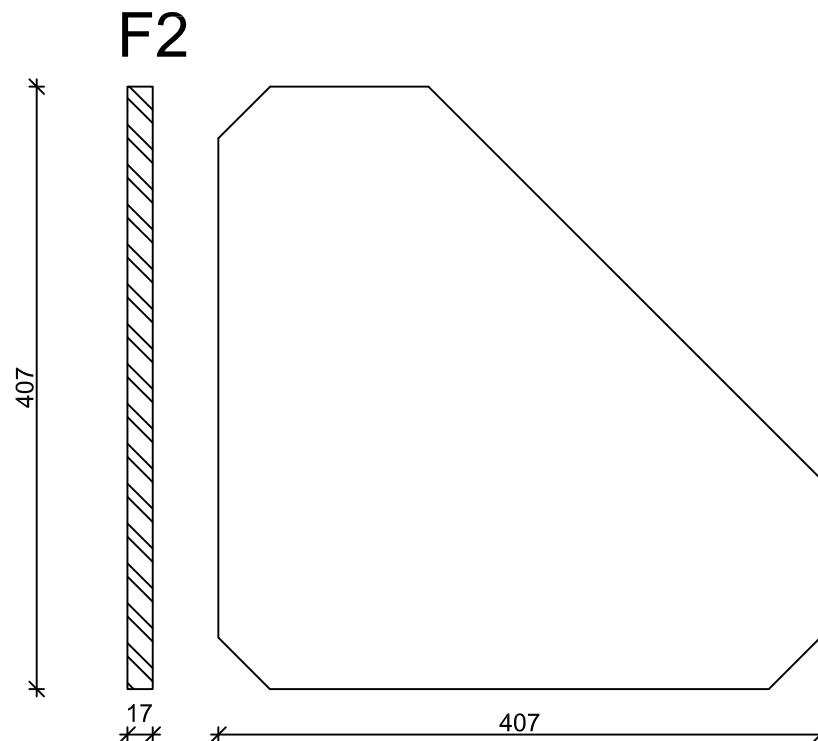
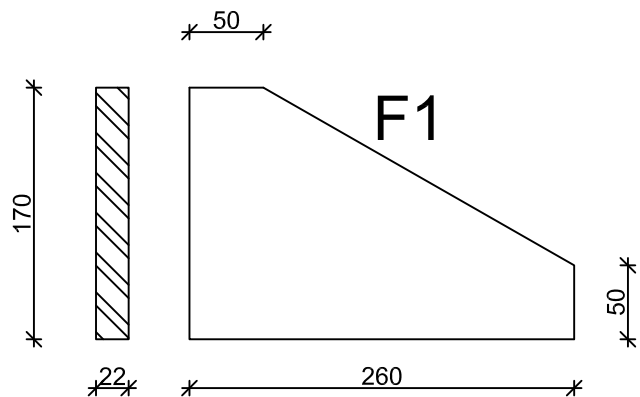
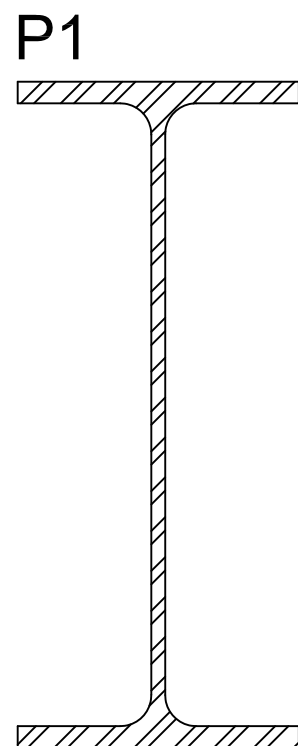
# PREREZ B - B



## LEGENDA:

- S1. 2-HEA 900
- P1. IPE 450
- B1. vijaki M22 10.9
- F1. ojačitveno rebro
- F2. prečna ojačitev
- F3. čelna pločevina

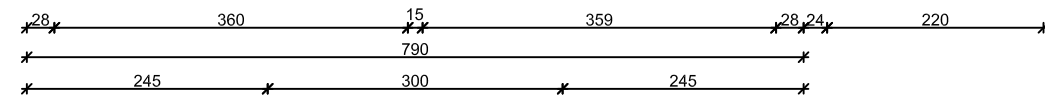
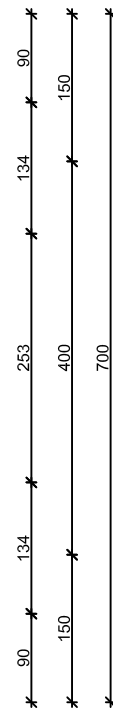
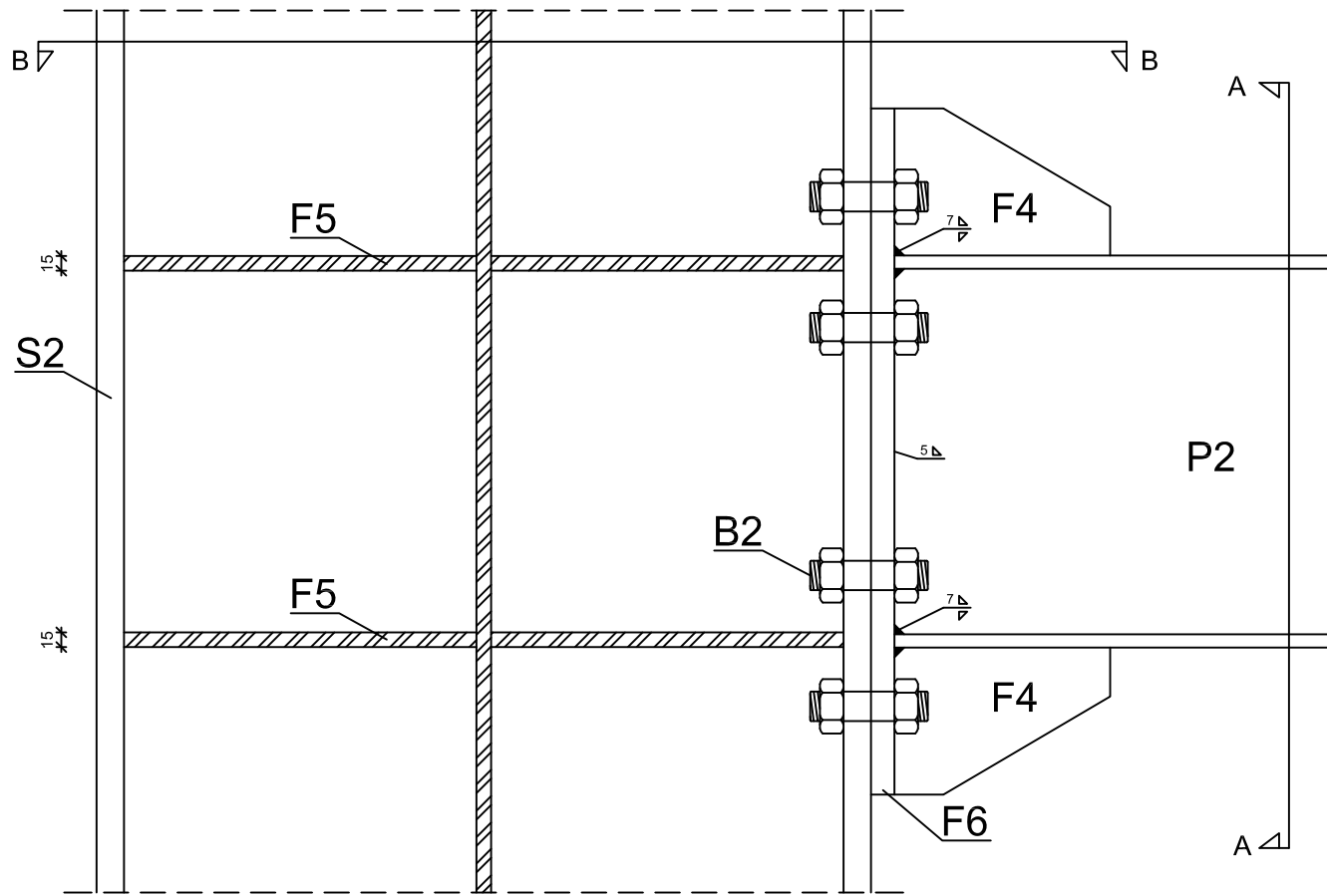
<b>NASLOV:</b> Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		<b>VSEBINA:</b> Momentni spoj med prečko IPE 450 in stebrom 2-HEA 900	
<b>Mentor:</b> viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	<b>Faza:</b> PZI	<b>Merilo:</b> 1 : 5	<b>Datum:</b> Junij 2014
<b>Avtor:</b> Grega Žitko	<b>Št. projekta:</b> C-1	<b>Št. lista:</b> Priloga C1	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			



