

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:

Gradišek, J., 2015. Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Sinur, F.): 189 str.

Datum arhiviranja: 29-01-2015

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:

Gradišek, J., 2015. Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Sinur, F.): 189 pp.

Archiving Date: 29-01-2015

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:

JAN GRADIŠEK

**PROJEKT PET ETAŽNE JEKLENE INDUSTRIJSKE
STAVBE V OBSEGU PGD**

Diplomska naloga št.: 80/OG-MK

DESIGN OF FIVE STORY INDUSTRIAL BUILDING

Graduation thesis No.: 80/OG-MK

Mentor:

doc. dr. Franc Sinur

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Član komisije:

izr. prof. dr. Jana Šelih

doc. dr. Mitja Košir

Ljubljana, 23. 01. 2015

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Strani z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Jan Gradišek izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 16.01.2015

Jan Gradišek

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

Mentor: doc. dr. Franci Sinur

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006.3:624.014.2(043.2)
Avtor:	Jan Gradišek
Mentor:	doc. dr. Franc Sinur
Naslov:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD
Tip dokumenta:	diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	189 str., 17 pregl., 137 sl.
Ključne besede:	jeklene konstrukcije, jeklena stavba, dimenzioniranje, statična in potresna analiza

Izvleček:

Tehnična dokumentacija naloge je v obsegu projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. S pomočjo programa Scia Engineer 14 je narejen statični izračun pet etažne jeklene industrijske stavbe v skladu s standardi Evrokod. Zasnova nosilnega sistema so okvirji z ekscentričnimi povezji, ki potekajo v prečni in vzdolžni smeri. Za medetažno konstrukcijo je izbran branasti sistem sovprežnih sekundarnih nosilcev, ki podpirajo AB ploščo. Določene so stalne obtežbe, spremenljive in seizmične, ki jih upoštevamo pri projektiranju. Nosilni sistem je izračunan z nelinearno globalno analizo z upoštevanjem TDR in geometrijskih nepopolnosti vertikalnih konstrukcijskih elementov. Poleg statične globalne analize je izračunana tudi analiza potresnih vplivov, ki je izvedena z metodo vodoravnih sil. Jeklena konstrukcija je projektirana po pravilih načrtovanja nosilnosti z visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Na koncu projektne naloge so dimenzionirani tipični spoji in požarna analiza z metodo kritične temperature za zahtevano požarno odpornost R 60.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	006.3:624.014.2(043.2)
Author:	Jan Gradišek
Supervisor:	Assist. Prof. Franc Sinur, PhD
Title:	Design of five storey industrial building
Document type:	Graduation Thesis – Higher professional studies
Scope and tools:	189 p., 17 tab., 137 fig.
Key words:	design, reinforced concrete, Eurocode standards, plates, walls

Abstract:

The technical documentation for this task has been formed to the extent of the project to acquire a building permit. A static calculation has been made for steel, five stories industrial building by the Scia Engineer 14 computer programme, in compliance with the Eurocode standards. The structural system is formed by the frames with eccentric bracing that are placed transversely and longitudinal. The floor structure is presented by the concrete plate that is supported by the two way beam system, where the composite action of the concrete plate and the beams is considered. Permanent, variable and seismic loadings have been determined, considering the Eurocode standards. The carrying system has been designed with the nonlinear global analysis, considering geometrical nonlinearity and the geometrical imperfections of the frames. The seismic analysis has been performed by the lateral force method. The steel structure has been designed in accordance with the rules for the capacity design considering high level of ductility (DCH). At the end of the project, the typical joints have been designed and fire analysis with the demanded critical temperature fire resistance R 60 have been performed.

ZAHVALA

Za pomoč pri opravljanju diplomskega dela se zahvaljujem mentorju dr. Francu Sinurju in dr. Primožu Možetu, ki sta mi bila s koristnimi nasveti ter z dobrimi razlagami v veliko pomoč.

Zahvaljujem se tudi vsem, ki so mi v času študija na kakršenkoli način pomagali. Posebna zahvala gre družini, puncu in sodelavcem, ki so mi bili ves čas v podporo in me bodrili.

KAZALO VSEBINE

1	Uvod	1
2	Osnovni podatki o konstrukciji	2
2.1	Opis konstrukcije	2
2.2	Globalna analiza nosilne konstrukcije	4
2.3	Uporabljeni material	4
2.3.1	Beton	4
2.3.2	Jeklo	4
2.4	Izdelava in montaža konstrukcije	7
2.5	Protipožarna zaščita	7
2.6	Protikorozijska zaščita	7
2.7	Uporabljeni standardi	7
3	Zasnova konstrukcije	9
4	Vplivi na konstrukcijo	10
4.1	Stalna obtežba	10
4.1.1	Ravna streha	10
4.1.2	Medetažna konstrukcija	11
4.1.3	Fasadna konstrukcija	11
4.2	Koristna obtežba	12
4.3	Obtežba snega	14
4.4	Obtežba vetra	16
4.4.1	Osnovna hitrost vetra	16
4.4.2	Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra	17
4.4.4	Tlak vetra na notranje ploskve objekta	19
4.4.3	Tlak vetra na zunanje ploskve objekta	20
4.4.5	Kombinacija zunanjih in notranjih tlakov vetra	28
4.5	Potresna obtežba	33
4.5.1	Parametri potresnega vpliva obravnavanega objekta	34

5. Fasadna podkonstrukcija	35
5.1 Fasadna podkonstrukcija na vogalih objekta	36
5.2 Fasadna podkonstrukcija v jedru objekta	43
6. Medetažna konstrukcija	49
6.1 Zasnova medetažne konstrukcije.....	49
6.2 Armiranobetonska (AB) plošča.....	50
6.2.1 Zasnova in osnovni podatki AB plošče	50
6.2.2 Obtežbe, ki obremenjujejo AB ploščo	51
6.2.3 Dimenzioniranje AB plošče v končnem stanju	52
6.3 Sekundarni sovprežni nosilec (I., II., III., IV. etaža).....	55
6.3.1 Zasnova in osnovni podatki sovprežnega nosilca.....	56
6.3.2 Obtežbe, ki obremenjujejo sekundarni sovprežni nosilec	58
6.3.3 Faza gradnje.....	58
6.3.4 Končno stanje	63
6.3.5 Kontrola pomikov (MSU).....	71
6.4 Sekundarni sovprežni nosilec (streha).....	71
6.4.1 Zasnova in osnovni podatki sovprežnega nosilca.....	71
6.4.2 Obtežbe, ki obremenjujejo sekundarni sovprežni nosilec	73
6.4.3 Faza gradnje.....	73
6.4.4 Končno stanje	78
6.4.5 Kontrola pomikov (MSU).....	86
7. Statična analiza nosilne konstrukcije.....	87
7.1 Osnovni podatki	88
7.2 Obtežbe na nosilno konstrukcijo	89
7.3 Obtežne kombinacije.....	91
7.3.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN).....	91
7.3.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)	93
7.4 Nadomestna globalna nepopolnost.....	94
7.4.1 Geometrijska nepopolnost (prečno).....	95
7.4.2 Geometrijska nepopolnost (vzdolžno).....	95

7.5 Dimenzioniranje nosilnih elementov	96
7.5.1 Notranje sile konstrukcijskih elementov	99
7.5.2 Izkoriščenost prečnih prerezov konstrukcijskih elementov (prečno in vzdolžno)	106
7.5.3 Kontrola stabilnosti konstrukcijskih elementov	108
7.5.4 Kontrola pomikov	111
7.5.5 Kontrola reakcij	113
8. Potresna analiza nosilne konstrukcije	116
8.1 Osnovni podatki za potresno analizo	117
8.2 Globalna analiza nosilne konstrukcije za potresno obtežbo	118
8.2.1 Faktor obnašanja	118
8.2.2 Nihajni čas	120
8.2.3 Spekter pospeškov	122
8.2.4 Celotna prečna sila	123
8.2.5 Razporeditev vodoravnih potresnih sil	124
8.2.6 Vpliv torzije	126
8.2.7 Material	127
8.3 Obtežbe kombinacije za projektno potresno stanje	128
8.3.1 Izpis grafov notranjih sil za neseizmični del iz programa SCIA Engineer 14	128
8.3.2 Izpis grafov notranjih sil za seizmični del iz programa SCIA Engineer 14	131
8.4 Dimenzioniranje okvirja z ekscentričnimi povezji	137
8.4.1 Dimenzioniranje diagonale ekscentričnega povezja	138
8.4.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda (TDR)	141
8.4.3 Dimenzioniranje strižnih členov v ekscentričnem povezju	142
8.4.4 Kontrola elementov, ki ne vsebujejo strižnih potresnih členov	152
8.4.5 Kontrola poškodb (kontrola relativnih pomikov etaž)	156
9. Analiza spojev	160
9.1 Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700	160
9.1.1 Zasnova spoja in podatki	160
9.1.2 Obremenitev spoja	162
9.1.3 Kontrola nosilnosti spoja	162

9.2 Členkasti spoj med sekundarnim nosilcem IPE400 in primarnim nosilcem HEA600	167
9.2.1 Zasnova spoja in podatki	167
9.2.2 Obremenitev spoja	170
9.2.3 Kontrola nosilnosti spoja	171
9.3 Spoj v področju diagonale MSH300x300x7.1	179
9.3.1 Zasnova spoja in podatki	179
9.3.2 Obremenitev spoja	180
9.3.3 Kontrola nosilnosti spoja	181
10. Požarna analiza	182
10.1 Požarna analiza jeklenega križnega stebra 2xHEA700	182
10.1.1 Obremenitve	183
10.1.2 Kontrola požarne odpornosti jeklenega križnega stebra 2xHEA700	183
11. Zaključek	186
12. Viri.....	187
13. Seznam prilog	189

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Koeficienti notranjega tlaka in notranji tlak vetra v obe smeri X in Y	19
Preglednica 2: Geometrijski podatki področij navpičnih sten v smeri X	22
Preglednica 3: Koeficienti zun. tlaka in zun. tlak vetra na navpične stene v smeri X.....	22
Preglednica 4: Geometrijski podatki področij ravne strehe v smeri X.....	23
Preglednica 5: Koeficienti zun. tlaka in zun. tlak vetra na ravno streho v smeri X	24
Preglednica 6: Geometrijski podatki področij navpičnih sten v smeri Y	25
Preglednica 7: Koeficienti zun. tlaka in zun. tlak vetra na navpične stene v smeri Y.....	26
Preglednica 8: Geometrijski podatki področij ravne strehe v smeri Y	27
Preglednica 9: Koeficienti zun. tlaka in zun. tlak vetra na ravno streho v smeri Y	27
Preglednica 10: Veter na navpične stene v smeri X v kombinaciji z notranjim tlakom.....	29
Preglednica 11: Veter na navpične stene v smeri X v kombinaciji z notranjim srkom.....	29
Preglednica 12: Veter na ravno streho v smeri X v kombinaciji z notranjim tlakom	30
Preglednica 13: Veter na ravno streho v smeri X v kombinaciji z notranjim srkom	30
Preglednica 14: Veter na navpične stene v smeri Y v kombinaciji z notranjim tlakom.....	31
Preglednica 15: Veter na navpične stene v smeri Y v kombinaciji z notranjim srkom.....	31
Preglednica 16: Veter na ravno streho v smeri Y v kombinaciji z notranjim tlakom	32
Preglednica 17: Veter na ravno streho v smeri Y v kombinaciji z notranjim srkom	32

KAZALO SLIK

Slika 1: Čelni pogled primarne nosilne konstrukcije	2
Slika 2: Bočni pogled primarne nosilne konstrukcije	3
Slika 3: Tlorisni pogled primarne nosilne konstrukcije	3
Slika 4: Zasnova nosilne konstrukcije	9
Slika 5: Ravna streha.....	10
Slika 6: Medetažna konstrukcija	11
Slika 7: Razporeditev koristne obtežbe glede na etaže	13
Slika 8: Karta obtežbe snega na tleh v RS razdeljena na različne cone (vir: ARSO).....	15
Slika 9: Karta temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_b, 0$	17
Slika 10: Diagrami faktorja izpostavljenosti $ce(z)$	18
Slika 11: Dimenzije objekta pri delovanju vetra v smeri osi X	20
Slika 12: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru $h \leq b$	21
Slika 13: Tloris in naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi X	21
Slika 14: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X.....	23
Slika 15: Dimenzije objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y	24
Slika 16: Tloris in naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi Y	25
Slika 17: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y	26
Slika 18: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov na obod stavbe	28
Slika 19: Karta potresne nevarnosti Slovenije (vir: ARSO)	34
Slika 20: Tloris razporeditve fasadnih stebrov v jedru in na vogalih	35
Slika 21: Statični računski model fasadnega stebra	36
Slika 22: Dopustne medsebojne razdalje med fasadnimi stebri.....	37
Slika 23: Obtežbe na fasadni steber v vogalu objekta	38
Slika 24: Kombinacije obtežb za fasadni steber (MSN, MSU)	38
Slika 25: Osne sile N [kN] – fasadni steber (vogal) – ovoj MSN.....	39

Slika 26: Prečne sile V_z [kN] – fasadni steber (vogal) – ovoj MSN.....	39
Slika 27: Upogibni momenti M_y [kNm] – fasadni steber (vogal) – ovoj MSN	40
Slika 28: Pomiki u_z [mm] – fasadni steber (vogal) – MSU_veter_+; MSU_veter_-	40
Slika 29: Izkoriščenost fas. stebra v vogalu obj. – ovoj MSU_veter_+; MSU_veter_-	41
Slika 30: Osne sile N [kN] – fasadni steber (polje) – ovoj MSN	45
Slika 31: Prečne sile V_z [kN] – fasadni steber (polje) – ovoj MSN.....	45
Slika 32: Upogibni momenti M_y [kNm] – fasadni steber (polje) – ovoj MSN.....	46
Slika 33: Pomiki u_z [mm] – fasadni steber (polje) – MSU_veter_+; MSU_veter_-	46
Slika 34: Izkoriščenost fas. stebra v jedru obj. – ovoj MSU_veter_+; MSU_veter_-	47
Slika 35: Tloris razporeditve sekundarnih sovprežnih nosilcev	49
Slika 36: Zasnova AB plošče	52
Slika 37: Prečni in vzdolžni prerez sovprežne plošče in sovprežnega nosilca IPE400	56
Slika 38: Dimenzije NELSON čepa $\varnothing 19$	57
Slika 39: Upogibni mom. M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje	59
Slika 40: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje	59
Slika 41: Potek napetosti po prerezu sovprežnega nosilca IPE400	62
Slika 42: Upogibni mom. M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje.....	63
Slika 43: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje.....	64
Slika 44: Sodelujoča širina betonske pasnice	64
Slika 45: Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza nosilca (IPE400).....	65
Slika 46: Plastična razporeditev napetosti po sovprežnem prečnem prerezu (IPE400)	66
Slika 47: Potek strižnih ravnin v betonski pasnici (IPE400).....	69
Slika 48: Upogibni mom. M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje	74
Slika 49: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje	74
Slika 50: Potek napetosti po prerezu sovprežnega nosilca IPE360	77
Slika 51: Upogibni mom. M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje.....	78

Slika 52: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje	79
Slika 53: Sodelujoči del širine betonske pasnice	79
Slika 54: Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza nosilca (IPE360)	80
Slika 55: Plastična razporeditev napetosti po sovprežnem prečnem prerezu (IPE360).....	81
Slika 56: Potek strižnih ravnin v betonski pasnici (IPE360)	84
Slika 57: 3D računski model (razvijanje oblike)	87
Slika 58: Izbrane razporeditve koristne obtežbe po etaži	89
Slika 59: Nadomestne globalne nepopolnosti (prečni okvir).....	95
Slika 60: Nadomestne globalne nepopolnosti (vzdolžni okvir).....	96
Slika 61: Shematski prikaz lege obravnavanih okvirjev	97
Slika 62: Robni pogoji podpor na dnu križnih stebrov	97
Slika 63: Obtežbe upoštevane pri statični analizi	98
Slika 64: Linearne in nelinearne kombinacije MSN obtežb pri statični analizi.....	98
Slika 65: Linearne in nelinearne kombinacije MSU obtežb pri statični analizi.....	99
Slika 66: Osne sile N [kN] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN.....	100
Slika 67: Prečne sile V_z [kN] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN.....	100
Slika 68: Upogibni mom. M_y [kNm] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN ...	101
Slika 69: Upogibni mom. M_z [kNm] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN ...	101
Slika 70: Osne sile N [kN] – okvir E-E – prečke – ovoj_nelinearno_MSN	102
Slika 71: Prečne sile V_z [kN] – okvir E-E – prečke – ovoj_nelinearno_MSN	102
Slika 72: Upogibni mom. M_y [kNm] – okvir E-E – prečke – ovoj_nelinearno_MSN	103
Slika 73: Osne sile N [kN] – okvir E-E – diagonale – ovoj_nelinearno_MSN	103
Slika 74: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – prečke – ovoj_nelinearno_MSN	104
Slika 75: Prečne sile V_z [kN] – okvir 3-3 – prečke – ovoj_nelinearno_MSN	104
Slika 76: Upogibni mom. M_y [kNm] – okvir 3-3 – prečke – ovoj_nelinearno_MSN	105
Slika 77: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – diagonale – ovoj_nelinearno_MSN	105

Slika 78: Izkoriščenost preč. prer. - okvirja 3-3; E-E - stebri - ovoj_nelinearno_MSN.....	106
Slika 79: Izkoriščenost prečnih prerezov – okvir E-E - prečke - ovoj_nelinearno_MSN.....	107
Slika 80: Izkoriščenost prečnih prerezov – okvir 3-3 - prečke - ovoj_nelinearno_MSN.....	107
Slika 81: Največje obremenitve križnega stebra B543 (vir: SCIA)	109
Slika 82: Razmerje med pozitivnim in negativnim momentom (M_y, E_d, M_z, E_d).....	110
Slika 83: Največji pomiki strehe v z - smeri	111
Slika 84: Največji pomiki medetaže v z - smeri.....	112
Slika 85: Največji pomiki v x in y - smeri.....	112
Slika 86: Vrednosti globalnih reakcij iz programa SCIA.....	113
Slika 87: Stratigrafski opis profila obravnavanih tal (vir: SIST EN 1998-1:2005).....	117
Slika 88: Računski 3D model nosilne konstrukcije.....	119
Slika 89: Kombinacije mas.....	120
Slika 90: Izračunane vrednosti nihajnih časov $T_{1,x}$ in $T_{1,y}$ in skupna masa objekta	121
Slika 91: Izrazi projektnega spektra $S_d(T)$	122
Slika 92: Excel izračun vodoravnih potresnih sil v smeri X in Y	124
Slika 93: Vpliv potresnih sil v smeri X	125
Slika 94: Vpliv potresnih sil v smeri Y	125
Slika 95: Excel izračun torzijskih momentov.....	127
Slika 96: Primeri obtežb pri neseizmični potresni analizi (SCIA)	128
Slika 97: Osne sile N [kN] – okvir E-E – stebri – gravitacijske sile	129
Slika 98: Osne sile N [kN] – okvir E-E – diagonale – gravitacijske sile	129
Slika 99: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – stebri – gravitacijske sile	130
Slika 100: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – diagonale – gravitacijske sile	131
Slika 101: Primeri obtežb pri seizmični potresni analizi (SCIA)	131
Slika 102: Osne sile N [kN] – okvir E-E – stebri – potresne sile X	132
Slika 103: Osne sile N [kN] – okvir E-E – prečke – potresne sile X	132