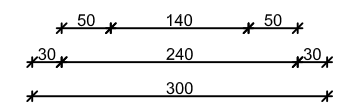
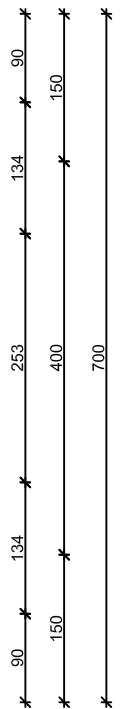
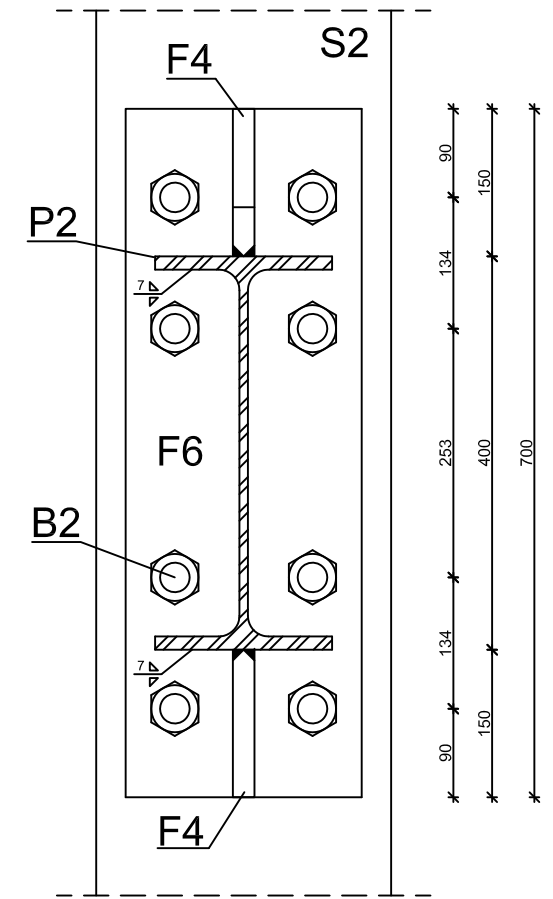
KOSOVNICA						
pozicija	material	dim. b/t/l (mm)	prostornina (m <sup>3</sup> )	količine	masa (kg)	Σ masa (kg)
S1	S 275	HEA 900	/	/	/	/
P1	S 275	IPE 450	/	/	/	/
F1	S 355	170 / 22 / 260	0,0007	2	5,46	10,92
F2	S 355	407 / 17 / 407	0,0022	8	17,18	137,44
F3	S 355	240 / 24 / 790	0,0046	1	35,72	35,72
gostota = 7850 kg/m <sup>3</sup>				skupna masa (kg)		184,08

<b>NASLOV:</b> Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		<b>VSEBINA:</b> Kosovnica momentnega spoja med prečko IPE 450 in stebrom 2•HEA 900	
<b>Mentor:</b> viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	<b>Faza:</b> PZI	<b>Merilo:</b> 1 : 5	
<b>Avtor:</b> Grega Žitko	<b>Št. projekta:</b> C-2	<b>Datum:</b> Junij 2014	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <b>gradbeništvo in geodezijo</b>		<b>Št. lista:</b> Priloga C2	

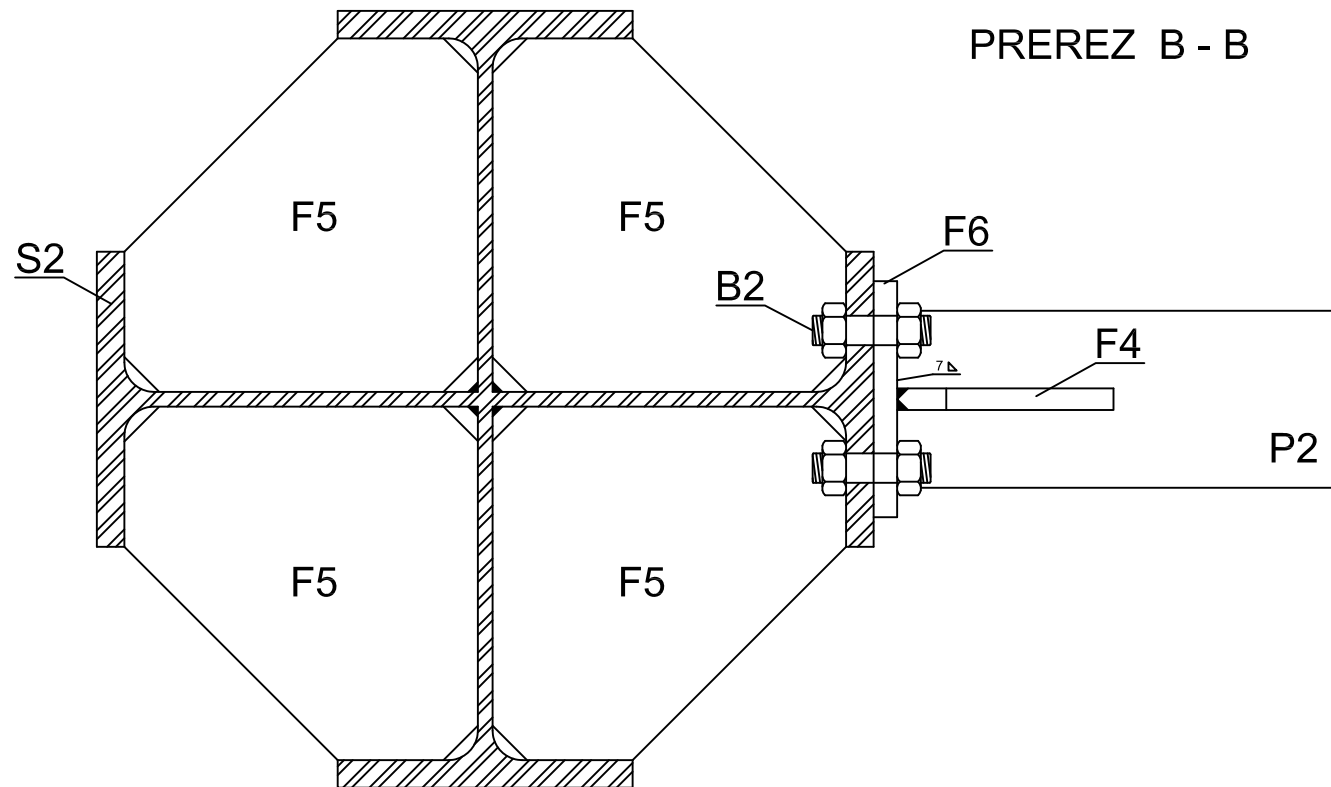
# NARIS



# PREREZ A - A



# PREREZ B - B

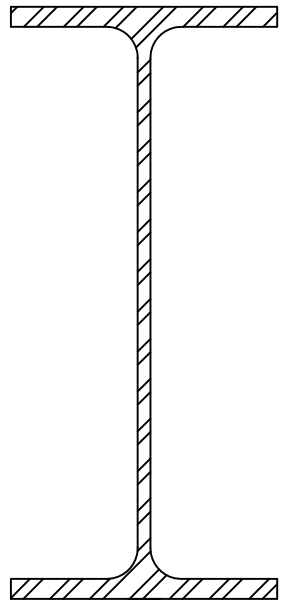


## LEGENDA:

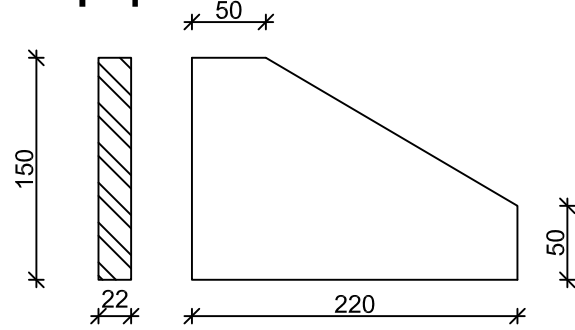
- S2. 2-HEA 800
- P2. IPE 400
- B2. vijaki M30 10.9
- F4. ojačitveno rebro
- F5. prečna ojačitev
- F6. čelna pločevina

NASLOV: Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		VSEBINA: Momentni spoj med prečko IPE 400 in stebrom 2-HEA 800	
Mentor:	viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	Faza:	PZI
Avtor:	Grega Žitko	Št. projekta:	C-3
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>		Merilo:	1 : 5
		Datum:	Junij 2014
		Št. lista:	Priloga C3