Slika 104: Osne sile N [kN] – okvir E-E – diagonale – potresne sile X.....	133
Slika 105: Prečne sile V_z [kN] – okvir E-E – prečke – potresne sile X.....	133
Slika 106: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvir E-E – prečke– potresne sile X.....	134
Slika 107: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – stebri – potresne sile Y	135
Slika 108: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – prečke – potresne sile Y.....	136
Slika 109: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – diagonale – potresne sile Y.....	136
Slika 110: Prečne sile V_z [kN] – okvir 3-3 – prečke – potresne sile Y.....	137
Slika 111: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvir 3-3 – prečke – potresne sile Y.....	137
Slika 112: Maksimalne vrednosti tlačnih in nateznih sil diagonal povezja	138
Slika 113: Excel izračun stabilnosti diagonale na upogibni uklon za smer X	139
Slika 114: Excel izračun stabilnosti diagonale na upogibni uklon za smer Y	140
Slika 115: Excel izračun kontrole TDR za prečni okvir (smer X).....	141
Slika 116: Excel izračun kontrole TDR za vzdolžni okvir (smer Y).....	142
Slika 117: Simboli za potresne člene z I - prečnim prerezom	142
Slika 118: Excel izračun vrednosti Ω_i in kontrola za vsako etažo posebej	148
Slika 119: Grafi maksimalnih vrednosti osnih sil stebra za neseizmični in seizmični del	152
Slika 120: Kontrola nosilnosti križnega stebra na upogibno-torzijski uklon (vodilni X).....	154
Slika 121: Kontrola nosilnosti križnega stebra na upogibno-torzijski uklon (vodilni y).....	155
Slika 122: Grafi maks. vrednosti osnih sil diagonal za neseizmični in seizmični del	155
Slika 123: Največji etažni pomiki prečnega okvirja	157
Slika 124: Excel izračun kontrole etažnih pomikov prečnega okvirja.....	158
Slika 125: Največji etažni pomiki vzdolžnega okvirja	158
Slika 126: Excel izračun kontrole etažnih pomikov vzdolžnega okvirja.....	159
Slika 127: Zasnova mom. spoja med prečko HEA600 in križnim stebrom 2xHEA700	161
Slika 128: Zasnova členkastega spoja med sek. nosilcem IPE400 in prečko HEA600.....	168
Slika 129: Maksimalni zasuki sekundarnega nosilca (SCIA).....	169

Slika 130: Vrednosti globalnih reakcij sekundarnega nosilca IPE400 (SCIA).....	170
Slika 131: Razdelitev obtežbe na vijake.....	171
Slika 132: Smer delovanja rezultante sil R.....	172
Slika 133: Prerez vezne pločevine na mestu oslabitve.....	174
Slika 134: Strižni iztrg vijakov.....	175
Slika 135: Prerez sekundarnega nosilca IPE400 na mestu oslabitve.....	177
Slika 136: Zasnova spoja v področju diagonale MSH300x300x7.1.....	180
Slika 137: Maksimalne obrem. križnih stebrov 2xHEA700 pri statični nelinearni analizi....	183

1 UVOD

Jeklo kot tekmeč armiranem betonu počasi prevzema njegovo mesto najbolj uporabljenega gradbenega materiala. V veliki meri se uporablja za gradnjo industrijskih, infrastrukturnih in trgovskih objektih. Vse več pa se ga uporablja tudi na področju poslovnih, zabavišnih in športnih objektov. Vse zaradi njegovih edinstvenih tehničnih lastnosti kot so natezna trdnost, možnosti premoščanja velikih razponov, hitra ter natančna gradnja, fleksibilnost in enostavno vzdrževanje. Poleg tega pa se jeklo lahko uspešno kombinira tudi z drugimi materiali (les, beton, itd.).

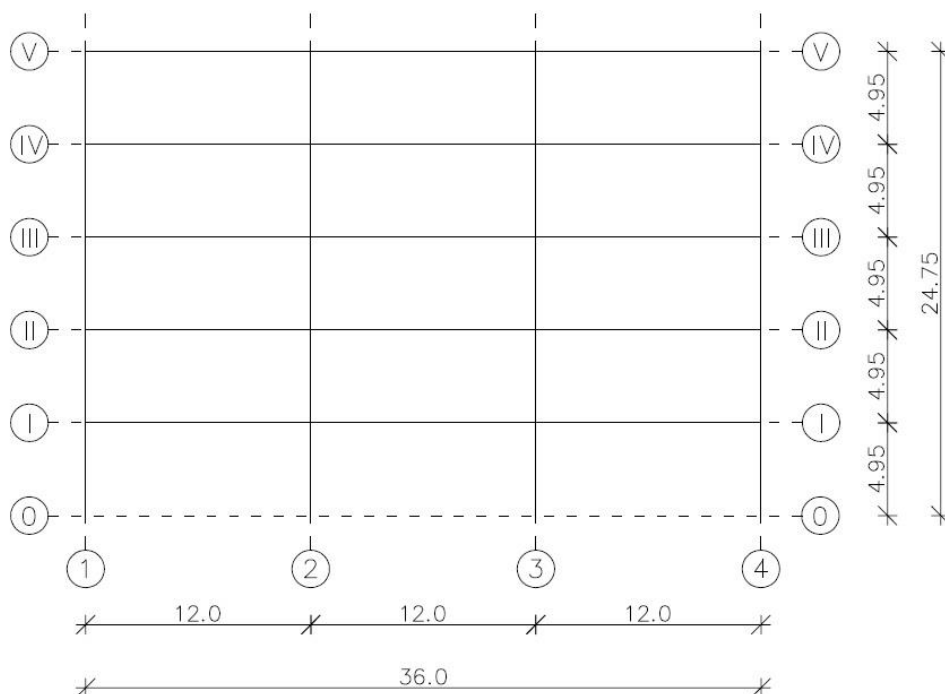
V svoji diplomski nalogi sem jeklo uporabil kot material za gradnjo nosilne konstrukcije industrijskega objekta. Za gradnjo takšnega objekta je smotrna uporaba jekla, saj ima lastnost premoščanja velikih razponov, ki nam omogočajo velike prostore brez ovir (oviro nam lahko predstavljajo gosto postavljeni stebri v ravnini). Jeklo kot konstrukcijski material bistveno zmanjša časovni interval gradnje in omogoča boljšo organiziranost te. Vremenske razmere manj vplivajo na gradnjo kot pri uporabi armiranega betona, zato imamo na razpolago več delovnih dni v letu in s tem lahko projekt dokončamo v relativno kratkem času. To so le osnovne lastnosti, ki izpolnjujejo interese investitorja, obstaja pa še veliko argumentov, ki upravičujejo takšne zasnove.

V nadaljevanju bo predstavljeno kako projekt jeklene industrijske stavbe načrtujemo do pridobitve gradbenega dovoljenja. V začetku bo predstavljena zasnova konstrukcije, kateri materiali so bili uporabljeni in kakšna kakovost je teh. Sledi obravnavanje obtežb, ki vplivajo na omenjeno nosilno konstrukcijo ter razporeditev teh po njej. Po končanem določanju obtežb sledi statična analiza v izdelanem računskem 3D modelu v programu SCIA Enginner 14. Omenjeni program nam pomaga dimenzionirati in kontrolirati izbrane nosilne elemente po standardih SIST EN 1993-1-1:2005 pod vplivom izračunanih obtežb. Potem sledi kontrola in dimenzioniranje konstrukcije na potresno obtežbo. Na koncu pa so predstavljeni izračuni spojev elementov in kontrola požarne odpornosti.

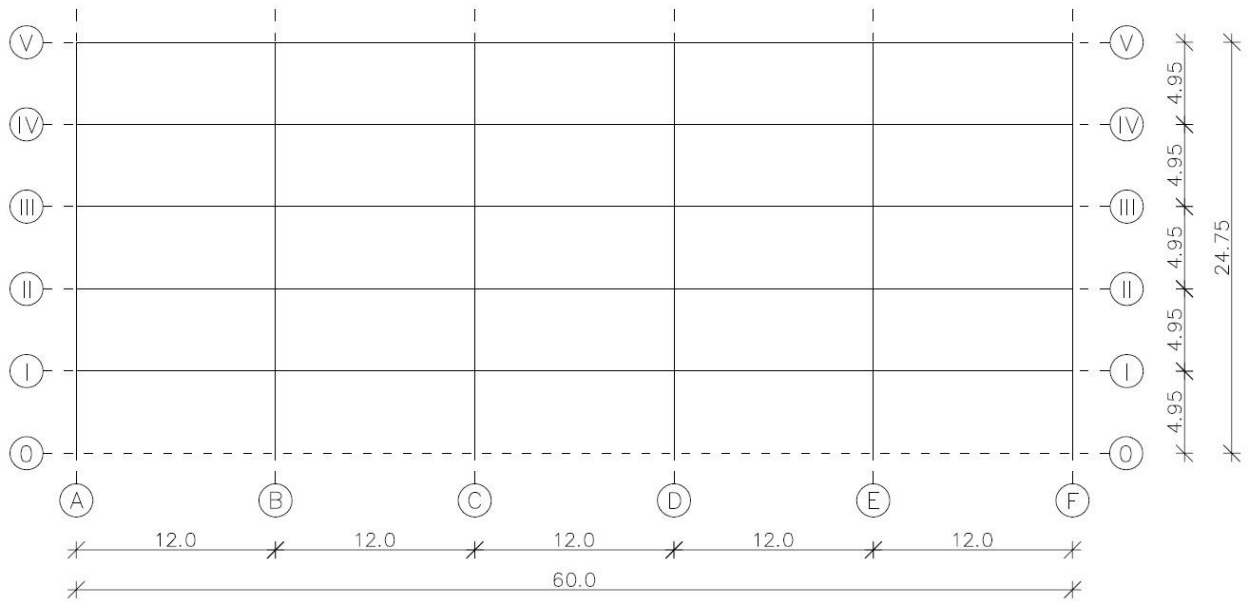
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

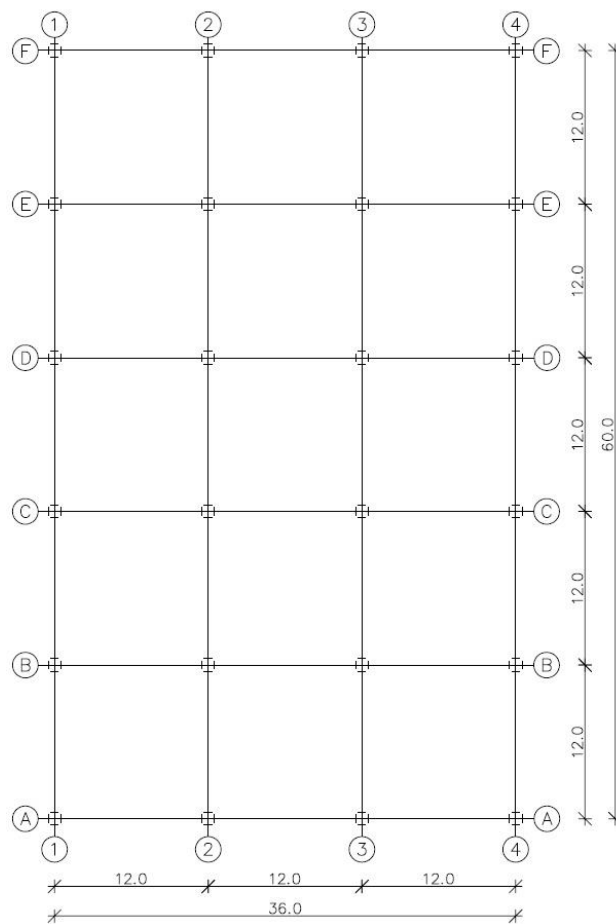
Projektna naloga je definirala gabarite konstrukcije pet etažne industrijske stavbe. Predpostavljeno je bilo, da se objekt nahaja v Ljubljani (nadmorska višina okoli 300m). Tlorisne dimenzije objekta so 36 m v prečni smeri in 60 m v vzdolžni smeri. Višina vsake posamezne etaže je 4,95 m. Objekt ima sicer pet etaž in meri v višino 24,75 m. Konstrukcijo lahko razdelimo na dva dela in sicer na horizontalnega in vertikalnega. Horizontalni del nosilne konstrukcije je sestavljena z AB plošče, ki je sovprežno povezana z sekundarnimi branastimi nosilci, ki pa preko členkastih spojev prenašajo vertikalno obtežbo na prečke. Vertikalna obtežba se s prečke prenese na vertikalno nosilno konstrukcijo, ki pa je sestavljena iz križnih stebrov, kateri skrbijo za prenos vertikalne obtežbe v tla in ekscentričnih povezij, ki skrbijo za prenos horizontalne obtežbe (potres, veter) v stebre in nato v tla. Streha objekta je ravna na njej pa je prodnato nasutje ter je opremljena z nosilci za prezračevalne sisteme. Fasada je sestavljena iz sodobnih samonosilnih fasadnih panelov, ki pa so pritrjeni na vertikalne fasadne stebričke.



Slika 1: Čelni pogled primarne nosilne konstrukcije



Slika 2: Bočni pogled primarne nosilne konstrukcije



Slika 3: Tlorisni pogled primarne nosilne konstrukcije

2.2 Globalna analiza nosilne konstrukcije

Globalno analizo nosilne konstrukcije izvedemo s pomočjo računalniškega programa Scia Engineer 14. Na podlagi predhodno izbranih obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti (MSN) in pri upoštevanju začetne geometrijske nepopolnosti, program izračuna notranje statične količine ter pomike konstrukcijskih elementov. S tem vrednostmi preverimo nosilnost prečnih prerezov in stabilnost elementov po standardu SIST EN 1993-1-1:2005. Po končani statični analizi je potrebno izvesti še potresno analizo nosilne konstrukcije za seizmično projektno stanje in upoštevati standard SIST EN 1998-1:2005. Za izračun potresnih sil je uporabljena metoda z vodoravnimi silami ob upoštevanju teorije drugega reda in redukcije potresa s faktorjem obnašanja $q = 6,0$. Za konec analiziramo osnovne spoje na nosilni konstrukciji in preverimo nosilnost stebra v času požarna.

2.3 Uporabljeni material

2.3.1 Beton

Za izdelavo armiranobetonske plošče (AB) debeline 12cm je bil uporabljen beton trdnostnega razreda C25/30. Trdnostne in deformacijske lastnosti tega betona skladne s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 so sledeče:

- karakteristična tlačna trdnost $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
- srednja vrednost natezne trdnosti $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik $\nu = 0,2$
- prostorninska teža $\gamma_{AB} = 25 \text{ kN/cm}^3$

2.3.2 Jeklo

Nazivne vrednosti lastnosti materiala (jeklo) se razlikujejo glede na konstrukcijske elemente stavbe, vendar so trdnostne in deformacijske lastnosti jekla za vse elemente prevzete iz standarda SIST EN 1993-1-1:2005.

Konstruktivski elementi stavbe iz jekla:

– Stebri

Vertikalno nosilno konstrukcijo sestavljajo križni stebri iz vroče valjanih H profilov. Skozi celotno višino stavbe (24,75 m) imajo stebri enak prečni prerez in sicer 2xHEA700. Za vse stebre je izbrana kvaliteta jekla S355, ki ima sledeče trdnostne in deformacijske lastnosti prevzete iz standarda SIST EN 1993-1-1:2005:

- karakteristična vrednost napetosti tečenja $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
- natezna trdnost jekla $f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul $E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- strižni modul $G = 8070 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik $\nu = 0,3$
- prostorninska teža $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

– Prečke

Za te konstruktivske elemente izberemo jeklene vroče valjane H profile HEA600, ki so togo pritrjeni na stebre. Vse prečke, ki ne vsebujejo strižnega člena so enakih velikosti in enakih kvalitet. Za prečke je izbran jeklo kvalitete S355, ki ima sledeče trdnostne in deformacijske lastnosti prevzete iz standarda SIST EN 1993-1-1:2005:

- karakteristična vrednost napetosti tečenja $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
- natezna trdnost jekla $f_u = 49,0 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul $E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- strižni modul $G = 8070 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik $\nu = 0,3$
- prostorninska teža $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

– Sovprežni sekundarni nosilci

Sovprežni sekundarni nosilci ali elementi medetažne konstrukcije so na prečke priključeni členkasto. Obtežbo, ki je na AB plošči in njeno lastno težo prenašajo na prečke po sistemu brane se pravi potekajo v vzdolžni ter prečni smeri. V dolžino merijo 12 m in so medsebojno oddaljeni za 3 m. To obremenitev so sposobni prevzeti vroče valjani I profili IPE400 v prvih štirih etažah in IPE360 v zadnji peti etaži (streha). Vsi sekundarni nosilci so iz jekla kvalitete S235, ki ima sledeče trdnostne in deformacijske lastnosti prevzete iz standarda SIST EN 1993-1-1:2005:

- karakteristična vrednost napetosti tečenja $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
- natezna trdnost jekla $f_u = 36,0 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul $E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- strižni modul $G = 8070 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik $\nu = 0,3$
- prostorninska teža $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

– Vertikalni fasadni stebrički

Nosilni sistem fasade so vertikalni vroče valjani H profili HEA100, ki so na vogalih objekta na medsebojni razdalji 2 m, drugače na 3 m. Pritrjeni so na glavno nosilno konstrukcijo in imajo nalogo da prenesejo obtežbo fasade vertikalno v tla. Za fasado so izbrani fasadni paneli iz podjetja Trimo Qbiss One B Q-150. Vsi fasadni stebrički so narejeni iz jekla kakovosti S235, ki ima sledeče trdnostne in deformacijske lastnosti prevzete iz standarda SIST EN 1993-1-1:2005:

- karakteristična vrednost napetosti tečenja $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
- natezna trdnost jekla $f_u = 36,0 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul $E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- strižni modul $G = 8070 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik $\nu = 0,3$
- prostorninska teža $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

2.4 Izdelava in montaža konstrukcije

Jeklena konstrukcija oziroma vsi njeni sestavni elementi morajo biti izdelani po pravilih, ki jih določa standard SIST EN 1090. Upoštevati je potrebno tudi veljavne predpise in vso tehnološko ter projektno dokumentacijo. Vsi jekleni elementi, ki so izdelani v delavnicah bodo izdelani natančno, zato je pred njihovo vgradnjo potrebno preveriti dimenzije ter kvaliteto obstoječe konstrukcije na mestih pritrditve. Med gradnjo oziroma montažo konstrukcije mora biti zagotovljena stalna merska kontrola iz strokovni nadzor, ki ga izvaja ustrezno kvalificirana oseba. Vsa odstopanja morajo biti zavedena in usklajena. Ob vsaki spremembi je potrebno pridobiti pisno soglasje projektanta in strokovnega nadzora. Med postavitvijo konstrukcije mora biti zagotovljena stabilnost le te in sicer z pravilnim vrstnim redom montaže.