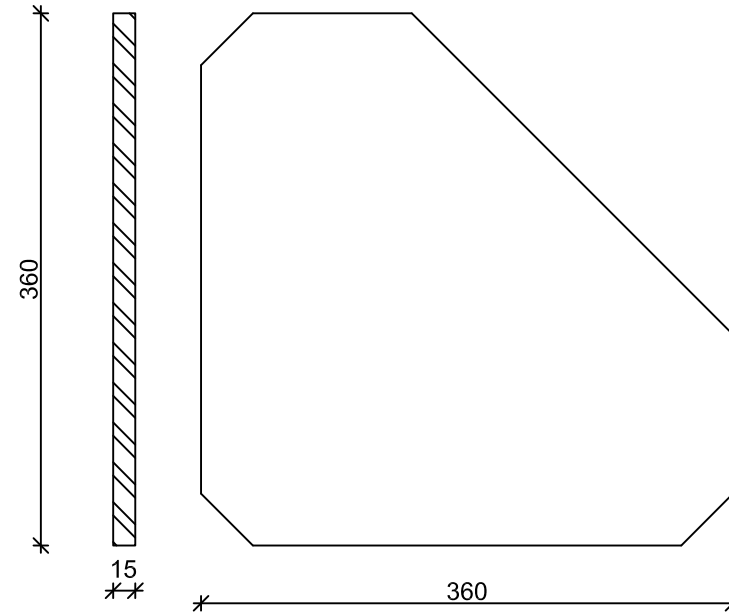
P2



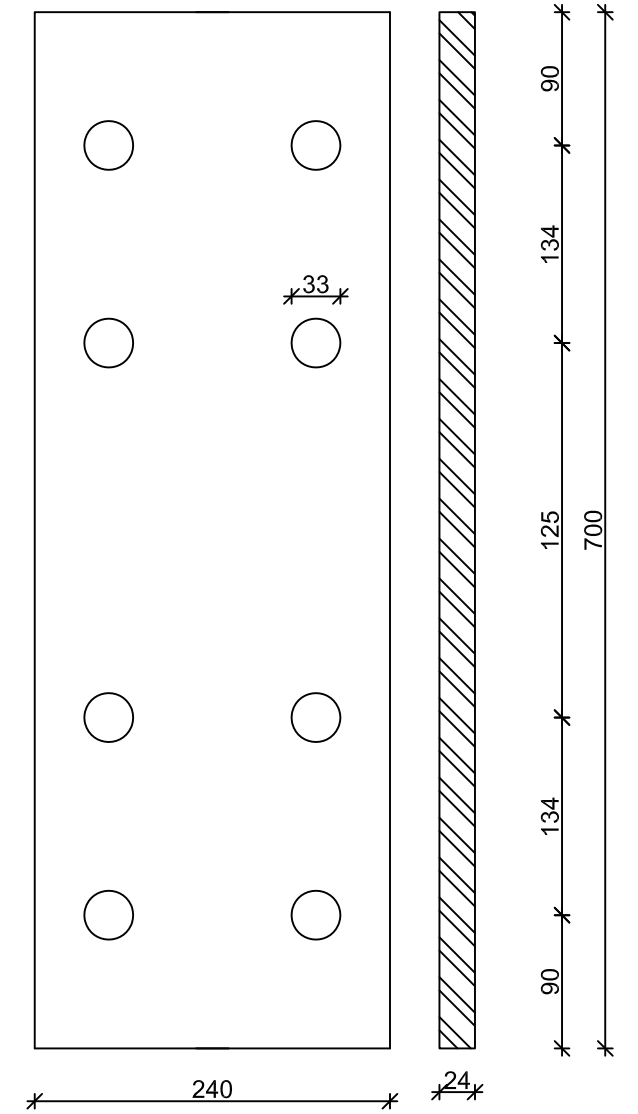
F4



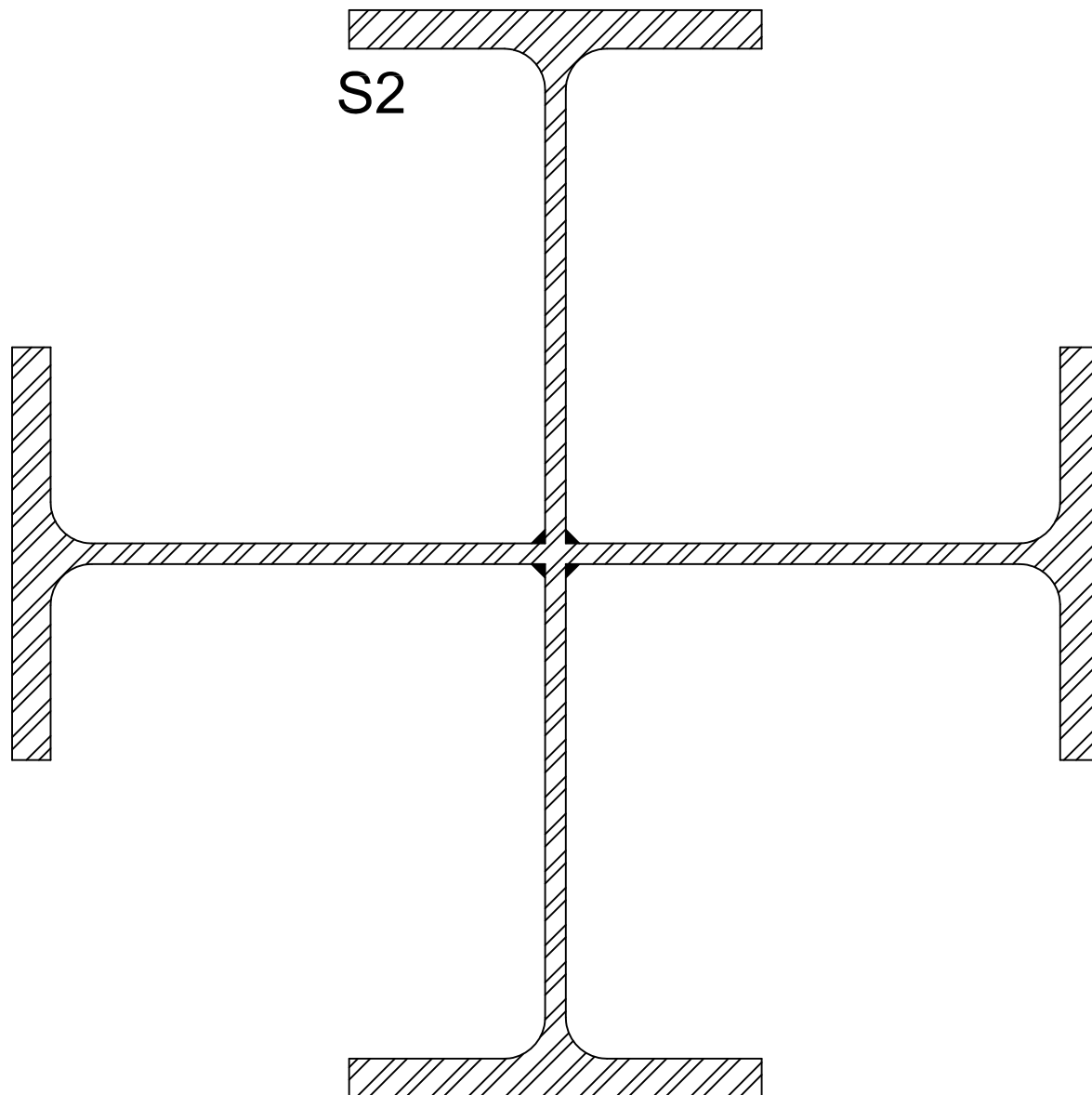
F5



F6



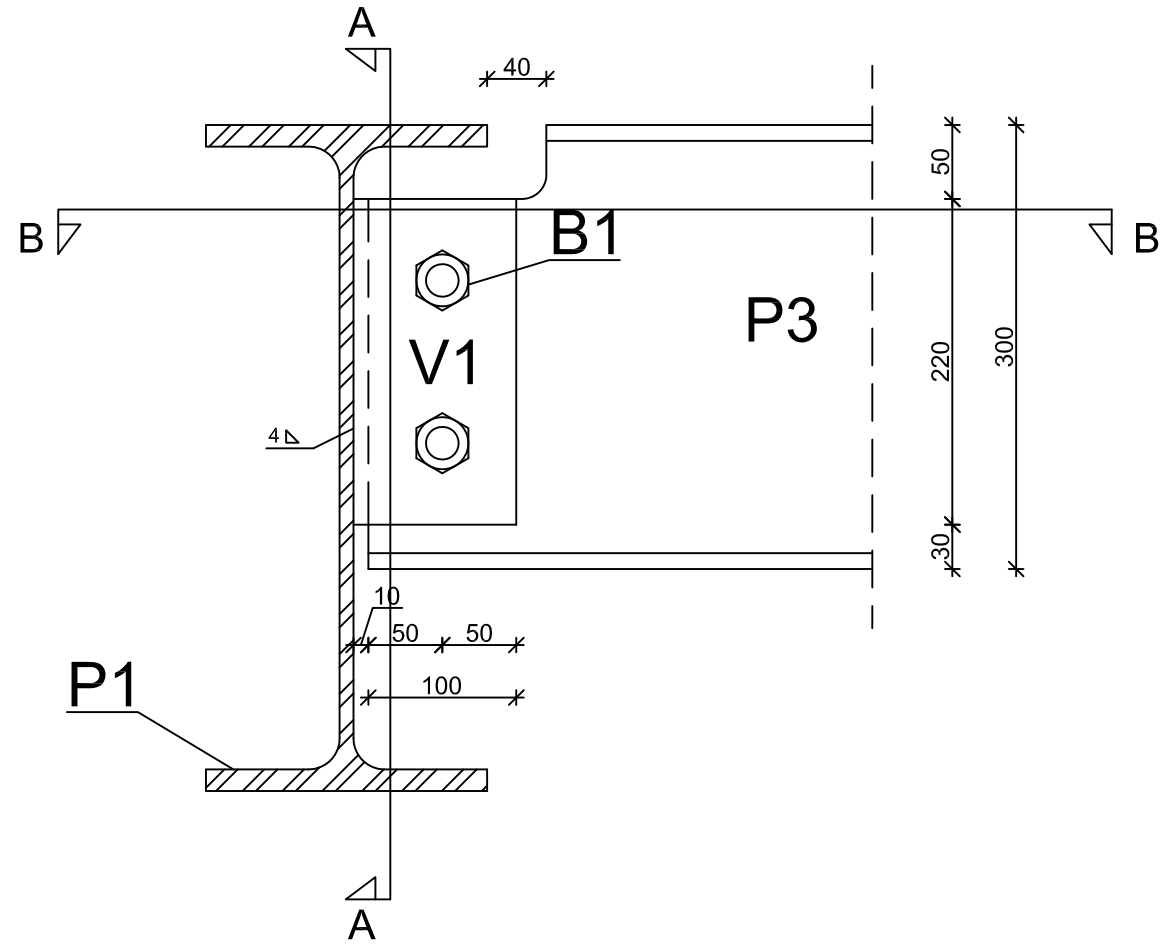
S2



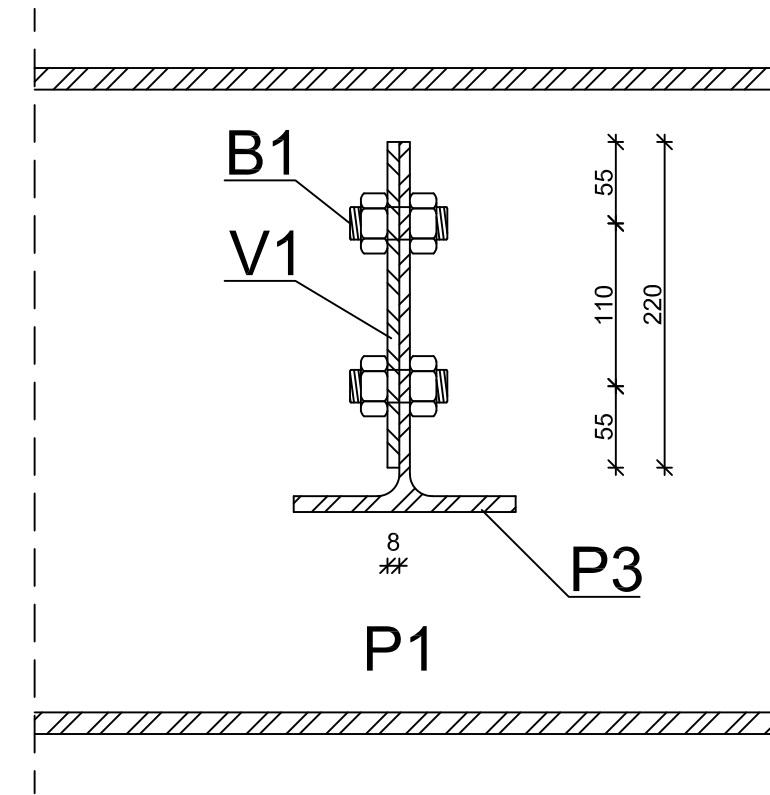
KOSOVNICA						
pozicija	material	dim. b/t/l (mm)	prostornina (m <sup>3</sup> )	količine	masa (kg)	Σ masa (kg)
S2	S 275	HEA 800	/	/	/	/
P2	S 275	IPE 400	/	/	/	/
F4	S 355	150 / 22 / 220	0,0007	2	5,69	11,39
F5	S 355	360 / 15 / 360	0,0019	8	15,22	121,74
F6	S 355	240 / 24 / 700	0,0040	1	31,65	31,65
gostota = 7850 kg/m <sup>3</sup>				skupna masa (kg)		164,78

<b>NASLOV:</b> Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		<b>VSEBINA:</b> Kosovnica momentnega spoja med prečko IPE 400 in stebrom 2·HEA 800	
<b>Mentor:</b> viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	<b>Faza:</b> PZI	<b>Merilo:</b> 1 : 5	
<b>Avtor:</b> Grega Žitko	<b>Št. projekta:</b> C-4	<b>Datum:</b> Junij 2014	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <b>gradbeništvo in geodezijo</b>		<b>Št. lista:</b> Priloga C4	

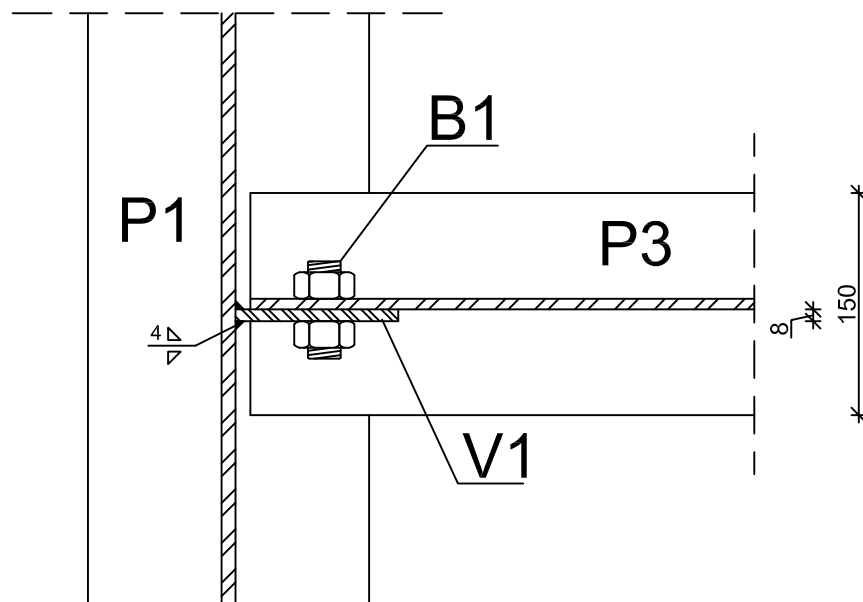
# NARIS



# PREREZ A - A



# PREREZ B - B



## LEGENDA:

P1. IPE 450

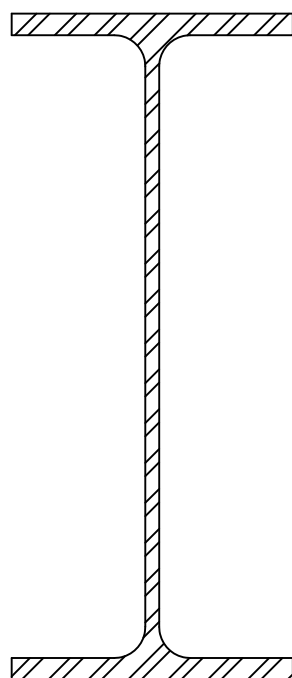
P3. IPE 300

V1. vezna pločevina

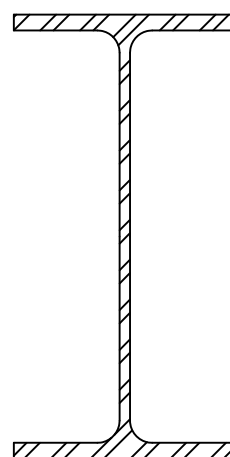
B1. vijaki M22 8.8

<b>NASLOV:</b> Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		<b>VSEBINA:</b> Členkasti spoj prečka IPE 450 - prečka IPE 300	
<b>Mentor:</b>	viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	<b>Faza:</b> PZI	<b>Merilo:</b> 1 : 5
<b>Avtor:</b>	Grega Žitko	<b>Št. projekta:</b> C-5	<b>Datum:</b> Junij 2014
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>		<b>Št. lista:</b> Priloga C5	