2.5 Protipožarna zaščita

Analizo za zadostno požarno odpornost nosilne konstrukcije izvajamo po standardu SIST EN 1993-1-2:2005. Da pa je ta pogoj izpolnjen, pomagajo ognjevarne mavčno kartonske plošče KNAUF F13 debeline 12,5 mm, ki so uporabljene po vbodu prečnih prerezov (stebrov 2xHEA700). Konstrukciji pomagajo vzdržati zadostno odpornost in stabilnost v času požara do 60 min, ta čas pa je namenjen evakuaciji ljudi iz objekta ter možnosti omejitve poškodb.

2.6 Protikorozijska zaščita

Vrsto oziroma način izvedbe protikorozijske zaščite se izbere glede na garancijsko dobo, katero določimo z investitorjem.

2.7 Uporabljeni standardi

SIST EN 1991. Evrokod 1: Vpliv na konstrukcije

- SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1. del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega.
- SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega - Nacionalni dodatek.

- 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 – Požarno odporno projektiranje.
- SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8. del: Projektiranje spojev

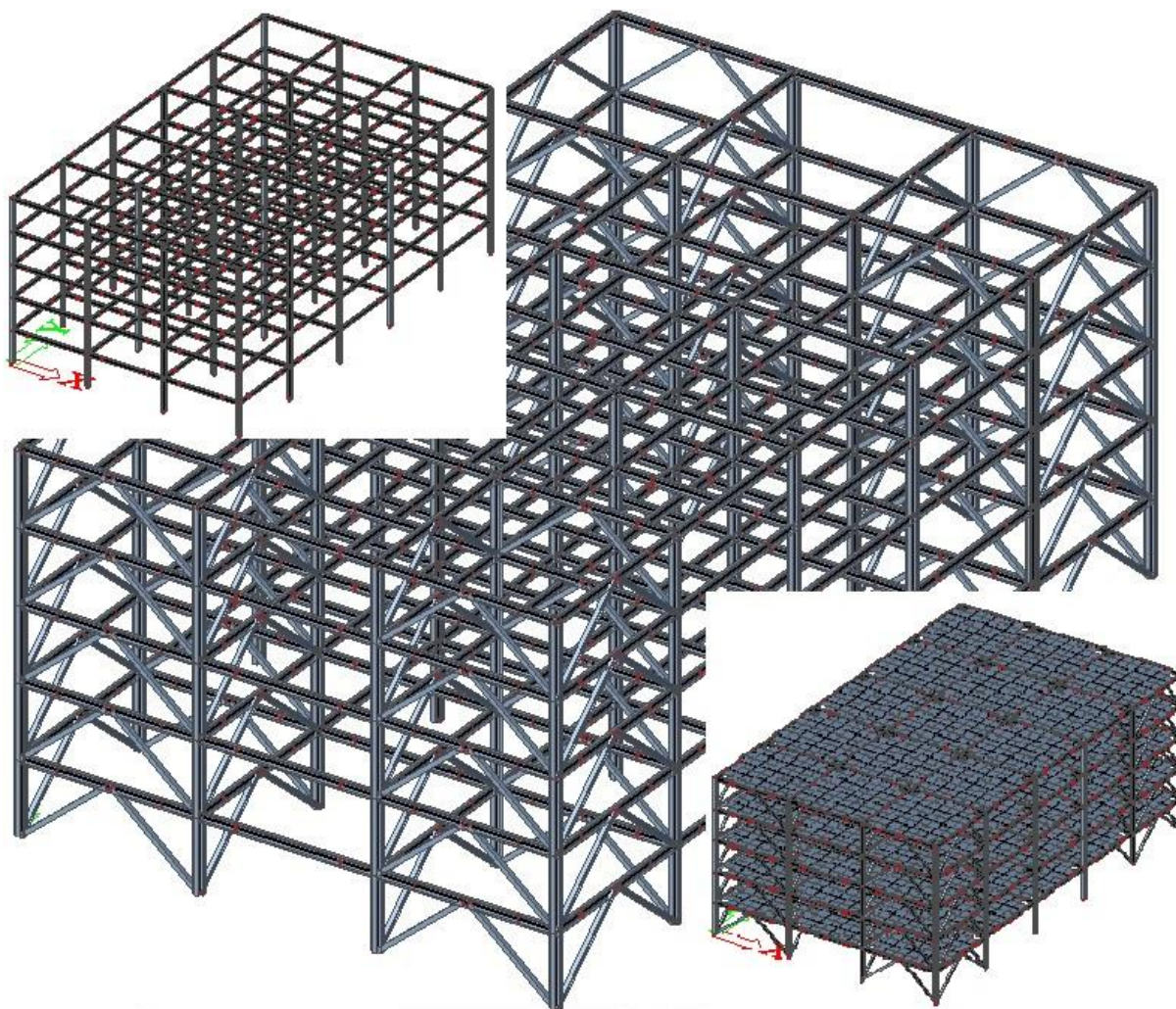
SIST EN 1994. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona

- 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 – Požarno odporno projektiranje.

SIST EN 1998. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij

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

3 ZASNOVA KONSTUKCIJE



Slika 4: Zasnova nosilne konstrukcije

Prvotna zasnova nosilne konstrukcije je bila takšna kot je prikazana v levem zgornjem robu slike 4, deset prostorskih okvirjev, razporejenih šest v prečni in štiri v vzdolžni smeri. Kasneje se je ta zasnova tekom dimenzioniranja še spremenila in dobila končno obliko, deset prostorskih okvirjev v kombinaciji z ekscentričnimi povezji, ki konstrukciji omogočajo večjo horizontalno togost.

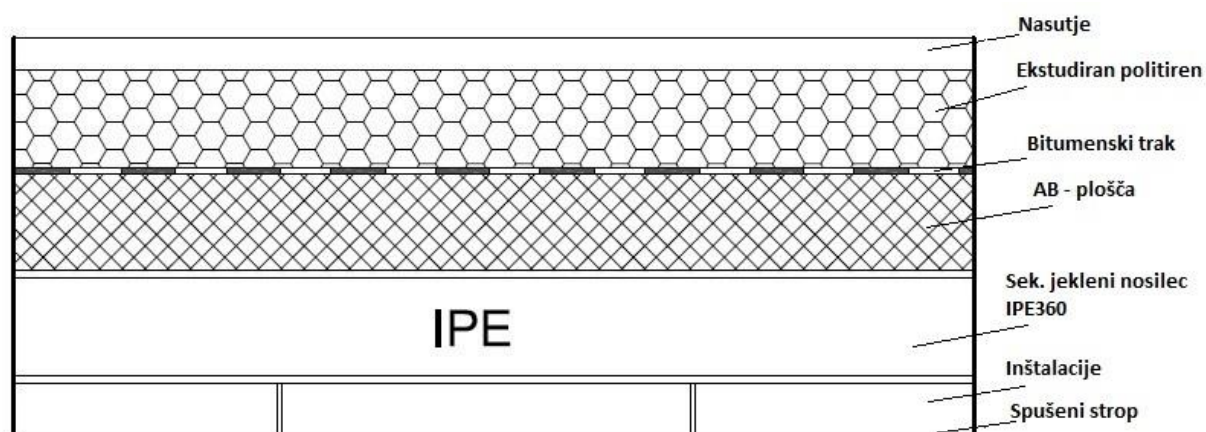
4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

4.1 Stalna obtežba

Lastna teža konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov predstavlja stalno obtežbo. Ta obtežba deluje na konstrukcijo skozi njeno celotno življenjsko dobo. Za sestavljanje kombinacij vplivov lastno težo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov upoštevamo kot en sam vpliv.

V nadaljevanju so prikazane sestave stalnih obtežb, ki vplivajo na obravnavani objekt.

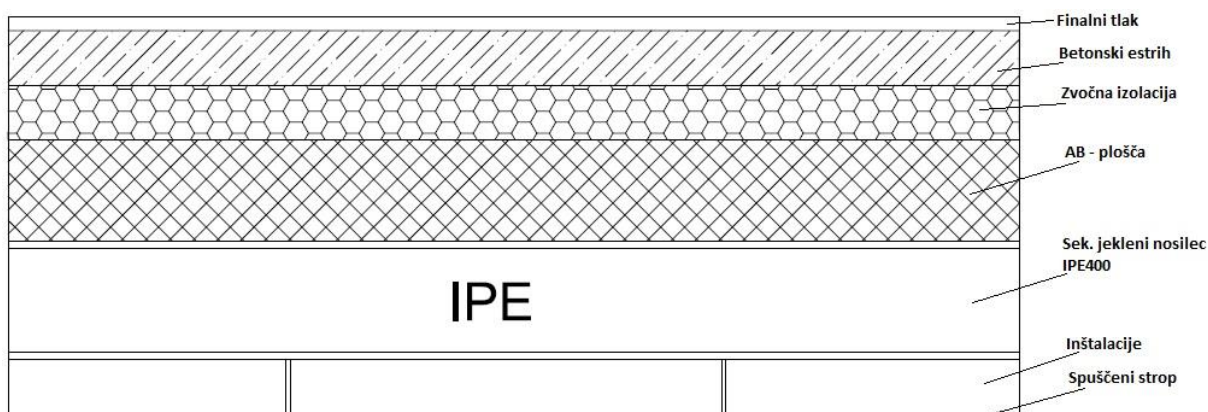
4.1.1 Ravna streha



Slika 5: Ravna streha

Material:		Obtežba [kN/m ²]
prodnato nasutje	5 cm	0,90 kN/m ²
ekstudiran polistiren (toplotna izolacija)	10 cm	0,02 kN/m ²
bitumenski trak z ALU folijo		
AB – plošča (v naklonu)	12 cm	3,00 kN/m ²
sek. jekleni nosilec (IPE360)		upošteva program
inštalacije		0,30 kN/m ²
<u>spuščeni strop</u>		<u>0,30 kN/m²</u>
Celotna teža strehe:		$\Sigma = 4,52 \text{ kN/m}^2$

4.1.2 Medetažna konstrukcija



Slika 6: Medetažna konstrukcija

Material:		Obtežba [kN/m²]
finalni tlak	3 cm	0,50 kN/m ²
betonski estrih	5 cm	1,25 kN/m ²
toplotna ter zvočna izolacija	5 cm	0,025 kN/m ²
AB – plošča	12 cm	3,00 kN/m ²
sek. jekleni nosilec (IPE400)		upošteva program
inštalacije		0,30 kN/m ²
<u>spuščeni strop</u>		<u>0,30 kN/m²</u>
Celotna teža medetažne konstrukcije:		$\Sigma = 5,38 \text{ kN/m}^2$

4.1.3 Fasadna konstrukcija

Material:	Obtežba [kN/m²]
Trimo fasadni paneli Qbiss One Q-150	0,30 kN/m ²
fasadni stebrički	0,20 kN/m ²
<u>okna</u>	<u>0,30 kN/m²</u>
Celotna teža fasadne konstrukcije:	$\Sigma = 0,80 \text{ kN/m}^2$

4.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba je odvisna od namena uporabe objekta oziroma prostorov v objektu. Iz naslova diplomske naloge je mogoče razbrati, da je obravnavani objekt namenjen industrijski dejavnosti. Ta podatek nam omogoča tudi izbrati primerne koristne obtežbe. Spodaj so prikazane izbrane koristne obtežbe, ki pa se razlikujejo glede na etaže (glej sliko 7).

Streha

<u>klimate + konstrukcije za pritrjevanje (V etaža)</u>	2,00 kN/m ²
	$\Sigma = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Medetažna konstrukcija

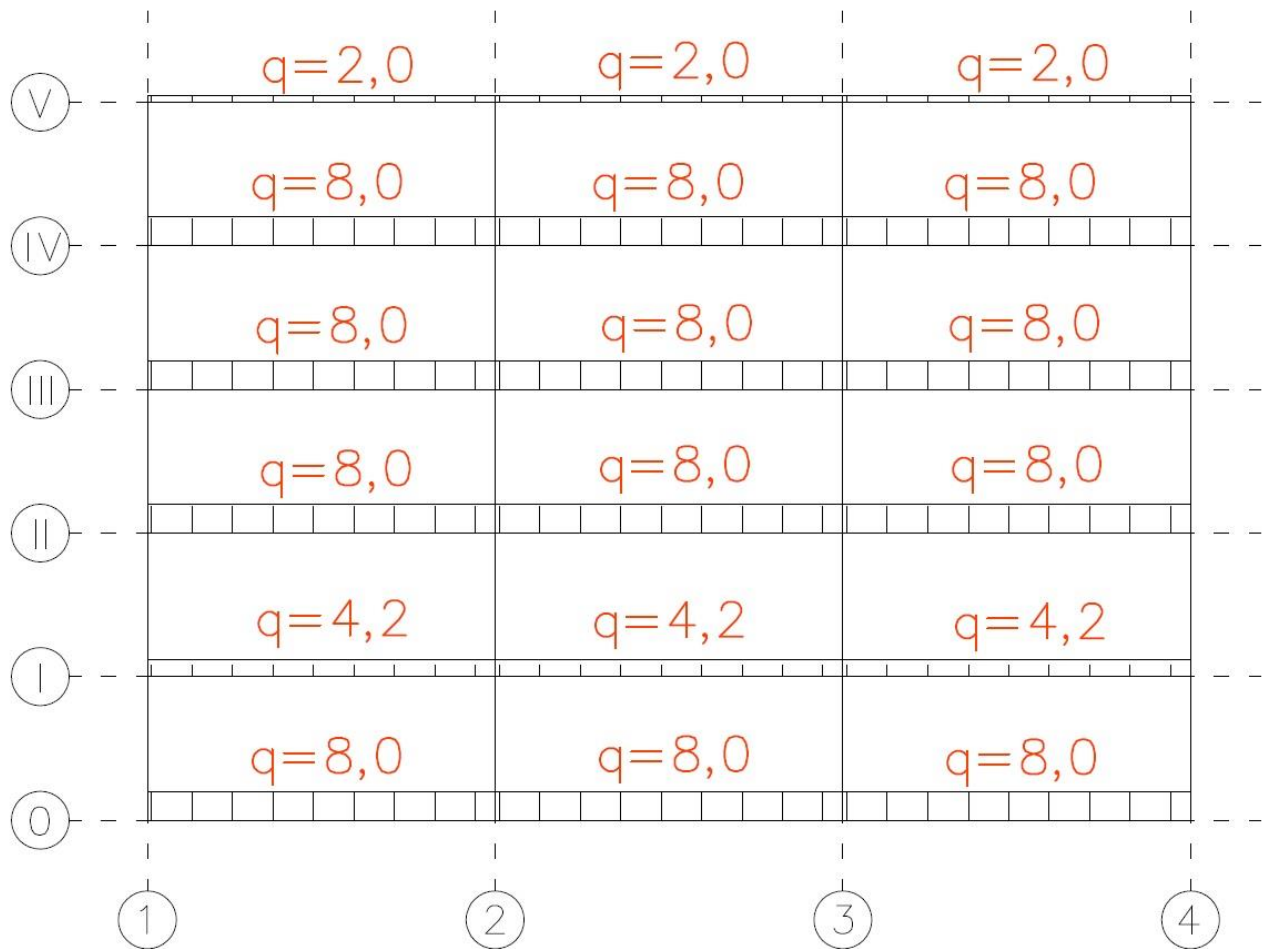
<u>industrijski obrat (II, III, IV etaža)</u>	8,00 kN/m ²
	$\Sigma = 8,00 \text{ kN/m}^2$

pisarne (I etaža) 3,00 kN/m²

<u>predelne stene (I etaža)</u>	1,20 kN/m ²
	$\Sigma = 4,20 \text{ kN/m}^2$

Pritličje

<u>skladišče za industrijski obrat</u>	8,00 kN/m ²
	$\Sigma = 8,00 \text{ kN/m}^2$



Slika 7: Razporeditev koristne obtežbe glede na etaže

4.3 Obtežba snega

Obtežbo snega na konstrukcije stavb in na ostale inženirske objekte določimo po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 in po nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Obtežba snega je definirana kot spremenljiva in nepomična obtežba in ima statičen vpliv. Upoštevati pa je treba, da se sneg lahko na strehi razporedi na različne načine, ki pa so odvisni od lastnosti strehe in drugih dejavnikov, kot so:

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

Nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-3:2004 pomaga določiti obtežbo snega za obravnavani objekt. Iz SIST EN 1991-1-3:2004 razberemo, da se objekt nahaja na območju kjer so normalne razmere glede obtežbe snega. Polege tega je objekt lociran v Ljubljani, kjer zaradi nadmorske višine pod 1500 m ne pričakujemo izjemnih padavin in kopičenja snega. Obtežbo snega na strehi določimo tako, da uporabimo formulo za trajna/zčasna projektna stanja:

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

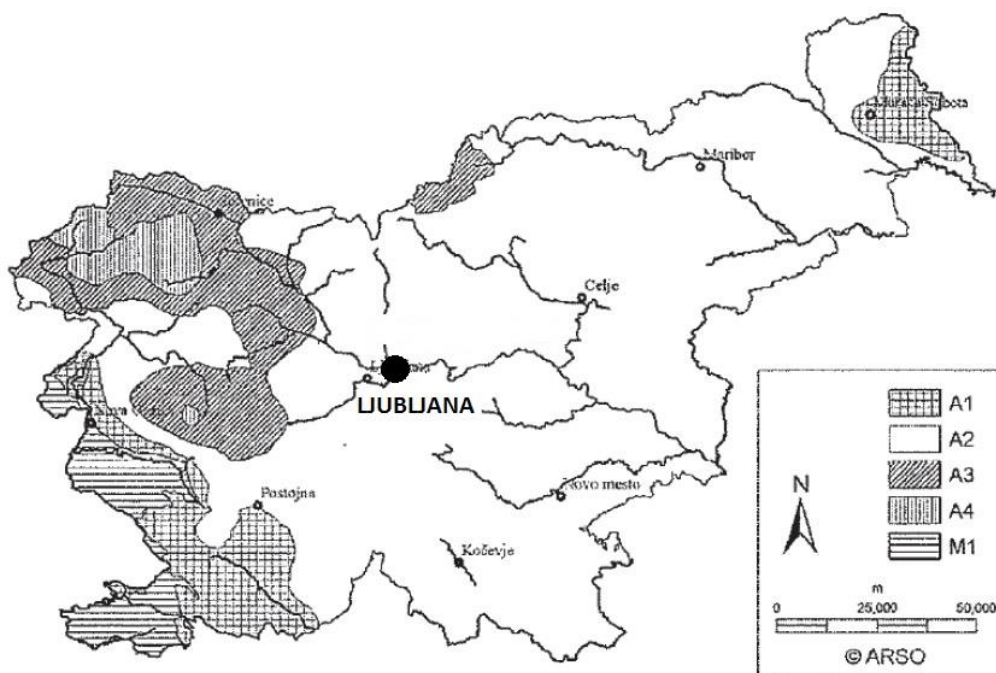
Kjer so:

- μ_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 α ter njene oblike. Oblikovni koeficient μ_1 predstavlja vrednost za nenakopičen sneg. Objekt ima ravno streho, tako lahko iz preglednice 5.2 v standardu SIST EN 1991-1-3:2004. odčitamo da je $\mu_i = 0,8$ za $\alpha = 0^\circ$.

Za določitev koeficienta izpostavljenosti C_e se upošteva prihodnje stanje okoli objekta. Teren na katerem se nahaja obravnavani objekt je običajen, zato se za koeficient C_e vzame vrednost 1,0. Vrednost je izbrana iz preglednice 5.1 v standardu SIST EN 1991-1-3:2004.