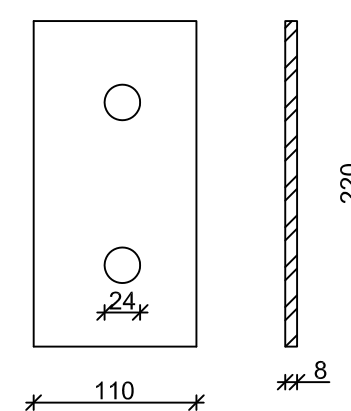
P1




P3

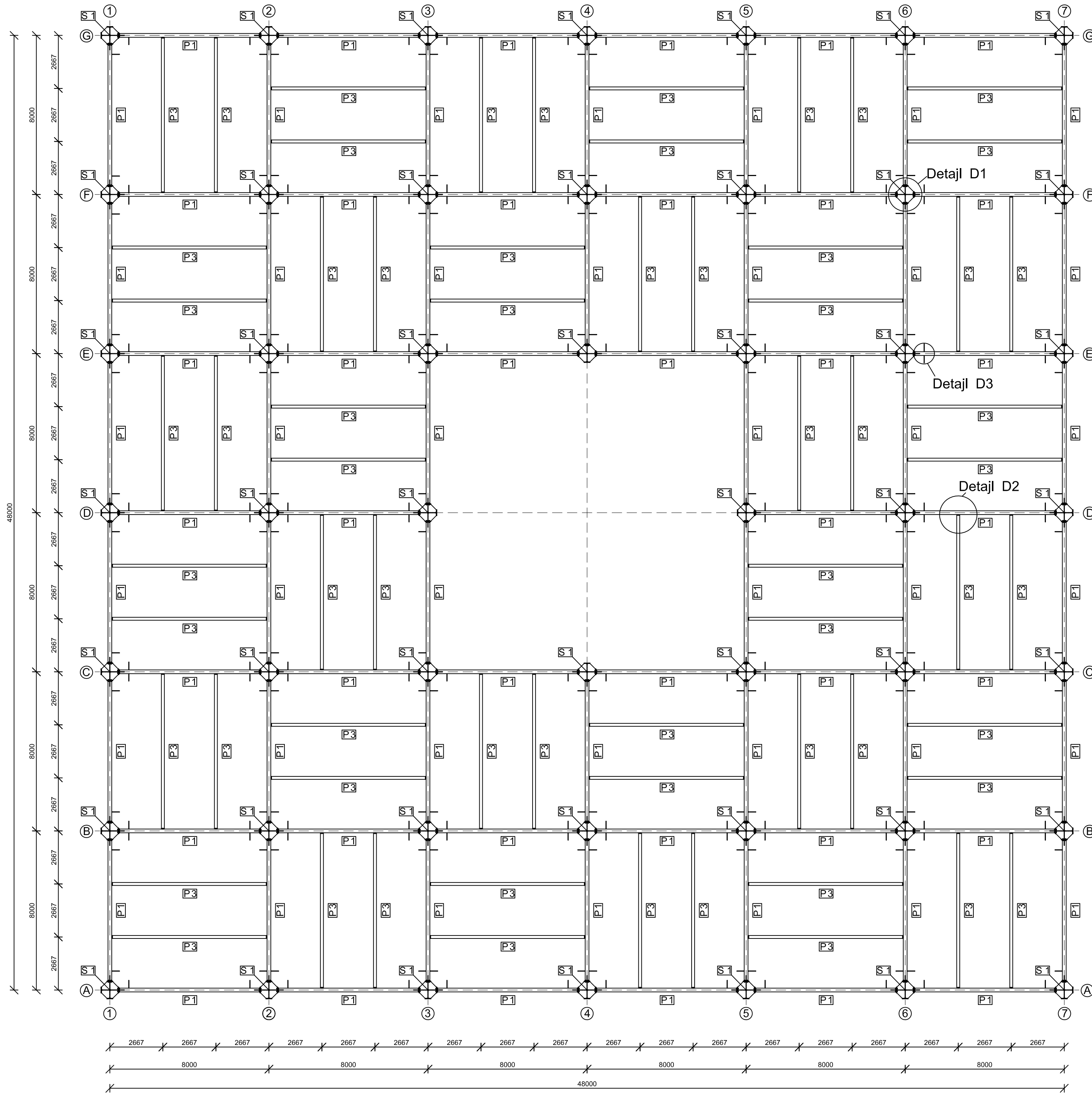


V1

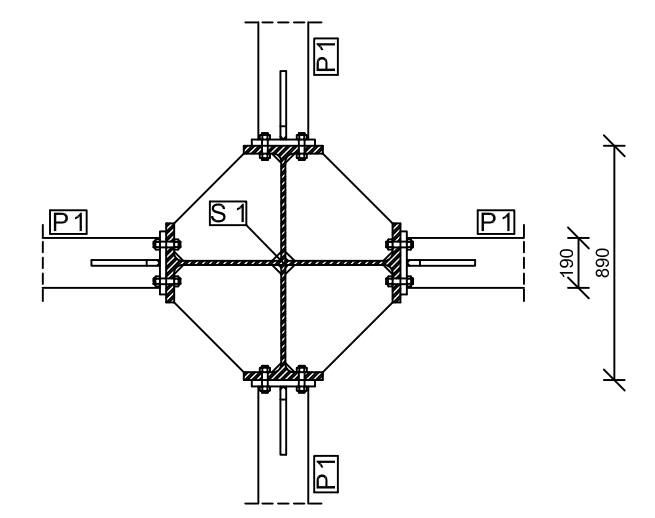


KOSOVNICA					
pozicija	material	dimenzije b/t/l (mm)	količine	masa (kg)	$\Sigma$ masa (kg)
V1	S 235	110 / 8 / 220	1	15,20	15,20
P1	S 275	IPE 450	/	/	/
P3	S 275	IPE 300	/	/	/
gostota = 7850 kg/m <sup>3</sup>			skupna masa (kg)		15,20

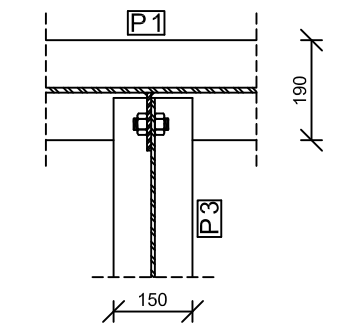
<b>NASLOV:</b> Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		<b>VSEBINA:</b> Kosovnica členkastega spoja prečka IPE 450 - prečka IPE 300	
<b>Mentor:</b> viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	<b>Faza:</b> PZI	<b>Merilo:</b> 1 : 5	
<b>Avtor:</b> Grega Žitko	<b>Št. projekta:</b> C-6	<b>Datum:</b> Junij 2014	
 Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			<b>Št. lista:</b> Priloga C6



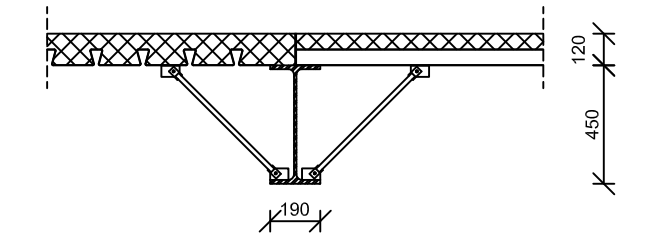
Detajl D1: M 1:20



Detajl D2: M 1:10



Detajl D3: M 1:20



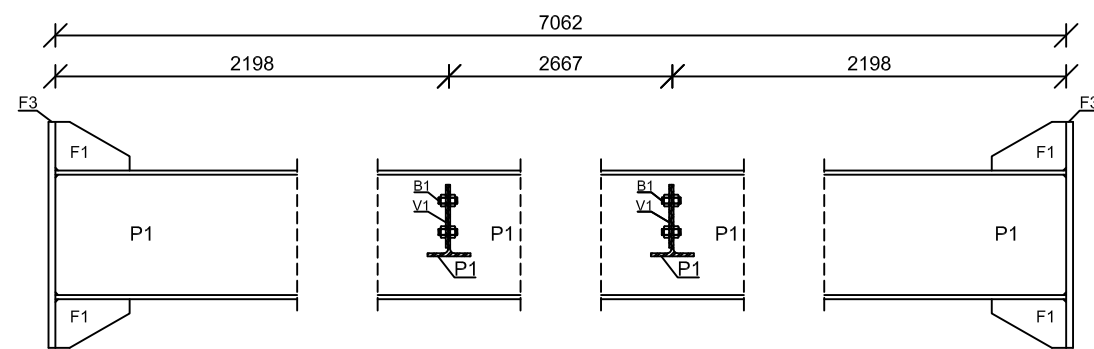
- LEGENDA:
- S1. 2-HEA 900
  - P1. IPE 450
  - P3. IPE 300
  - J1. momenti spoj prečka P1 - steber S1
  - J3. členkasti spoj prečka P1 - prečka P3

KOSOVNICA					
pozicija	material	dolžina (mm)	količine	masa (kg)	Σ masa (kg)
S1	S 275	4000,0	48	2016,00	96768,00
P1	S 275	7062,0	80	548,01	43840,80
P3	S 275	7970,6	64	336,36	21526,99
J1	S 355	/	116	184,08	21353,28
J3	S 355	/	128	15,2	1945,60
gostota = 7850 kg/m <sup>3</sup>			skupna masa (kg)	185434,67	

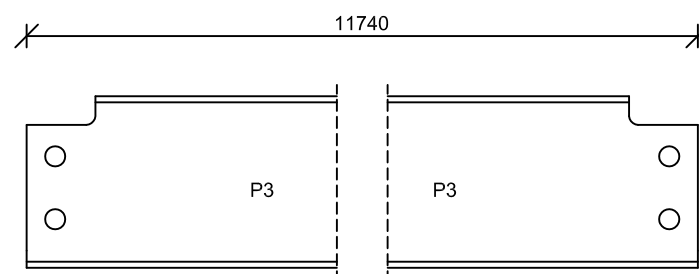
NASLOV: Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		VSEBINA: Torlis konstrukcije - 1.etaža	
Mentor:	viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	Faza:	PZI
Avtor:	Grega Žitko	Št. projekta:	C-7
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo		Merilo:	1 : 100
		Datum:	Junij 2014
		Št. lista:	Priloga C7



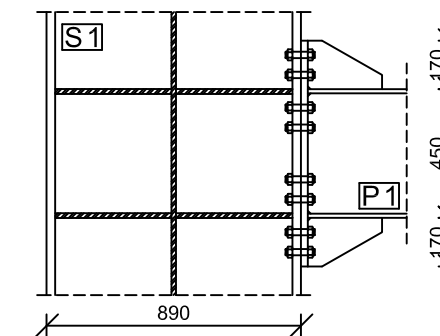
Prečka IPE 450 z elementi, M 1:20



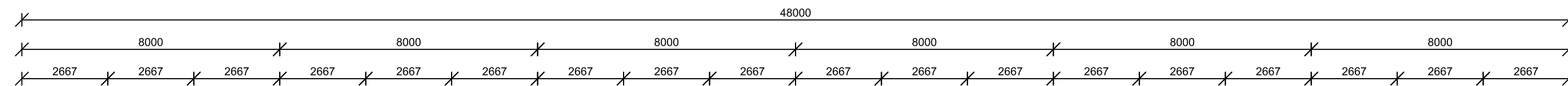
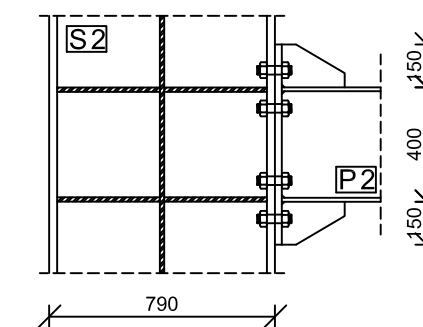
Prečka IPE 300, M 1:10



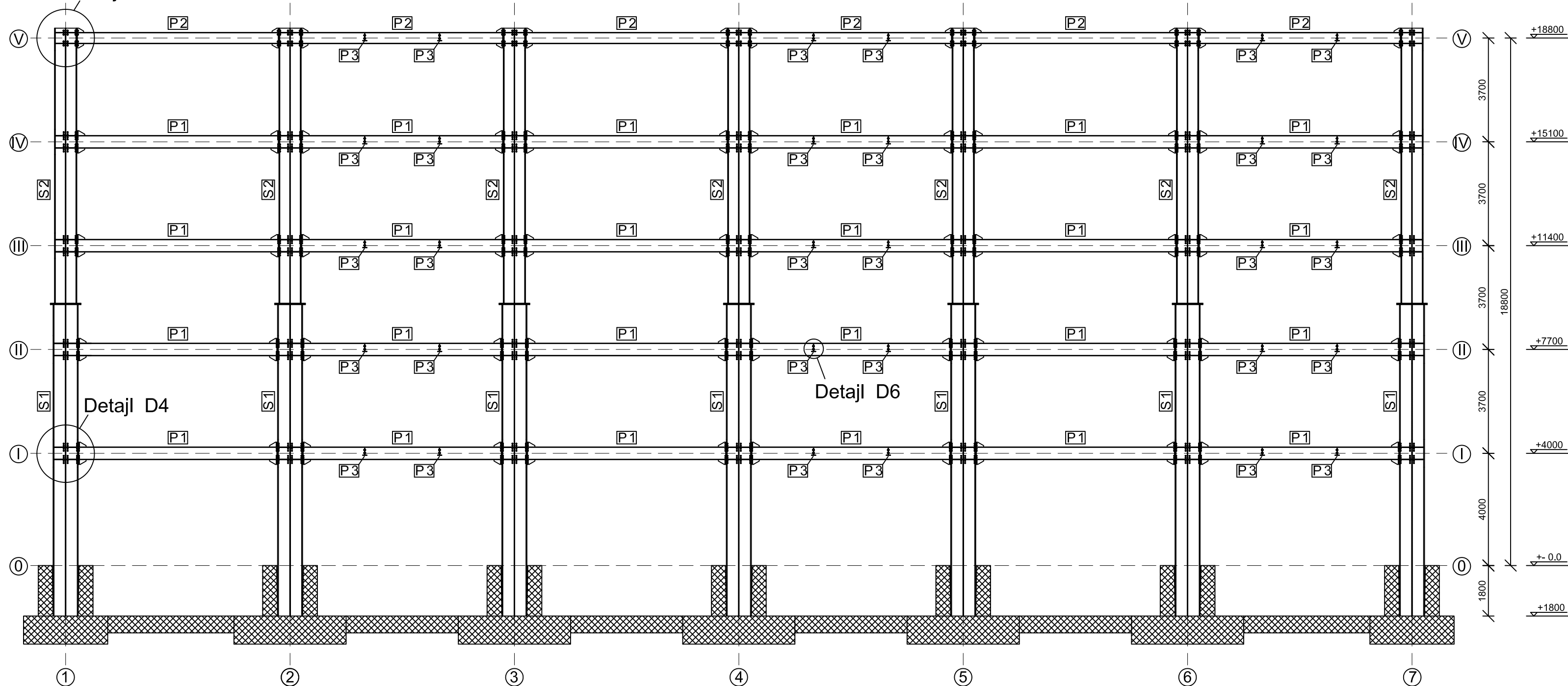
Detajl D4, M 1:20



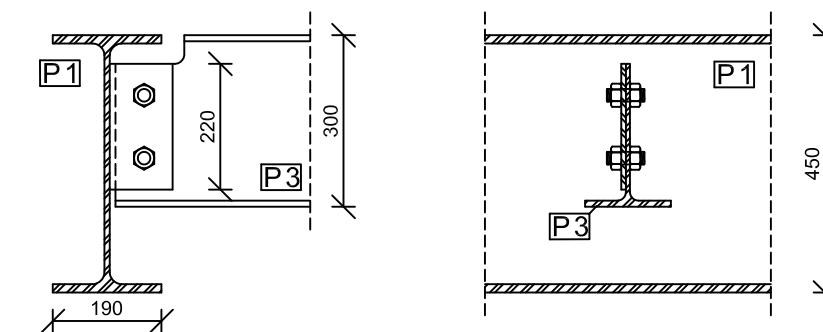
Detajl D5, M 1:20



Detajl D5



Detajl D6, M 1:10



LEGENDA:

- S1. 2-HEA 900
- S2. 2-HEA 800
- P1. IPE 450
- P2. IPE 400
- P3. IPE 300
- J1. momenti spoj prečka P1 - steber S1
- J2. členasti spoj prečka P2 - prečka P3
- J3. členasti spoj prečka P1 - prečka P3

KOSOVNICA					
pozicija	material	dolžina (mm)	količine	masa (kg)	Σ masa (kg)
S1	S 275	9300,0	7	4687,20	32810,40
S1	S 275	9500,0	7	4256,00	29792,00
P1	S 275	7062,0	24	548,01	13152,24
P2	S 275	7062,0	6	468,21	2809,26
P3	S 275	7970,6	30	336,36	10090,80
J1	S 355	/	104	184,08	19144,32
J2	S 355	/	26	164,78	4284,28
J3	S 355	/	60	15,2	912,00
gostota = 7850 kg/m <sup>3</sup>				skupna masa (kg)	112995,30

NASLOV: Projekt pet etažne jeklene poslovne stavbe		VSEBINA: Prerez konstrukcije; okvir 6-6	
Mentor:	viš.pred.dr. Primož Može, univ.dip.inž.grad	Faza:	PZI
Avtor:	Grega Žitko	Merilo:	1 : 100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo		Št. projekta:	C-8
		Datum:	Junij 2014
		Št. lista:	Priloga C8