Toplotni koeficient C_t je odvisen od toplotne prevodnosti strehe. Toplotna prevodnost mora biti večja od $1 \text{ W/m}^2\text{K}$, da zmanjšuje obtežbo snega. Obravnavani objekt nima toplotnih izgub zato je vrednost koeficienta $C_t = 1,0$.



Slika 8: Karta obtežbe snega na tleh v RS razdeljena na različne cone (vir: ARSO)

Industrijski objekt je lociran v Ljubljani, na nadmorski višini $A = 300 \text{ m}$. Objekt glede na karto, ki določa karakteristično obtežbo snega na tleh spada v cono A2 (glej sliko 8).

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

Izračun karakteristične obtežbe 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

Veter je ena izmed horizontalnih obtežb, ki vpliva na konstrukcijo določimo ga skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005. Njegovi vplivi se s časom spreminjajo in delujejo kot tlak ali skr, neposredno na zunanje površine ploskev objekta. Poleg tega moramo upoštevati tudi prepustnost ovoja stavbe ter s tem posredni vpliv vetra na notranje površine.

Osnovni podatki o konstrukciji:

- | | |
|--------------------------------|-----------------------|
| – širina objekta | $b = 36 \text{ m}$ |
| – dolžina objekt | $d = 60 \text{ m}$ |
| – medsebojna razdalja okvirjev | $s = 12 \text{ m}$ |
| – višina objekta | $h = 24,75 \text{ m}$ |

4.4.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovna hitrost vetra je izračunana po enačbi (4.1) iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005.:

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

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 |

Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra določimo iz karte v nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 9). Obravnavani objekt se nahaja v CONI 1 na nadmorski višini pod 800 m. Te podatki nam narekujejo naj za osnovno hitrost vetra $v_{b,0}$ vzamemo vrednost 20 m/s.



Slika 9: Karta temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (vir: SIST EN 1991-1-4/A101)

Na podlagi vseh izbranih parametrov, sedaj lahko izračunam osnovno hitrost vetra po enačbi (4.1) iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005:

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

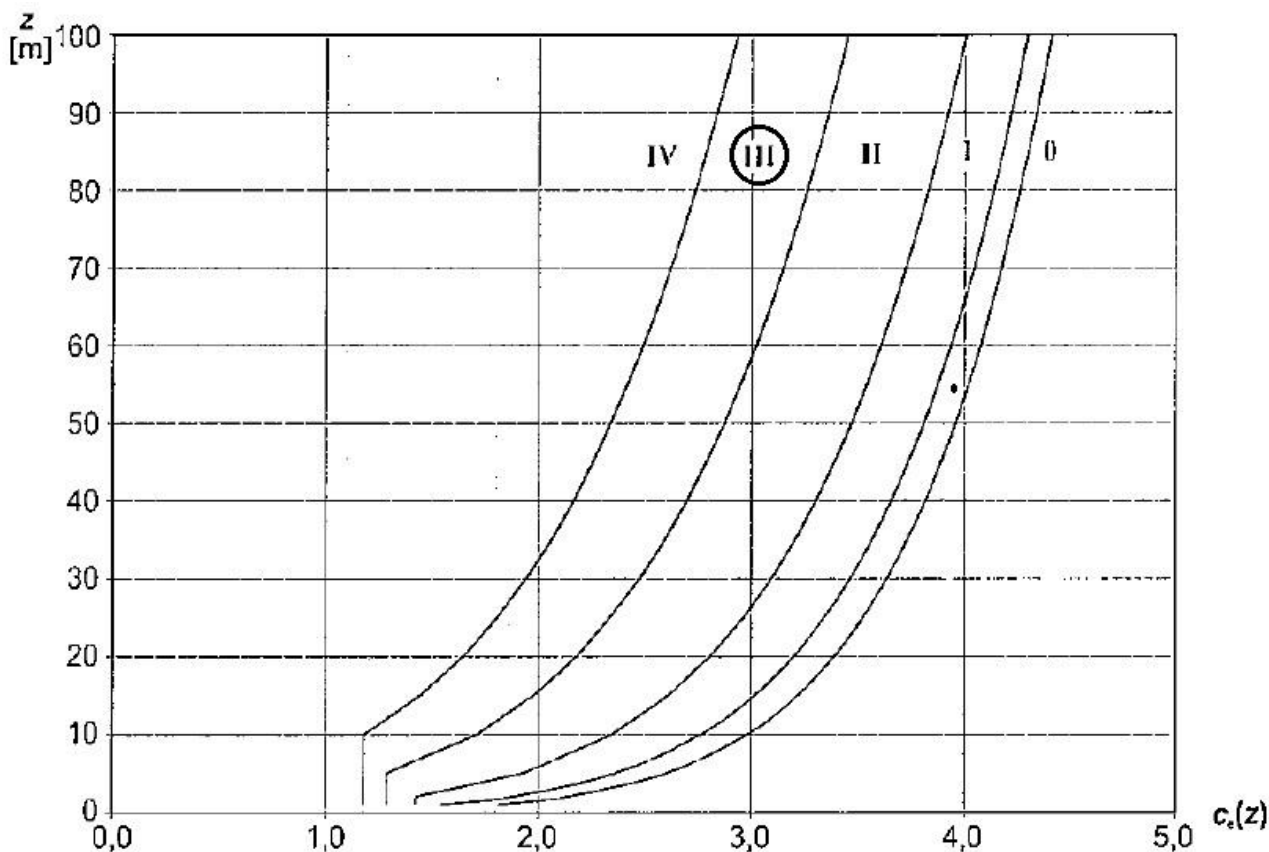
4.4.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ izračunamo po enačbi (4.8) iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005.:

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b$$

kjer je $C_e(z)$ faktor izpostavljenosti, q_b pa osnovni tlak vetra.

Faktor izpostavljenosti za raven teren odčitamo iz slike 4.2 v SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 10). Pri tem upoštevamo višino objekta 24,75 m (pet etažni objekt), okoliški teren obravnavanega objekta uvrstimo v kategorijo III (teren z običajnim rastlinjem oziroma stavbami) in dobimo $C_e(24,75 \text{ m}) \cong 2,33$.



Slika 10: Diagrami faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ (vir: slika 4.2 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Za izračun osnovnega tlaka vetra uporabimo enačbo:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2,$$

kjer je v_b osnovna hitrost vetra in ρ gostota zraka, ki ima priporočeno vrednost $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Osnovni tlak vetra torej znaša:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 250 \text{ N/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2.$$

Torej je tlak vetra, pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini 24,75 m po enačbi (4.8) iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005.:

$$q_p(24,75 \text{ m}) = C_e(24,75 \text{ m}) \cdot q_b = 2,33 \cdot 0,25 = 0,58 \text{ kN/m}^2.$$

4.4.4 Tlak vetra na notranje ploskve objekta

Tlak vetra na notranje ploskve objekta izračunamo po izrazu (5.2) iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005:

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

kjer so:

$q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra (glej poglavje 4.4.2)

z_i referenčna višina za notranji tlak

C_{pi} koeficient notranjega tlaka

Koeficienti notranjega tlaka C_{pi} so odvisni od velikosti in razporeditve odprtín na objektu (fasadi, strehi). Zaradi same zasnove, velikosti in veliko število uporabnikov objekta je zelo težko napovedati kakšne in kolikšne bodo odprtine v določenem trenutku na kateri strani ovoja stavbe bo več teh itd.. Zaradi tega nam standard SIST EN 1991-1-4:2005 (7.2.9(6) opomba 2) stvar poenostavi in sicer za koeficient C_{pi} privzamemo neugodne vrednosti med + 0,2 in – 0,3. Rezultati izračuna so prikazani v spodnji preglednici 1

Preglednica 1: Koeficienti notranjega tlaka in notranji tlak vetra v obe smeri X in Y

Področje	C_{pi}	$q_p(z_i)$ [kN/m ²]	$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi}$ [kN/m ²]
CELOTA	+ 0,20	0,58	+ 0,12
CELOTA	– 0,30	0,58	– 0,17

4.4.3 Tlak vetra na zunanje ploskve objekta

Tlak vetra na zunanje ploskve objekta izračunamo po izrazu (5.1) iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005:

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

Kjer so:

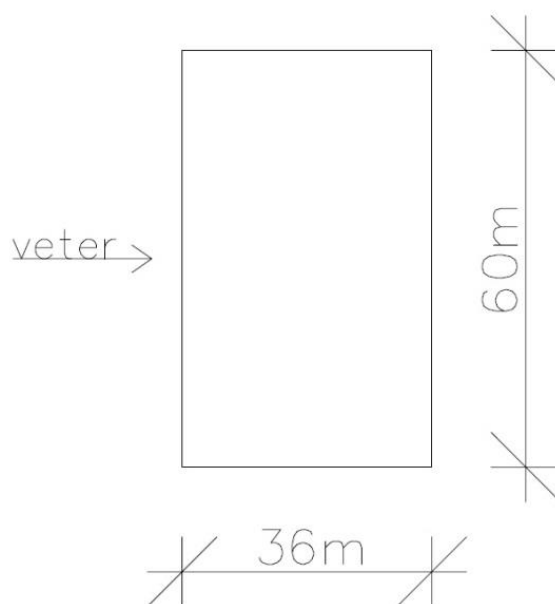
$q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra (glej poglavje 4.4.2)

z_e referenčna višina za zunanji tlak

C_{pe} koeficient zunanjega tlaka

Koeficient zunanjega tlaka C_{pe} za stavbe in dele stavb je odvisen od lege obravnavane površine. Koeficienti so v standardu podani ločeno za površine 1 m^2 (za projektiranje manjših elementov) oziroma za površine velikosti več kot 10 m^2 (projektiranje celotne konstrukcije). Za obravnavani objekt uporabimo koeficiente za površine velikosti več kot 10 m^2 . Tlak vetra na zunanje površine je bodisi negativen (srk) ali pozitiven (tlak). Pri določanju koeficientov upoštevamo smer delovanja vetra (vzdolžna ali prečna smer stavbe), lego obravnavane površine (navpična stena, streha) ter razmerje med dimenzijami stavbe (višina, širina stavbe).

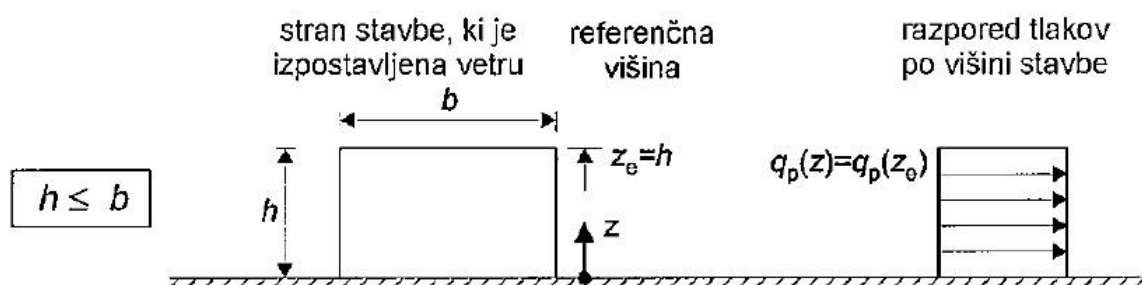
4.4.3.1 Tlak vetra na zunanje ploskve objekta v smeri osi X



Slika 11: Dimenzije objekta pri delovanju vetra v smeri osi X

Tlak vetra na navpičnih stenah v smeri osi X

Referenčne višine z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b . Za obravnavani objekt velja da je v smeri x , stavba visoka $h = 24,75$ m to pa je manjše od širine prečno na smer vetra $b = 60$ m, zato se stavba obravnava kot en del. Razpored tlakov je konstanten po celotni višini stavbe (glej sliko 12).

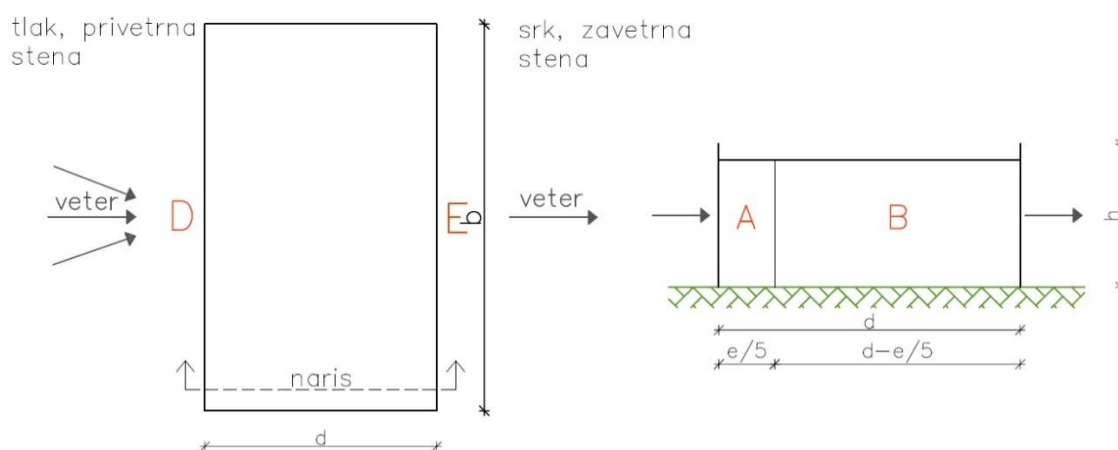


Slika 12: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru $h \leq b$
(vir: slika 7.4 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Navpične stene razdelimo na področja od A do E, glede na razmerje med e in d (glej sliko 13).

Kjer so:

- $e = \min(b, 2h) = \min(60, 49,5) = 49,5$ m,
- $b = 60$ m (dolžina objekta prečno na smer vetra),
- $d = 36$ m (širina objekta vzporedno na smer vetra),
- $h = 24,75$ m (višina objekta).



Slika 13: Tloris in naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi X
(vir: slika 7.5 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Upoštevamo, da za naris velja $e \geq d$ to pomeni, da se navpične stene vzporedne s smerjo vetra delijo samo na področja A in B (glej sliko 13 – desni del). V preglednici 2 so prikazani rezultati izračunov področji:

Preglednica 2: Geometrijski podatki področij navpičnih sten v smeri X

Podatki			Izračun področij		
h	24,75	m	$e/5$	9,90	m
b	60,00	m	$d - e/5$	26,10	m
d	36,00	m			
e	49,50	m			

Koeficiente zunanjega tlaka C_{pe} za posamezna področja odčitamo iz preglednice 7.1 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005. Priporočene vrednosti so odvisne od razmerja med $h/d = 0,70$, za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultati izračuna prikazani v spodnji preglednici 3.

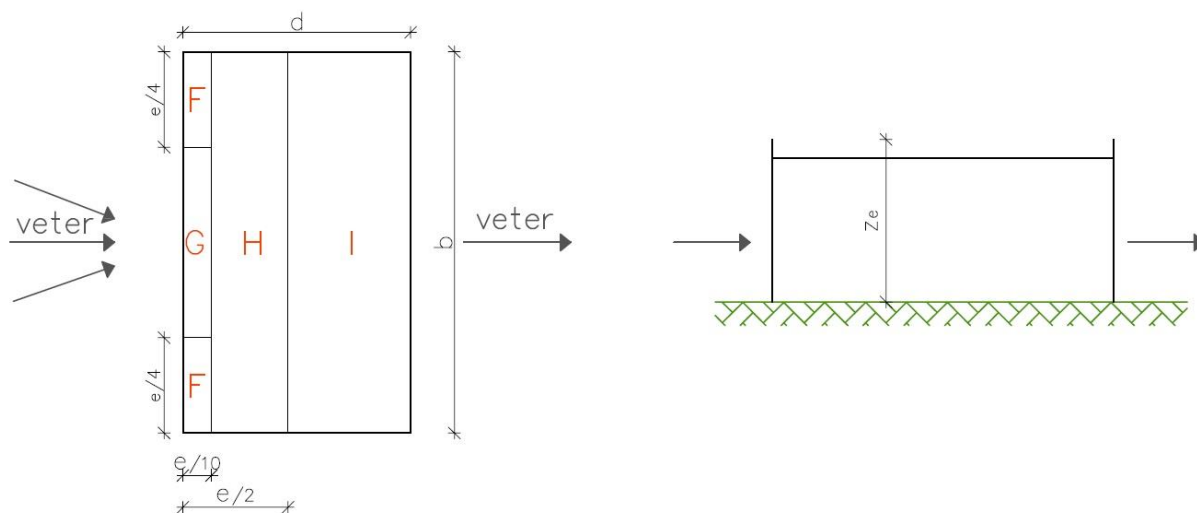
Preglednica 3: Koeficienti zunanjega tlaka in zunanji tlak vetra na navpične stene v smeri X

Področje	C_{pe}	$q_p(z_e)$ [kN/m ²]	$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$ [kN/m ²]
A	- 1,20	0,58	- 0,70
B	- 0,80	0,58	- 0,46
C			
D	+ 0,76	0,58	+ 0,44
E	- 0,42	0,58	- 0,24

Tlak vetra na ravno streho v smeri osi X

Podobno kot navpične stene, razdelimo tudi površino ravne strehe na področja od F do I (glej sliko 14). Vrednost parametra e izračunamo na enak način kot pri navpičnih stenah:

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 49,5) = 49,5 \text{ m}$$



Slika 14: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X (vir: slika 7.6 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Preglednica 4: Geometrijski podatki področij ravne strehe v smeri X

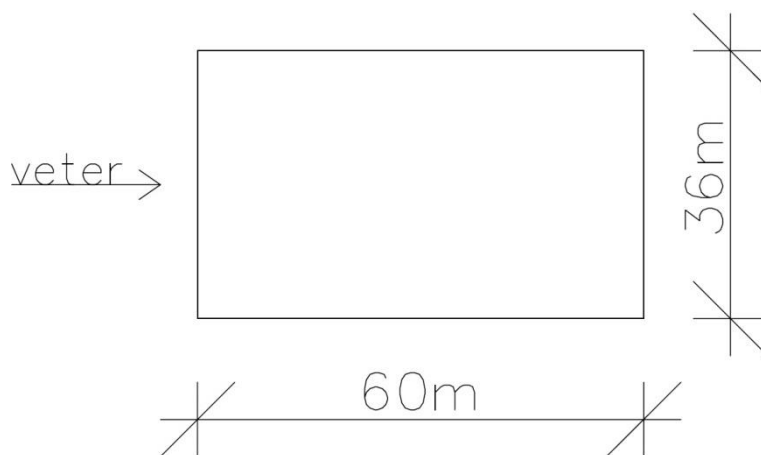
Podatki			Izračun področij		
h	24,75	m	e/2	24,75	m
h _p	0,75	m	e/4	12,38	m
b	60,00	m	e/10	4,95	m
d	36,00	m			
e	49,50	m			

Koeficiente zunanje tlaka C_{pe} za posamezna področja odčitamo iz preglednice 7.2 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005. Priporočene vrednosti so odvisne od razmerja med $h_p/h = 0,030$ (višina parapeta in višina objekta), za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultati izračuna so prikazani v spodnji preglednici 5.

Preglednica 5: Koeficienti zunanje tlaka in zunanji tlak vetra na ravno streho v smeri X

Področje	C_{pe}	$q_p(z_e)$ [kN/m ²]	$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$ [kN/m ²]
F	- 1,55	0,58	- 0,90
G	- 1,05	0,58	- 0,61
H	- 0,70	0,58	- 0,41
I	+ 0,20	0,58	+ 0,12
	- 0,20	0,58	- 0,12

4.4.3.2 Tlak vetra na zunanje ploskve objekta v smeri osi Y



Slika 15: Dimenzije objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y

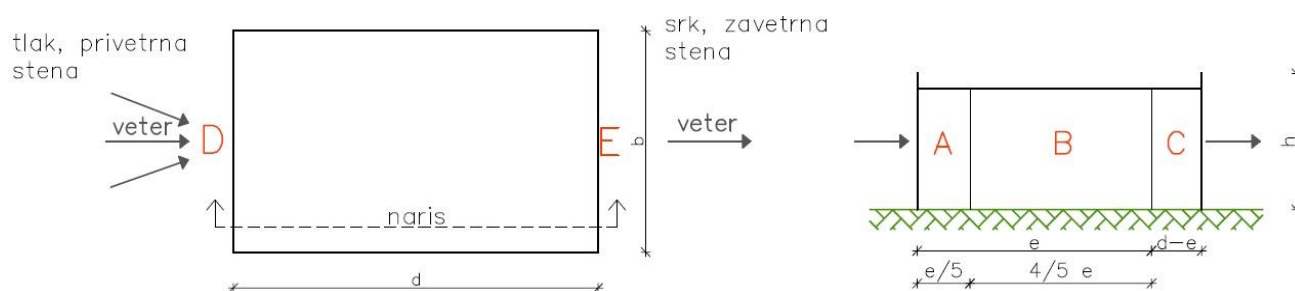
Tlak vetra na navpičnih stenah v smeri osi Y

Referenčne višine z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b . Za obravnavani objekt velja da je v smeri y, stavba visoka $h = 24,75$ m to pa je manjše od širine prečno na smer vetra $b = 36$ m, zato se stavba obravnava kot en del. Razpored tlakov je konstanten po celotni višini stavbe (glej sliko 12).

Navpične stene razdelimo na področja od A do E, glede na razmerje med e in d (glej sliko 16).

Kjer so:

- $e = \min(b, 2h) = \min(36, 49,5) = 36$ m,
- $b = 36$ m (dolžina objekta prečno na smer vetra),
- $d = 60$ m (širina objekta vzporedno na smer vetra),
- $h = 24,75$ m (višina objekta).



Slika 16: Tloris in naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi Y
(vir: slika 7.5 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Upošteevamo, da za naris velja $e < d$ to pomeni, da se navpične stene vzporedne s smerjo vetra delijo na področja A, B in C (glej sliko 16).

Preglednica 6: Geometrijski podatki področij navpičnih sten v smeri Y

Podatki			Izračun področij		
h	24,75	m	$e/5$	7,20	m
b	36,00	m	$4/5 e$	28,80	m
d	60,00	m	$d - e$	24,00	m
e	36,00	m			

Koeficiente zunanje tlaka C_{pe} za posamezna področja odčitamo iz preglednice 7.1 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005. Priporočene vrednosti so odvisne od razmerja med $h/d = 0,42$, za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultati izračunov so prikazani v spodnji preglednici 7.

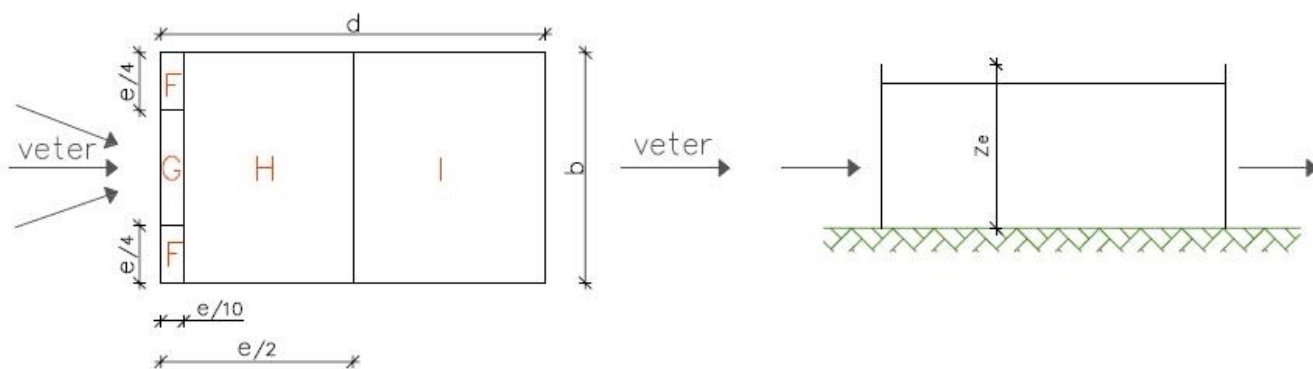
Preglednica 7: Koeficienti zunanje tlaka in zunanji tlak vetra na navpične stene v smeri Y

Področje	C_{pe}	$q_p(z_e)$ [kN/m ²]	$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$ [kN/m ²]
A	- 1,20	0,58	- 0,70
B	- 0,80	0,58	- 0,46
C	- 0,50	0,58	- 0,29
D	+ 0,72	0,58	+ 0,42
E	- 0,35	0,58	- 0,20

Tlak vetra na ravno streho v smeri osi Y

Podobno kot navpične stene, razdelimo tudi površino ravne strehe na področja od F do I (glej sliko 17). Vrednost parametra e izračunamo na enak način kot pri navpičnih stenah:

$$e = \min(b, 2h) = \min(36, 49,5) = 36 \text{ m}$$



Slika 17: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y
(vir: slika 7.6 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Preglednica 8: Geometrijski podatki področij ravne strehe v smeri Y

Podatki			Izračun področij		
h	24,75	m	e/2	18,00	m
h _p	0,75	m	e/4	9,00	m
b	36,00	m	e/10	3,60	m
d	60,00	m			
e	36,00	m			

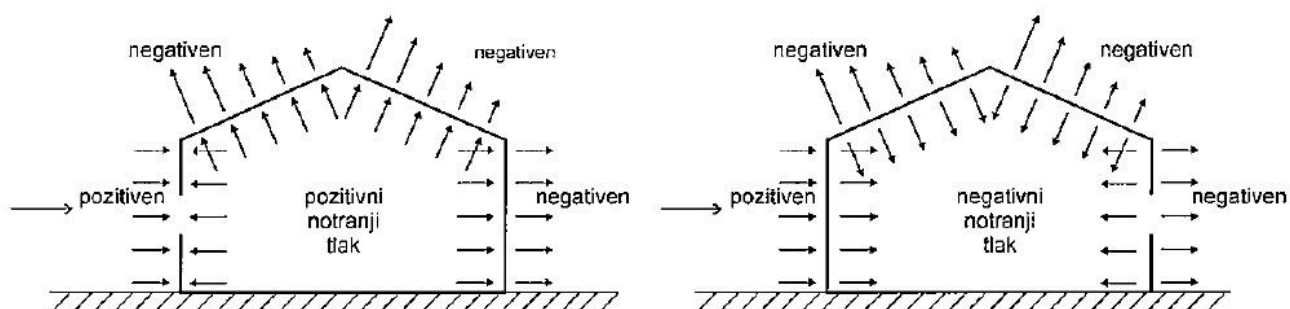
Koeficiente zunanje tlaka C_{pe} za posamezna področja odčitamo iz preglednice 7.2 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005. Priporočene vrednosti so odvisne od razmerja med $h_p/h = 0,030$ (višina parapeta in višina objekta), za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultati izračuna so prikazani v spodnji preglednici 9.

Preglednica 9: Koeficienti zunanje tlaka in zunanji tlak vetra na ravno streho v smeri Y

Področje	C_{pe}	$q_p(z_e)$ [kN/m ²]	$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$ [kN/m ²]
F	- 1,55	0,58	- 0,90
G	- 1,05	0,58	- 0,61
H	- 0,70	0,58	- 0,41
I	+ 0,20	0,58	+ 0,12
	- 0,20	0,58	- 0,12

4.4.5 Kombinacija zunanjih in notranjih tlakov vetra

Zunanji in notranji tlak vetra učinkujeta sočasno. Pri tem moramo upoštevati najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov in sicer glede na kombinacijo možnih odprtih in drugih vrst prepuščanja. Tako je skupni vpliv vetra na površino ovoja stavbe neto tlak, ki ga določimo kot razliko med zunanjim in notranjim tlakom, seveda z upoštevanjem ustreznega predznaka. Upoštevamo, da je tlak zaradi vetra, ki je usmerjen proti ploskvi, pozitivnega predznaka, srk, ki je usmerjen stran od ploskve pa negativnega (glej sliko 18).



Slika 18: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov na obod stavbe
(vir: slika 5.1 v SIST EN 1991-1-4:2005)

Neto koeficient tlaka izračunamo po enačbi:

$$C_{p,net} = C_{pe} - C_{pi},$$

tlak pa po enačbi:

$$w = w_e - w_i.$$

4.4.5.1 Neto tlak vetra v smeri osi X

Neto tlak vetra na navpičnih stenah

Vrednosti neto tlaka vetra na navpičnih stenah so prikazane v spodnjih dveh preglednicah 10 in 11.

Preglednica 10: Veter na navpične stene v smeri X v kombinaciji z notranjim tlakom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,70	+ 0,12	- 0,81
B	- 0,46	+ 0,12	- 0,58
C			
D	+ 0,44	+ 0,12	+ 0,32
E	- 0,24	+ 0,12	- 0,36

Preglednica 11: Veter na navpične stene v smeri X v kombinaciji z notranjim srkom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,70	- 0,17	- 0,52
B	- 0,46	- 0,17	- 0,29
C			
D	+ 0,44	- 0,17	+ 0,61
E	- 0,24	- 0,17	- 0,07

Neto tlak vetra na ravni strehi

Vrednosti neto tlaka vetra na ravni strehi so prikazane v spodnjih dveh preglednicah 12 in 13.

Preglednica 12: Veter na ravno streho v smeri X v kombinaciji z notranjim tlakom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,90	+ 0,12	- 1,02
G	- 0,61	+ 0,12	- 0,73
H	- 0,41	+ 0,12	- 0,52
I	+ 0,12	+ 0,12	0,00
	- 0,12	+ 0,12	- 0,23

Preglednica 13: Veter na ravno streho v smeri X v kombinaciji z notranjim srkom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,90	- 0,17	- 0,73
G	- 0,61	- 0,17	- 0,44
H	- 0,41	- 0,17	- 0,23
I	+ 0,12	- 0,17	+ 0,29
	- 0,12	- 0,17	+ 0,05

4.4.5.2 Neto tlak vetra v smeri osi Y

Neto tlak vetra na navpičnih stenah

Vrednosti neto tlaka vetra na navpičnih stenah so prikazane v spodnjih dveh preglednicah 14 in 15.

Preglednica 14: Veter na navpične stene v smeri Y v kombinaciji z notranjim tlakom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,70	+ 0,12	- 0,81
B	- 0,46	+ 0,12	- 0,58
C	- 0,29	+ 0,12	- 0,41
D	+ 0,42	+ 0,12	+ 0,30
E	- 0,20	+ 0,12	- 0,32

Preglednica 15: Veter na navpične stene v smeri Y v kombinaciji z notranjim srkom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,70	- 0,17	- 0,52
B	- 0,46	- 0,17	- 0,29
C	- 0,29	- 0,17	- 0,12
D	+ 0,42	- 0,17	+ 0,59
E	- 0,20	- 0,17	- 0,03

Neto tlak vetra na ravni strehi

Vrednosti neto tlaka vetra na ravni strehi so prikazane v spodnjih dveh preglednicah 16 in 17.

Preglednica 16: Veter na ravno streho v smeri Y v kombinaciji z notranjim tlakom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,90	+ 0,12	- 1,02
G	- 0,61	+ 0,12	- 0,73
H	- 0,41	+ 0,12	- 0,52
I	+ 0,12	+ 0,12	0,00
	- 0,12	+ 0,12	- 0,23

Preglednica 17: Veter na ravno streho v smeri Y v kombinaciji z notranjim srkom

Področje	w_e	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,90	- 0,17	- 0,73
G	- 0,61	- 0,17	- 0,44
H	- 0,41	- 0,17	- 0,23
I	+ 0,12	- 0,17	+ 0,29
	- 0,12	- 0,17	+ 0,05

4.5 Potresna obtežba

Potres povzroča gibanje plošč v litosferi, tla se premikajo v vodoravni in navpični smeri, kar lahko povzroči poškodbe, v skrajnih primerih pa celo porušitve objektov. Zato moramo nosilnost objektov projektirati tudi na potresni vpliv. Velikost potresnega vpliva je odvisna od lokacije objekta ter od zasnove nosilne konstrukcije.

Nosilne konstrukcije projektiramo na projektni pospešek tal, ki je določen za povratno dobo 475 let, kar ustreza verjetnosti 90%, da vrednost ne bo presežena v 50 letih, kar smatramo za življenjsko dobo objekta. Povratna doba je povprečen čas med prekoračitvami vrednosti projektnega pospeška. Za pomembne objekte je povratna doba ustrezno daljša.

V spektrih odziva so zbrani maksimalni odzivi konstrukcije v odvisnosti od nihajnega časa oziroma frekvenc pri točno določeni obtežbi in dušenju. Ločimo spektre pomikov, hitrosti in pospeškov. V skladu z standardom SIST EN 1998-1:2004 potresni vpliv določimo na osnovi projektnega spektra pospeškov, to je elastični spekter pospeškov zmanjšan za faktor obnašanja q . S faktorjem obnašanja (q) upoštevamo ugoden vpliv sipanja energije konstrukcijskega sistema (duktilnost sistema) in dodatne nosilnosti. Velikost faktorja je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in je lahko le 1,5 (npr. za ne-armirane zidne konstrukcije) ali pa celo 8 (npr. za jeklene okvirje).

Analizo potresnih vplivov za obravnavani objekt opravimo z metodo vodoravnih sil. To vrsto analize je mogoče uporabiti za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri ne vplivajo pomembno na odziv. Poleg tega mora objekt ustrezati še dvema pogojema:

- osnovne nihajne čase T_1 imajo v dveh glavnih smereh manjše od naslednjih vrednosti:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \text{ ter}$$

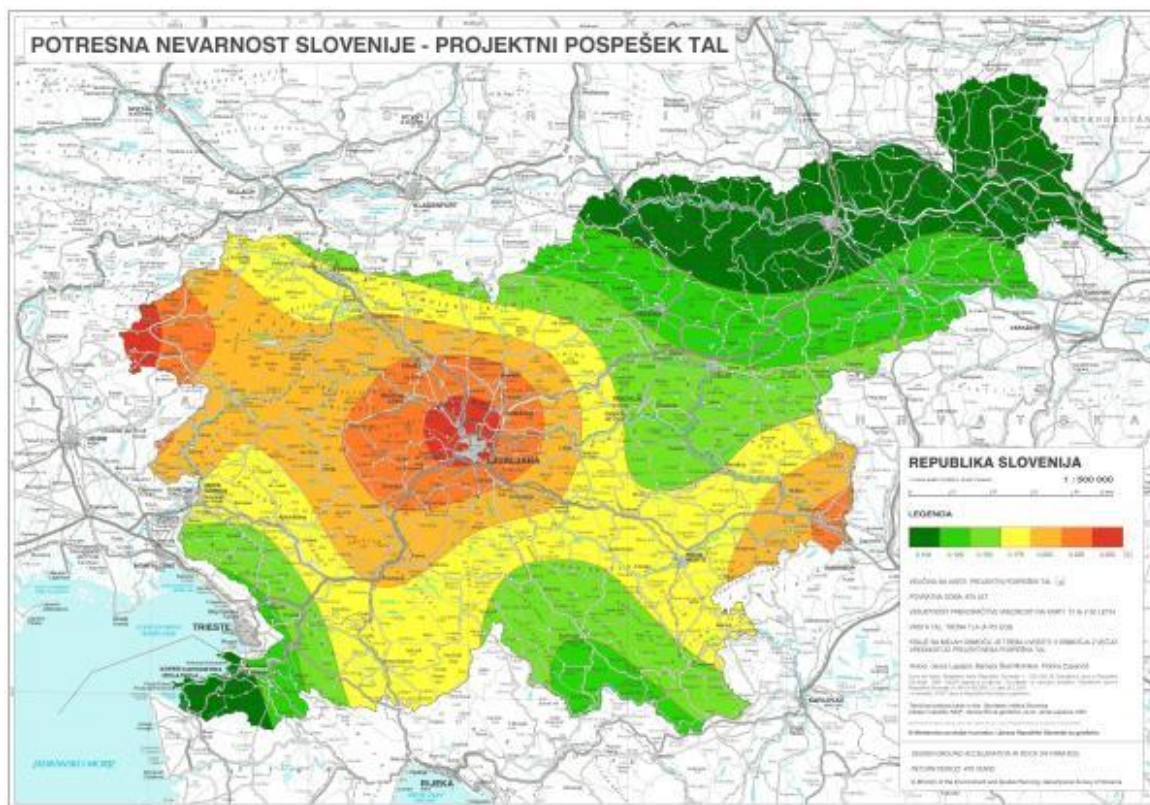
- ustrezajo merilom za pravilnost po višini.

Vsi te pogoji izhajajo iz standarda SIST EN 1998-1:2004 poglavje 4.3.3.2.1.

4.5.1 Parametri potresnega vpliva obravnavanega objekta

Obravnavani industrijski objekt je lociran v Ljubljani. S pomočjo karte potresne nevarnosti Slovenije (glej sliko 19) odčitamo za Ljubljano vrednost projektnega pospeška $a_g = 0,25 \cdot g$. Za tla na katerih stoji industrijski objekt pa predpostavimo da so tipa B (zelo gost pesek, prod ali toga glina). Parametre elastičnega spektra odziva določimo s pomočjo Nacionalnega dodatka k standardu SIST EN 1998-1:2004 in so:

- parameter tal $S = 1,2$,
- karakteristični nihajni časi spektra: $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,5$ s in $T_D = 2,0$ s.

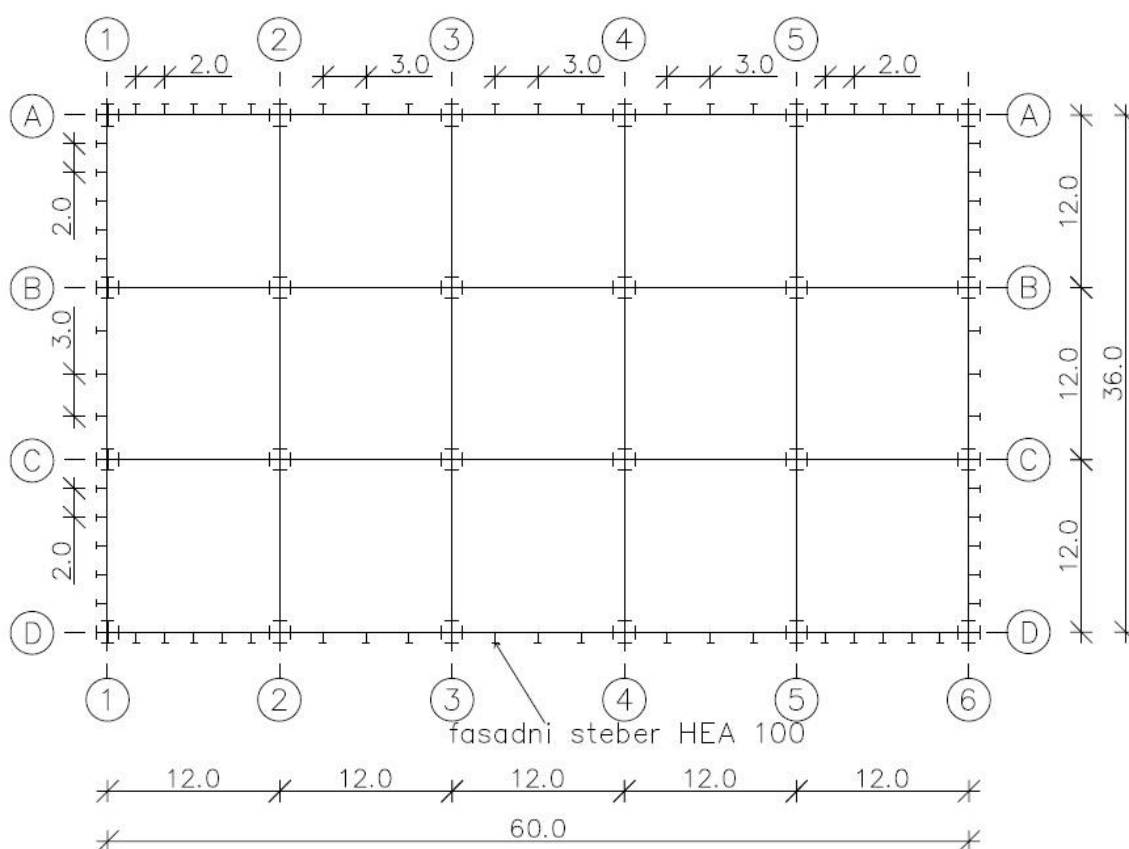


Slika 19: Karta potresne nevarnosti Slovenije (vir: ARSO)

5. FASADNA PODKONSTRUKCIJA

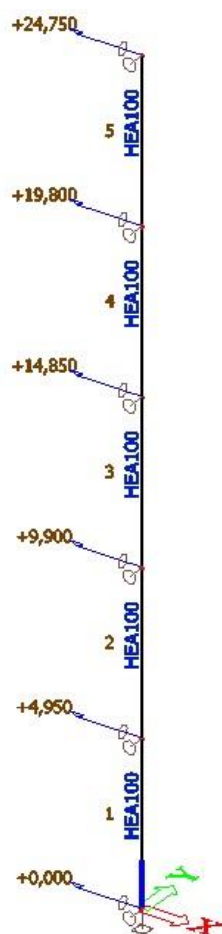
Za fasado je bil izbran modularni fasadni sistem Qbiss One podjetja Trimo, ki je zelo estetsko in tehnično dovršen sistem. Uporabljene so bile fasadne plošče Q-150, ki skupaj z toplotno izolacijo v debelino merijo 15 cm. Nudijo zelo dobro protipožarno zaščito ter toplotno izolativnost objekta. Vgradnja fasadnih plošč je enostavna, saj so samonosilne in zanj ne potrebuješ zapletene fasadne podkonstrukcije ampak so pritrjene direktno na fasadne stebre. Plošče so vgrajene horizontalno na klasičen način, ki so med seboj spojene v horizontalni smeri (vzdolžno) preko sistema pero – utor in v vertikalni smeri (prečno) pritrjene v nosilno konstrukcijo. Fasadni stebri so na vogalih objekta na medsebojni razdalji 2 m, v polju pa so razporejeni na razdaljo 3 m. Potekajo po celotni višini objekta ter so bočno podprti v višinah etaž na primarne nosilce.

Različna medsebojna razdalja fasadnih stebrov na vogalih in v polju je uporabljena, zgolj zaradi močnejšega vetra na voglih objekta. Slika 20 grafično prikazuje razporeditev fasadnih stebrov po objektu za boljšo predstavbo.



Slika 20: Tloris razporeditve fasadnih stebrov v jedru in na vogalih

5.1 Fasadna podkonstrukcija na vogalih objekta



Slika 21: Statični računski model fasadnega stebra

5.1.1 Podatki

Za fasadni steber je izbran profil HEA 100 (S235), ki ima naslednje geometrijske karakteristike:

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

Kvaliteta jekla za izbran profil HEA 100 je:

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

5.1.2 Obtežba na fasadne stebre

Fasadni stebri na vogalu objekta so na medsebojni razdalji 2 m. Vplivi, ki delujejo na njih so:

- Lastna obtežba

lastna teža profila HEA 100 (to obtežbo upošteva program sam)

- Stalna obtežba

lastna teža fasadne plošče Qbiss One Q-150

$$0,3 \text{ kN/m}^2 \quad g_{fp} = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = 0,6 \text{ kN/m}$$

lastna teža oken

$$0,3 \text{ kN/m}^2 \quad g_o = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = 0,6 \text{ kN/m}$$

- Obtežba vetra

veter pritisk

$$w_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2 \quad q_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = 1,22 \text{ kN/m}$$

veter srk

$$w_{(A)} = -0,81 \text{ kN/m}^2 \quad q_{(A)} = -0,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = -1,62 \text{ kN/m}$$

Fasadne plošče so glede na obtežbo vetra ($-0,81 \text{ kN/m}^2$), ki je izpisana zgoraj lahko podprte na medsebojni razdalji 2,0 m, saj je planirana razdalja med fasadnimi stebri manjša od maksimalne, ki znaša 6,35 m pri omenjeni obtežbi vetra (glej prilogo A1 - Table 2.2 Qbiss One Specification).

		Wind Load [kN/m²]							
		0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2
Thickness (mm) 150	Max. admissible length of the façade element (m)								
	support width b_{min} [mm]	40	40	41	54	60	66	71	75
	wind +	6,5	6,5	6,5	6,37	5,7	5,2	4,82	4,5
	wind -	6,5	6,5	6,5	5,87	5,25	4,97	4,44	4,15
	Fixing	6,5	6,5	6,5	5,65	4,52	3,77	3,23	2,83
	number of screws n_{min}	2	2	2	3	3	5	5	5

Slika 22: Dopustne medsebojne razdalje med fasadnimi stebri

5.1.3 Dimenzioniranje

Fasadni stebri HEA 100 kvalitete jekla S235 so dimenzionirani s pomočjo programa Scia Engineer 2014.

Obtežbe, ki so vnesene v statični računski model fasadnega stebra so prikazane na spodnji sliki 23.

Name	Description	Action type	LoadGroup	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
Lastna		Permanent	LG1	Self weight		-Z		
Stalna		Permanent	LG1	Standard				
Veter_+		Variable	LG2	Static	Standard		Short	None
Veter_-		Variable	LG2	Static	Standard		Short	None

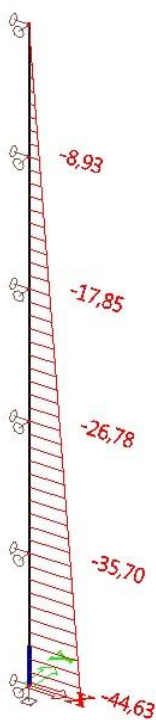
Slika 23: Obtežbe na fasadni steber v vogalu objekta

Iz obtežb na sliki 23 zgoraj pa so sestavljene kombinacije za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU).

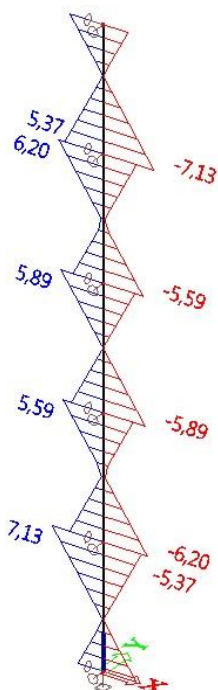
Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
MSN_veter_+	Linear - ultimate	Lastna	1,35
		Stalna	1,35
		Veter_+	1,50
MSN_veter_-	Linear - ultimate	Lastna	1,35
		Stalna	1,35
		Veter_-	1,50
MSU_veter_-	Linear - serviceability	Lastna	1,00
		Stalna	1,00
		Veter_-	1,00
MSU_veter_+	Linear - serviceability	Lastna	1,00
		Stalna	1,00
		Veter_+	1,00

Slika 24: Kombinacije obtežb za fasadni steber (MSN, MSU)

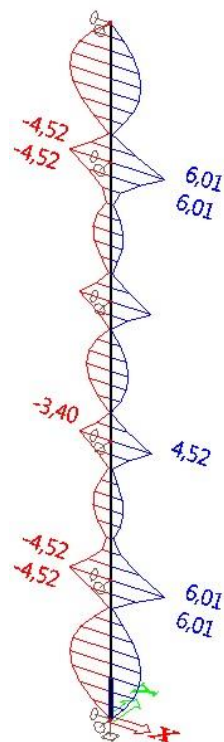
Notranje statične količine fasadnega stebra za kombinacijo obtežb MSN:



Slika 25: Osne sile N [kN] – fasadni steber (vogal) – ovoj MSN

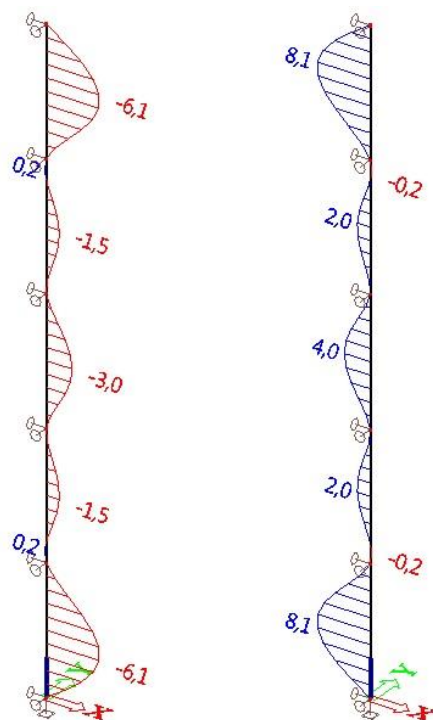


Slika 26: Prečne sile V_z [kN] – fasadni steber (vogal) – ovoj MSN



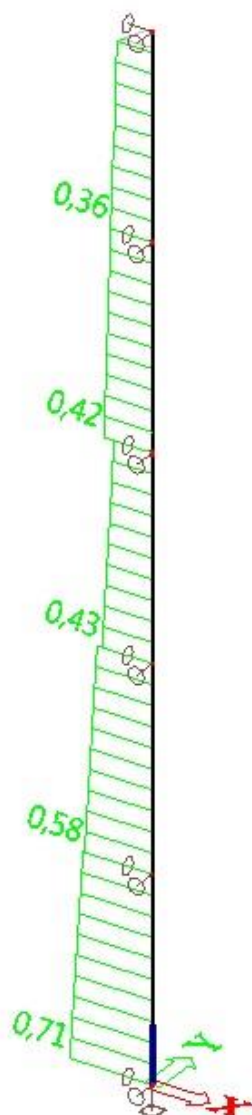
Slika 27: Upogibni momenti M_y [kNm] – fasadni steber (vogal) – ovoj MSN

Pomiki fasadnega stebra za kombinacijo obtežb MSU:



Slika 28: Pomiki u_z [mm] – fasadni steber (vogal) – MSU_veter_+; MSU_veter_-

Izkoriščenost jekla fasadnega stebra za kombinacijo obtežb MSN:



Slika 29: Izkoriščenost fasadnega stebra v vogalu obj. – ovoj MSU_veter_+; MSU_veter_-
Detajlni izpisi iz programa Scia Engineer 2014 za najbolj obremenjen fasadni steber v vogalu objekta se nahajajo v prilogah – glej Prilogo B1.

5.1.4 Kontrole

5.1.4.1 Kontrola pomikov

Omejitve pomikov kontroliramo po standardu SIST EN 1990:2004/A101:2008.A1.4.2(3).

$$w = 8,1 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{350} = \frac{4950 \text{ mm}}{350} = 14,14 \text{ mm}$$

5.1.4.2 Kontrola reakcij

Veter pritisk:

$$\text{obtežba vetra} \quad w_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia 14)} \quad R_{x,+} = 30,20 \text{ kN}$$

$$\frac{30,20 \text{ kN}}{2,00 \text{ m} \cdot 24,75 \text{ m}} = 0,61 \text{ kN/m}^2 = w_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2$$

Veter srk:

$$\text{obtežba vetra} \quad w_{(A)} = -0,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia 14)} \quad R_{x,-} = -40,09 \text{ kN}$$

$$\frac{-40,09 \text{ kN}}{2,00 \text{ m} \cdot 24,75 \text{ m}} = 0,81 \text{ kN/m}^2 = w_{(A)} = -0,81 \text{ kN/m}^2$$

Stalna obtežba:

$$\text{lastna teža fasade} \quad g_f = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia 14)} \quad R_z = 29,78 \text{ kN}$$

$$\frac{29,78 \text{ kN}}{2,00 \text{ m} \cdot 24,75 \text{ m}} = 0,60 \text{ kN/m}^2 = g_f = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

5.1.4.3 Kontrola kompaktnosti prereza jeklenega profila HEA 100

Kompaktnost prereza kontroliramo po standardu SIST 1993-1-1:2005.5.6 (preglednica 5.2 in 5.3)

PASNICA (previsni del pasnic) – čisti tlak:

$$c/t_f \leq 9 \cdot \varepsilon = 35,5 \text{ mm}/8 \text{ mm} = 4,44 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1 = 9 \quad \mathbf{1. \text{ razred kompaktnosti}}$$

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

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

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

STOJINA (notranji tlačeni del) – čisti tlak:

$$c/t_w \leq 33 \cdot \varepsilon = 56 \text{ mm}/5 \text{ mm} = 11,2 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1 = 33 \quad \mathbf{1. \text{ razred kompaktnosti}}$$

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 96 - 2 \cdot 8 - 2 \cdot 12 = 56 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

STRIG

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

Stojina je kompaktna.

5.1.4.4 Kontrola nosilnosti in stabilnosti fasadnega stebra HEA 100

Vse kontrole nosilnosti in stabilnosti fasadnega stebra HEA 100 so izračunane s pomočjo programa Scia Engineer 2014. Detajlni izpis izračuna za najbolj obremenjen vogalni fasadni steber se nahaja v prilogah – glej prilogo B1

5.2 Fasadna podkonstrukcija v jedru objekta

Statični model fasadnega stebra je enak kot za fasadno podkonstrukcijo v vogalih objekta (glej sliko 21) le, da je medsebojna razdalja med fasadnimi stebri 3 m, ker je vpliv vetra v polju objekta manjši in ne potrebujemo toliko fasadnih stebrov.

5.2.1 Podatki

Za fasadni steber je izbran profil HEA 100 (S235), ki ima naslednje geometrijske karakteristike:

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

Kvaliteta jekla za izbran profil HEA 100 je:

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

5.2.2 Obtežba na fasadne stebre

Fasadni stebri v jedru objekta so na medsebojni razdalji 3 m. Vplivi, ki delujejo na njih so:

- Lastna obtežba

lastna teža profila HEA 100 (to obtežbo upošteva program sam)

- Stalna obtežba

lastna teža fasadne plošče Qbiss One Q-150

$$0,3 \text{ kN/m}^2 \qquad g_{fp} = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 0,9 \text{ kN/m}$$

lastna teža oken

$$0,3 \text{ kN/m}^2 \qquad g_o = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 0,9 \text{ kN/m}$$

- Obtežba vetra

veter pritisk

$$w_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2 \qquad q_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 1,83 \text{ kN/m}$$

veter srk

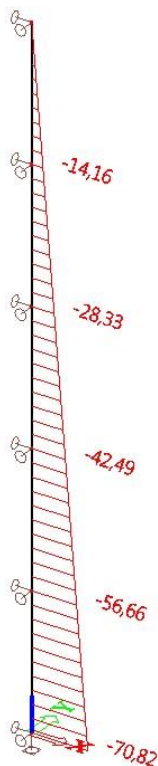
$$w_{(B)} = -0,58 \text{ kN/m}^2 \qquad q_{(B)} = -0,58 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = -1,74 \text{ kN/m}$$

Fasadne plošče so glede na obtežbo vetra ($0,61 \text{ kN/m}^2$), ki je izpisana zgoraj lahko podprte na medsebojni razdalji 3,0 m, saj je planirana razdalja med fasadnimi stebri manjša od maksimalne, ki znaša 6,5 m pri omenjeni obtežbi vetra (glej prilogo A - Table 2.2 Qbiss One Specification).

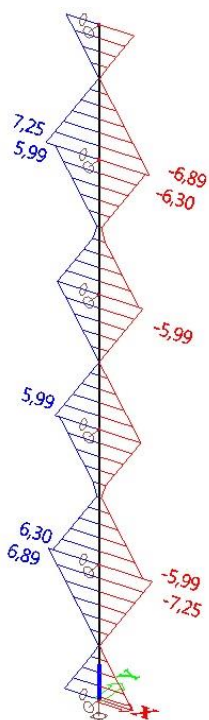
5.2.3 Dimenzioniranje

Fasadni stebri HEA 100 kvalitete jekla S235 so dimenzionirani s pomočjo programa Scia Engineer 2014. Obtežbe, ki so aplicirane na statični računski model so enake kot pri statičnem modelu za vogalne fasadne stebre samo, da so vrednosti drugačne (glej sliko 23). Kombinacije za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU) pa so identične (glej sliko 24).

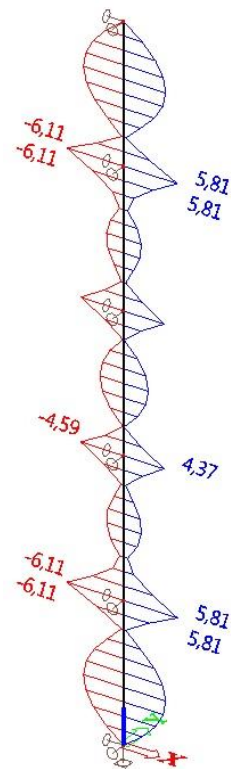
Notranje statične količine fasadnega stebra za kombinacijo obtežb MSN:



Slika 30: Osne sile N [kN] – fasadni steber (polje) – ovoj MSN

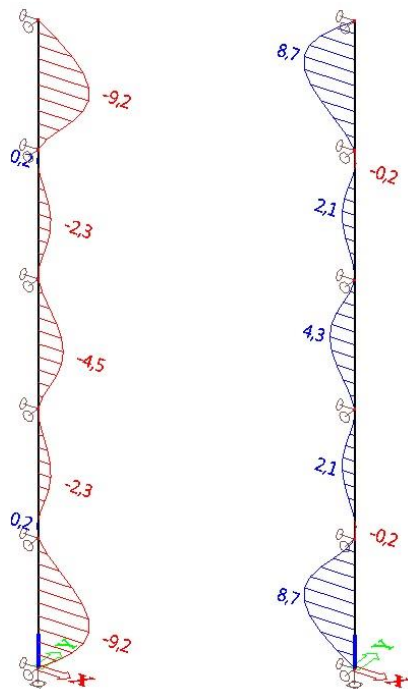


Slika 31: Prečne sile V_z [kN] – fasadni steber (polje) – ovoj MSN

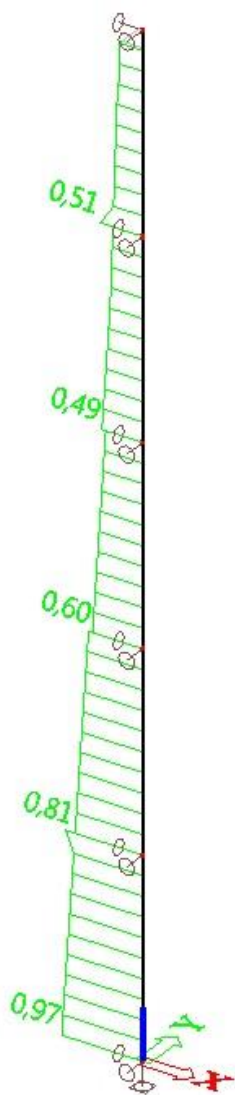


Slika 32: Upogibni momenti M_y [kNm] – fasadni steber (polje) – ovoj MSN

Pomiki fasadnega stebra v jedru objekta za kombinacijo obtežb MSU:



Slika 33: Pomiki uz [mm] – fasadni steber (polje) – MSU_veter_+; MSU_veter_-

Izkoriščenost jekla fasadnega stebra v jedru objekta za kombinacijo obtežb MSN:

Slika 34: Izkoriščenost fasadnega stebra v jedru obj. – ovoj MSU_veter_+; MSU_veter_-
Detajlni izpisi iz programa Scia Engineer 2014 za najbolj obremenjen fasadni steber v polju objekta se nahajajo v prilogah – glej Prilogo B2.

5.2.4 Kontrole**5.2.4.1 Kontrola pomikov**

Omejitve pomikov kontroliramo po standardu SIST EN 1990:2004/A101:2008.A1.4.2(3).

$$w = 9,2 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{350} = \frac{4950 \text{ mm}}{350} = 14,14 \text{ mm}$$

5.2.4.2 Kontrola reakcij

Veter pritisk:

$$\text{obtežba vetra} \quad w_{(D)} = 0,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia 14)} \quad R_{x,+} = 45,29 \text{ kN}$$

$$\frac{45,29 \text{ kN}}{3,00 \text{ m} \cdot 24,75 \text{ m}} = 0,61 \text{ kN/m}^2 = w_D = 0,61 \text{ kN/m}^2$$

Veter srk:

$$\text{obtežba vetra} \quad w_{(B)} = -0,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia 14)} \quad R_{x,-} = -43,06 \text{ kN}$$

$$\frac{43,06 \text{ kN}}{3,00 \text{ m} \cdot 24,75 \text{ m}} = 0,58 \text{ kN/m}^2 = w_{(B)} = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

Stalna obtežba:

$$\text{lastna teža fasade} \quad g_f = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vsota reakcij (Scia 14)} \quad R_z = 44,55 \text{ kN}$$

$$\frac{44,55 \text{ kN}}{3,00 \text{ m} \cdot 24,75 \text{ m}} = 0,60 \text{ kN/m}^2 = g_f = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

5.2.4.3 Kontrola kompaktnosti prereza jeklenega profila HEA 100

Kompaktnost prereza kontroliramo po standardu SIST 1993-1-1:2005.5.6 (preglednica 5.2 in 5.3). Kontrola je identična kontroli iz poglavja 5.1.4.3.

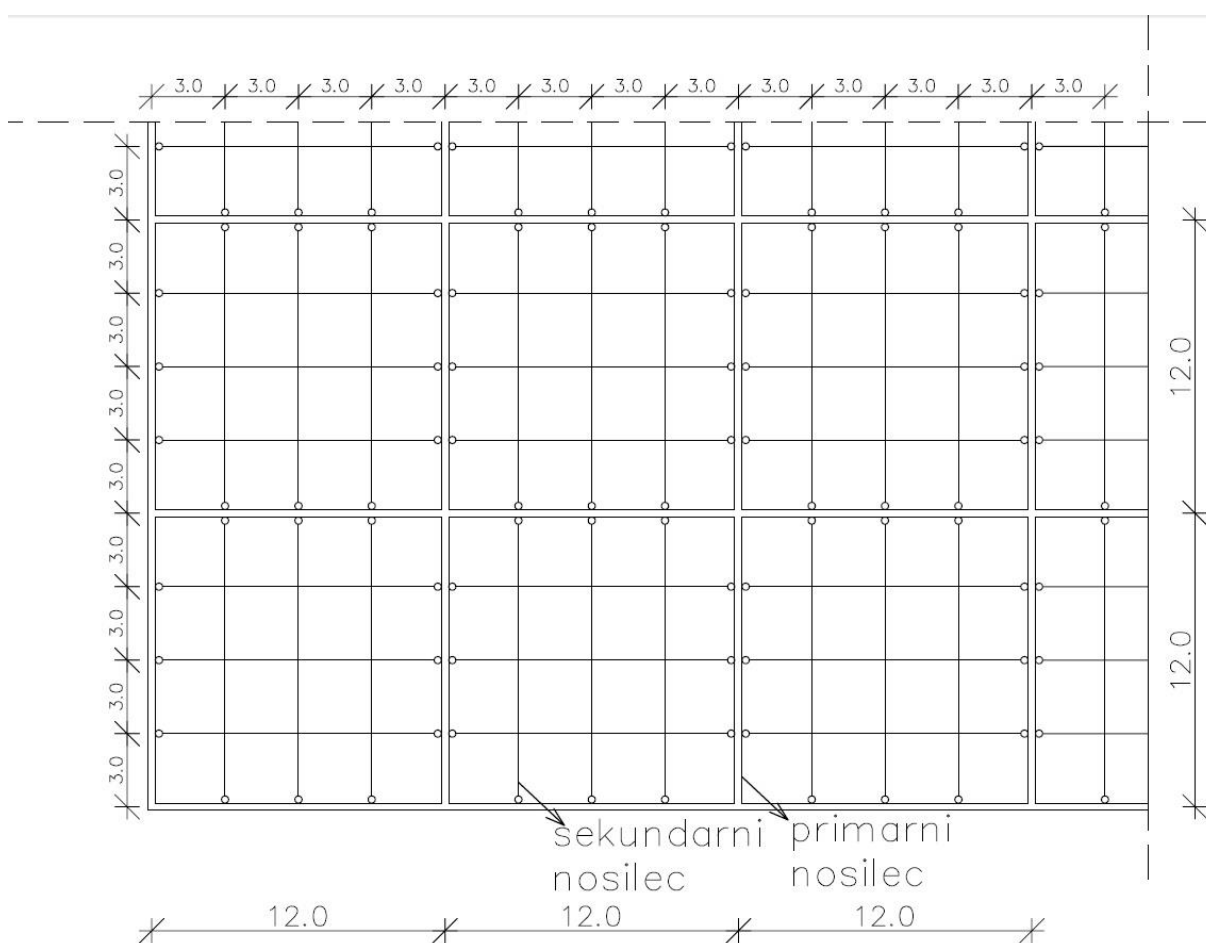
5.2.4.4 Kontrola nosilnosti in stabilnosti fasadnega stebra v jedru objekta

Vse kontrole nosilnosti in stabilnosti fasadnega stebra HEA 100 v jedru objekta so izračunane s pomočjo programa Scia Engineer 2014. Detajlni izpis izračuna za najbolj obremenjen fasadni steber v jedru objekta se nahaja v prilogah – glej prilogo B2.

6. MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

Za omenjen objekt izvedemo medetažno konstrukcijo v sovprežni izvedbi. Konstrukcijo sestavljajo sovprežni nosilci in armiranobetonska (AB) plošča. Za jeklene konstrukcije v današnjem času se večinoma uporabljajo sovprežni stropi, ki vsebujejo hladno oblikovano profilirano pločevino, ki služi na začetku kot opaž in kasneje kot armatura. Za izvedbo AB plošče pri omenjenem objektu nismo uporabili profilirane pločevine vendar smo se odločili za klasično izvedbo AB plošče s predhodnim opažem v katerega apliciramo armaturo in beton.

6.1 Zasnova medetažne konstrukcije



Slika 35: Tloris razporeditve sekundarnih sovprežnih nosilcev

Medetažna konstrukcija je zasnovana po sistemu brane. To pomeni, da sekundarni sovprežni nosilci potekajo v obeh smereh (vzdolžno in prečno) in so pritrjeni na primarne nosilce členkasto. Obtežba se raznaša iz AB plošče po trapeznem pravilu na sekundarne sovprežne nosilce te pa prenašajo obtežbo na primarne nosilce oz. prečke. Medsebojna razdalja med sovprežnim nosilci je 3 m (glej sliko 35).

6.2 Armiranobetonska (AB) plošča

AB plošča je sestavljena iz jeklene armature v obliki armaturnih mrež (negativne in pozitivne) in betona določene kakovosti. Za izdelavo AB plošče potrebujemo opaž v katerega položimo izračunano armaturo in jo kasneje zalijemo z betonom. Ko beton doseže zadostno trdnost, da lahko nosi svojo lastno težo odstranimo izdelan opaž ali ga pustimo, odvisno od izvedbe. AB plošča se povezuje z jeklenim sekundarnim sovprežnim nosilcem preko čepov, ki so navarjeni na zgornjo pasnico jeklenega nosilca.

6.2.1 Zasnova in osnovni podatki AB plošče

Geometrija:

- razdalja med sekundarnimi sovprežnimi nosilci $L = 3,00 \text{ m}$
- razdalja med začasnimi podporami $L = (\text{ni potrebno})$
- višina sovprežne plošče $h_{sp} = 12 \text{ cm}$

Materiali:

- beton C 25/30, $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
- armatura S500, $f_{sk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

6.2.2 Obtežbe, ki obremenjujejo AB ploščo

– Lastna obtežba

$$\text{AB – plošča debeline } h_{sp} = 12 \text{ cm} \qquad g_l = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

– Stalna obtežba

$$\text{finalni tlak} \qquad g_{ft} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{betonski estrih} \qquad g_{be} = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{toplotna in zvočna izolacija} \qquad g_i = 0,025 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SKUPAJ} \qquad g_s = 1,775 \text{ kN/m}^2$$

– Koristna obtežba

$$\text{industrijski obrat} \qquad q = 8,0 \text{ kN/m}^2$$

Izračun obremenitev za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti:

Kombinacije vplivov za MSN ter MSU.

OBREMENITEV ZA MEJNO STANJE NOSILNOSTI (MSN):

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot g_l + 1,35 \cdot g_s + 1,50 \cdot q = 1,35 \cdot 3,00 + 1,35 \cdot 1,775 + 1,50 \cdot 8,00$$

$$q_{Ed,MSN} = 18,45 \text{ kN/m}^2$$

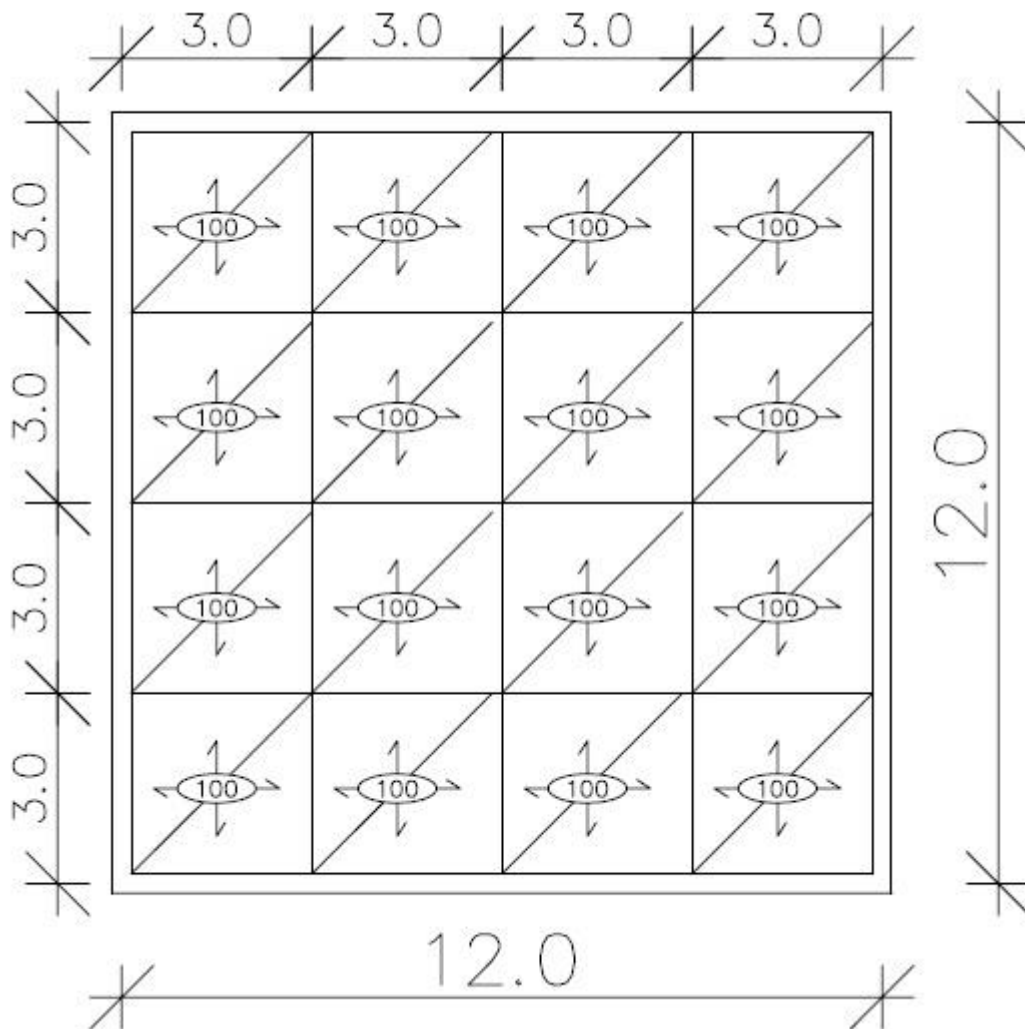
OBREMENITEV ZA MEJNO STANJE UPORABNOSTI (MSU):

$$q_{Ed,MSU} = 1,00 \cdot g_l + 1,00 \cdot g_s + 1,00 \cdot q = 1,00 \cdot 3,00 + 1,00 \cdot 1,775 + 1,00 \cdot 8,00$$

$$q_{Ed,MSU} = 12,775 \text{ kN/m}^2$$

6.2.3 Dimenzioniranje AB plošče v končnem stanju

I. ZASNOVA, POZICIJSKA SKICA:

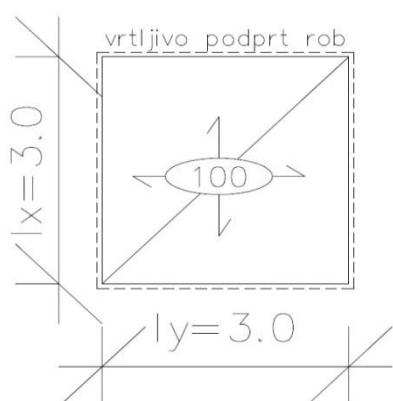


Slika 36: Zasnova AB plošče

II. OBTEŽBA IN OBREMENITEV

Glej 6.2.2 Obtežbe, ki obremenjujejo AB ploščo. Za izračun obremenitev AB plošče pa uporabimo Hahnove tabele.

Izračun obremenitev:



$$l_x = 3,0 \text{ m}$$

$$l_y = 3,0 \text{ m}$$

$$\varepsilon = l_y / l_x = 3 / 3 = 1$$

$$q_{Ed,MSN} = 18,45 \text{ kN/m}^2$$

$$K_d[\text{kN}] = q_{Ed,MSN} \cdot l_x \cdot l_y = 166,1 \text{ kN}$$

Pozitivni momenti v polju plošče:

$$M_{xm,d} = \frac{K_d}{m_{xm}^{\text{tabela 1}}} = \frac{166,1 \text{ kN}}{27,4} = 6,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym,d} = \frac{K_d}{m_{ym}^{\text{tabela 1}}} = \frac{166,1 \text{ kN}}{27,4} = 6,06 \text{ kNm/m}$$

Dimenzioniranje spodnje (pozitivne) armature v AB plošči:

Spodnjo pozitivno armaturo plošče določimo s pomočjo tabel za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev.

Za obremenitev vzamemo maksimalni moment v polju plošče ($M_{xm,d} = M_{ym,d}$) in za to obremenitev določimo kakšno armaturo potrebujemo. Za armaturo pa bodo uporabljene armaturne Q mreže, ki imajo sposobnost nosilnosti v obeh smereh (vzdolžni in prečni).

Minimalna potrebna armatura:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 9 = 1,22 \text{ cm}^2/m$$

Izračun armature za M_{max} po tabelah za pravokotni prečni prerez:

$$M_{xm,d} = M_{ym,d} = M_{max} = 6,06 \text{ kNm/m}$$

$$k_h = \frac{M_{max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,06 \cdot 100}{1,67 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,045,$$

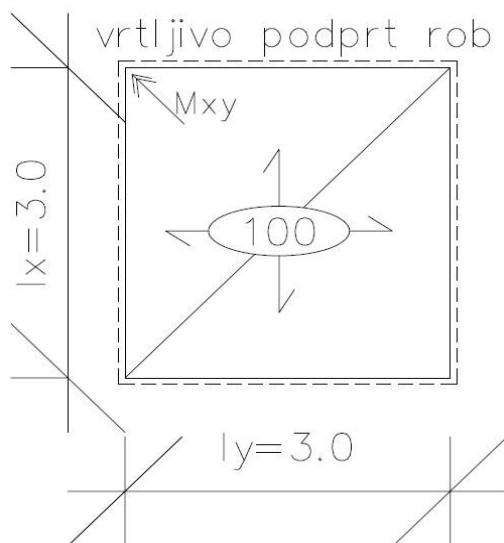
iz tabele določim k_s , ki pa ima vrednost: $k_s = 1,037$ (linearna iterpolacija)

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{max}}{d \cdot f_{yd}} = 1,037 \cdot \frac{6,06 \cdot 100}{9 \cdot 43,48} = 1,61 \text{ cm}^2/m$$

Na podlagi izračuna A_s lahko izberemo armaturno mrežo, ki bo zadostovala za prevzem obremenitve in bo v času gradnje dovolj trdna, da jo delavci pri manipuliranju ne pohodijo.

Izbrana armaturna mreža je Q-mreža Q257.

Negativni momenti ob sekundarnih sovprežnih nosilcih oz. v kotih plošče:



$$l_x = 3,0 \text{ m}$$

$$l_y = 3,0 \text{ m}$$

$$\varepsilon = l_y / l_x = 3 / 3 = 1$$

$$q_{Ed,MSN} = 18,45 \text{ kN/m}^2$$

$$K_d[\text{kN}] = q_{Ed,MSN} \cdot l_x \cdot l_y = 166,1 \text{ kN}$$

$$M_{xy,d} = \frac{K_d}{m_{xy}^{tabela 1}} = \frac{166,1 \text{ kN}}{24} = 6,92 \text{ kNm/m}$$

Dimenzioniranje zgornje (negativne) armature v sovprežni plošči:

Zgornjo negativno armaturo plošče določimo s pomočjo tabel za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev.

Za obremenitev vzamemo maksimalni moment v plošči ($M_{xy,d}$) in za to obremenitev določimo kakšno armaturo potrebujemo. Za armaturo pa bodo uporabljene armaturne mreže Q, ki imajo sposobnost nosilnosti v obeh smereh (vzdolžni in prečni).

Minimalna potrebna armatura:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 9 = 1,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izračun armature za M_{max} po tabelah za pravokotni prečni prerez:

$$M_{xy,d} = M_{max} = 6,92 \text{ kNm}/\text{m}$$

$$k_h = \frac{M_{max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,92 \cdot 100}{1,67 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,051,$$

iz tabele določim k_s , ki pa ima vrednost: $k_s = 1,04$ (linearna iterpolacija)

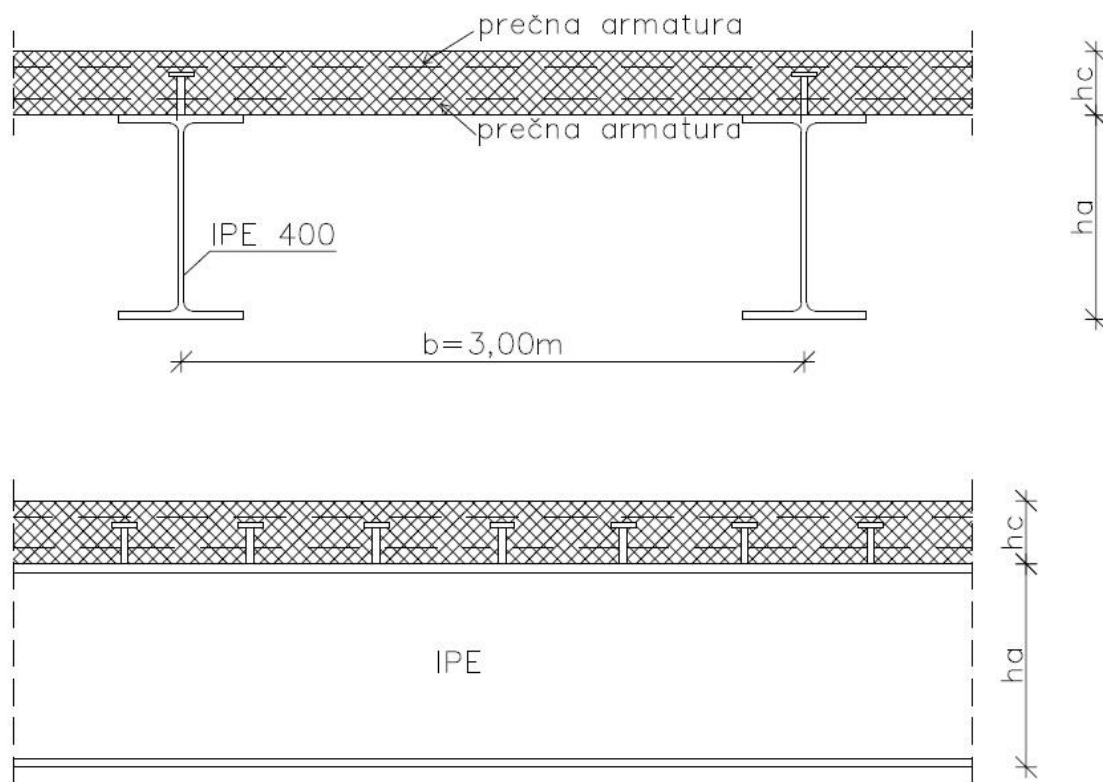
$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{max}}{d \cdot f_{yd}} = 1,04 \cdot \frac{6,92 \cdot 100}{9 \cdot 43,48} = 1,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Na podlagi izračuna A_s lahko izberemo armaturno mrežo, ki bo zadostovala za prevzem obremenitve in bo v času gradnje dovolj trdna, da jo delavci pri manipuliranju ne pohodijo. Izbrana armaturna mreža je Q-mreža Q257.

6.3 Sekundarni sovprežni nosilec (I., II., III., IV. etaža)

Sovprežni nosilec je konstrukcijski element, ki ga sestavljata beton in konstrukcijsko ali hladno oblikovano jeklo določene kvalitete. Te dva materiala sta med seboj povezana s strižno povezavo (čepi) s katero se prepreči vzdolžni zdrs ter ločitev med materiali. Sovprežni nosilec pa je predvsem obremenjen upogibno.

6.3.1 Zasnova in osnovni podatki sovprežnega nosilca



Slika 37: Prečni in vzdolžni prerez sovprežne plošče in sovprežnega nosilca IPE400

Geometrija:

- debelina armirano betonske plošče $h_c = 12\text{ cm}$
- medsebojna razdalja med sek. sovprežnimi nosilci $b = 3\text{ m}$
- dolžina sek. sovprežnega nosilca $L = 12\text{ m}$

Materiali:

- jeklo S235

napetost tečenja	$f_y = 23,5\text{ kN/cm}^2$
natezna trdnost	$f_u = 36\text{ kN/cm}^2$
- beton C25/30

karak. tlačna trdnost (28 dni)	$f_{ck} = 2,5\text{ kN/cm}^2$
karak. natezna trdnost	$f_{ctk,0.05} = 0,18\text{ kN/cm}^2$
srednja vrednost natezne trdnosti	$f_{ctm} = 0,26\text{ kN/cm}^2$
srednja vrednost modula elastičnosti	$E_{cm} = 2,5\text{ kN/cm}^2$
- čepi

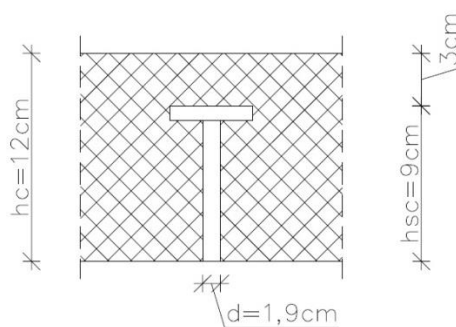
natezna trdnost	$f_u = 45\text{ kN/cm}^2$
-----------------	---------------------------

Geometrijski podatki:**Sekundarni sovprežni nosilec IPE 400 (S235):**

– debelina pasnice	$t_f = 13,5 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 8,6 \text{ mm}$
– višina nosilca	$h = 400 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 180 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 21 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 84,5 \text{ cm}^2$
– elastični vztrajnosti moment v smeri y	$I_y = 23130 \text{ cm}^4$
– elastični odpornostni moment v smeri y	$W_y = 1160 \text{ cm}^3$

Čepi z glavo (NELSON čepi Ø19)

– višina čepa	$h_{sc} = 90 \text{ mm}$
– premer čepa	$d = 19 \text{ mm}$
– nominalna natezna trdnost čepa	$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$
– skupno število čepov na sek. sovprežnem nosilcu	$n = 60$
– debelina pasnice	$t_f = 13,5 \text{ mm}$
– debelina pasnice	$t_f = 13,5 \text{ mm}$



Slika 38: Dimenzije NELSON čepa Ø19

6.3.2 Obtežbe, ki obremenjujejo sekundarni sovprežni nosilec

– Lastna obtežba

lastna teža jeklenega nosilca (upošteva SCIA) $g_a = 0,663 \text{ kN/m}$

lastna teža sovprežne plošče:

strjen beton $g_c = 3,0 \text{ kN/m}^2$

svež beton $g_c^{\text{svež}} = 3,12 \text{ kN/m}^2$

lastna teža opaža $g_{op} = 0,4 \text{ kN/m}^2$

– Stalna obtežba

finalni tlak $g_{ft} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

betonski estrih $g_{be} = 1,25 \text{ kN/m}^2$

toplotna in zvočna izolacija $g_i = 0,025 \text{ kN/m}^2$

inštalacije $g_{in} = 0,3 \text{ kN/m}^2$

spuščeni strop $g_{sp,s} = 0,3 \text{ kN/m}^2$

SKUPAJ $g_s = 2,375 \text{ kN/m}^2$

– Koristna obtežba

industrijski obrat $q = 8,0 \text{ kN/m}^2$

– Obtežba med betoniranjem

delavci in oprema $g_{mb} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

6.3.3 Faza gradnje

Celotna obtežba medetažne konstrukcije v času gradnje odpade na jekleni sovprežni nosilec IPE 400, ki ga ni potrebno dodatno bočno podpreti.

Obremenitve sovprežnega jeklenega nosilca IPE 400 za MSN in MSU:

– Obremenitev za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot g_a(SCIA) + 1,5 \cdot (g_c^{\text{svež}} + g_{op} + g_{mb}) = 1,5 \cdot (3,12 + 0,40 + 0,75) =$$

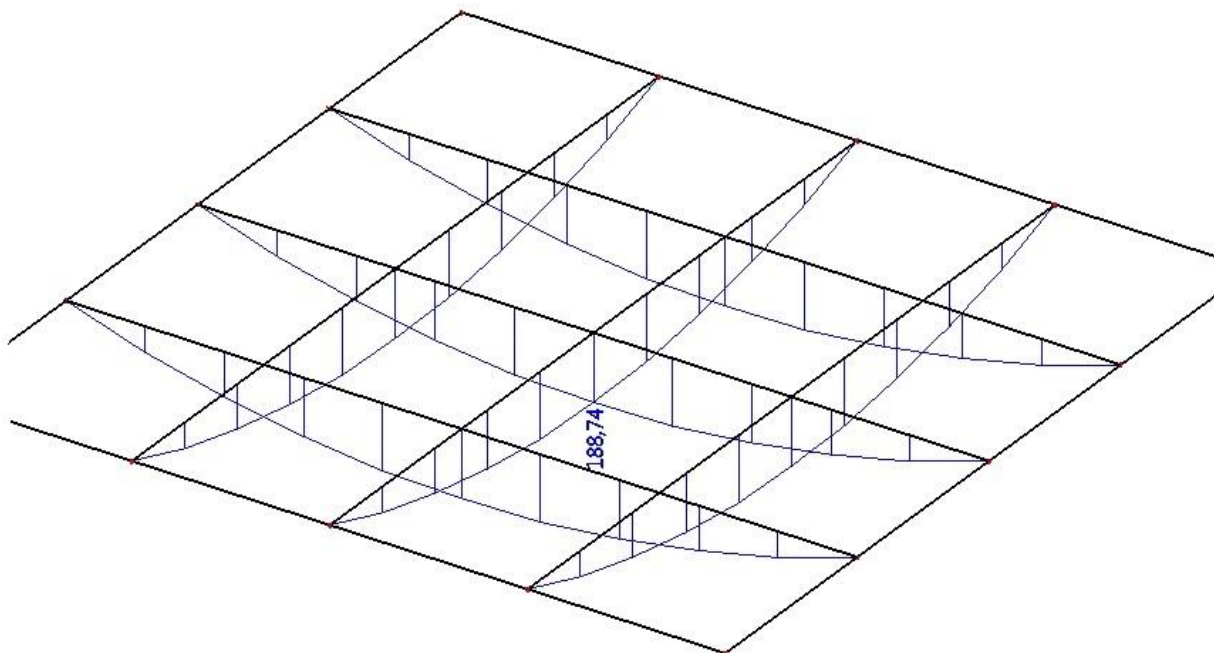
$$q_{Ed,MSN} = 6,41 \text{ kN/m}^2$$

– **Obremenitev za mejno stanje uporabnosti – MSU**

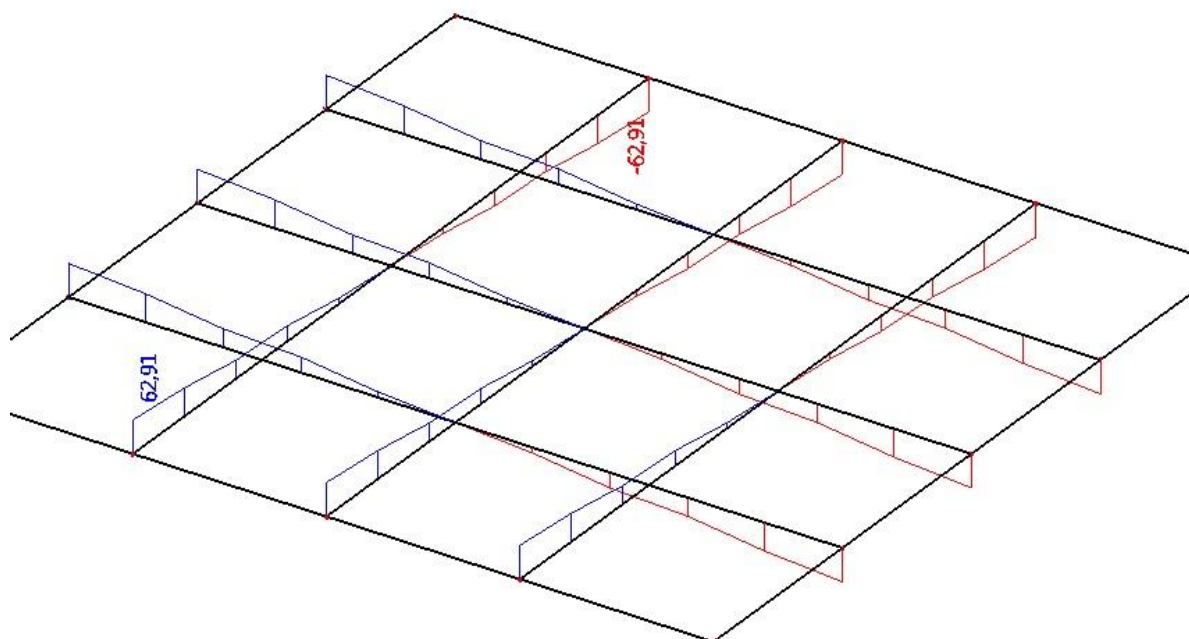
$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot g_a(SCIA) + 1,0 \cdot (g_c^{svež} + g_{op} + g_{mb}) = 1,0 \cdot (3,12 + 0,40 + 0,75) =$$

$$q_{Ed,MSU} = 4,27 \text{ kN/m}^2$$

Prikaz notranjih sil (My in Vz) na sovprežnih jeklenih nosilcih v fazi gradnje (MSN):



Slika 39: Upogibni momenti My [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje



Slika 40: Prečne sile Vz [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje

Dimenzioniranje in kontrola sovprežnega jeklenega nosilca IPE 400:

Na podlagi maksimalnega upogibnega momenta M_y izberemo začetni prerez jeklenega sovprežnega nosilca.

$$M_{y,Ed} = M_{max} = 188,74 \text{ kNm}$$

$$W_y = \frac{M_{max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y^{S235}} = \frac{188,74 \cdot 100 \cdot 1}{23,5} = 803,15 \text{ cm}^3,$$

na podlagi potrebnega elastičnega momenta izberemo jeklen profil IPE 400 ($W_y = 1160 \text{ cm}^3$).

Kontrola kompaktnosti prereza IPE 400:

Kompaktnost prereza kontroliramo po standardu SIST 1993-1-1:2005.5.6 (preglednica 5.2 in 5.3)

PASNICA (previsni del pasnic) – čisti tlak:

$$c/t_f \leq 9 \cdot \varepsilon = 64,7 \text{ mm}/13,5 \text{ mm} = 4,79 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \quad \mathbf{1. \text{ razred kompaktnosti}}$$

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

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

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

STOJINA (notranji tlačeni del) – upogib:

$$c/t_w \leq 72 \cdot \varepsilon = 331 \text{ mm}/8,6 \text{ mm} = 38,49 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \quad \mathbf{1. \text{ razred kompaktnosti}}$$

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 400 - 2 \cdot 13,5 - 2 \cdot 21 = 331 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

STRIG

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{373 \text{ mm}}{8,6 \text{ mm}} = 43,37 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina je kompaktna.

Nosilnost prečnega prereza IPE 400:

Nosilnost prečnih prerezov kontroliramo po standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.2.

– **Normalne napetosti**

$$\sigma = \frac{M_{y,Ed}}{W_y} = \frac{188,74 \cdot 100}{1160} = 16,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = 16,27 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

– **Strižne napetosti**

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 42,73 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 579,75 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 84,5 - 2 \cdot 18 \cdot 1,35 + (5,06) \cdot 1,35 = 42,73 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 42,73 \text{ cm}^2 \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 37,3 \cdot 0,86 = 38,49 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 62,91 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 579,75 \text{ kN}$$

– **Kontrola interakcije M-V**

$$V_{Ed} = 62,91 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 579,75 = 289,88 \text{ kN} \quad \textbf{Interakcije M-V ni.}$$

Kontrola bočne zvrnitve:

Kontrolo bočne zvrnitve naredimo v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.2.4 Poenostavljeno preverjanje bočne zvrnitve za nosilce v stavbah.

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

kjer je:

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

$L_c = 300 \text{ cm}$ (razdalja med bočnimi podporami)

$i_{f,z}$ vztrajnostni polmer nadomestnega tlačnega pasu, sestavljen iz tlačene pasnice in 1/3 tlačnega dela stojine (glej slika 41).

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y(\text{MPa})}} = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{c,0} = 0,4 + 0,1 = 0,5$$

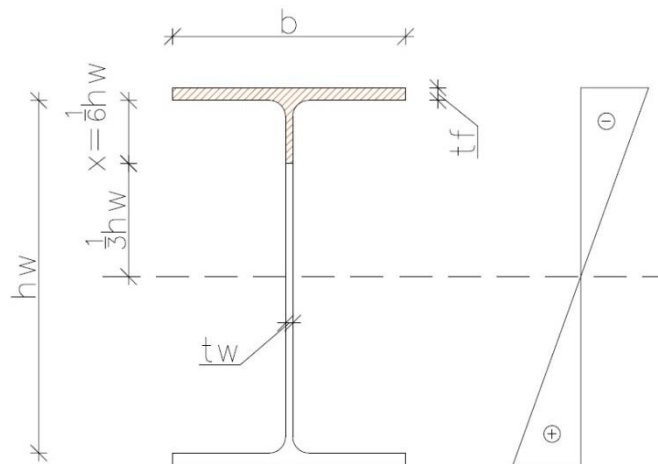
$$M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1160 \cdot \frac{23,5}{1} = 27260 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = 18874 \text{ kNcm}$$

Kontrola:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 300}{4,71 \cdot 93,9} = 0,64 \leq 0,5 \cdot \frac{27260}{18874} = 0,72$$

V času gradnje sek. sovprežnega nosilca ni potrebno dodatno bočno podpirati.



Slika 41: Potek napetosti po prerezu sovprežnega nosilca IPE400

$$x = \frac{h - 2 \cdot t_f}{6} = \frac{40 - 2 \cdot 1,35}{6} = 6,22 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + \frac{x \cdot t_w^3}{12} = \frac{18^3 \cdot 1,35}{12} + \frac{6,22 \cdot 0,86^3}{12} = 656,43 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + x \cdot t_w = 18 \cdot 1,35 + 6,22 \cdot 0,86 = 29,65 \text{ cm}^2$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{656,43}{29,65}} = 4,71 \text{ cm}$$

6.3.4 Končno stanje

Obremenitve sovprežnega jeklenega nosilca IPE 400 za MSN in MSU:

– Obremenitev za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot (g_a(SCIA) + g_c + g_{ft} + g_{be} + g_i + g_{in} + g_{sp.s}) + 1,5 \cdot q$$

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot 5,38 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed,MSN} = 19,26 \text{ kN/m}^2$$

– Obremenitev za mejno stanje uporabnosti – MSU

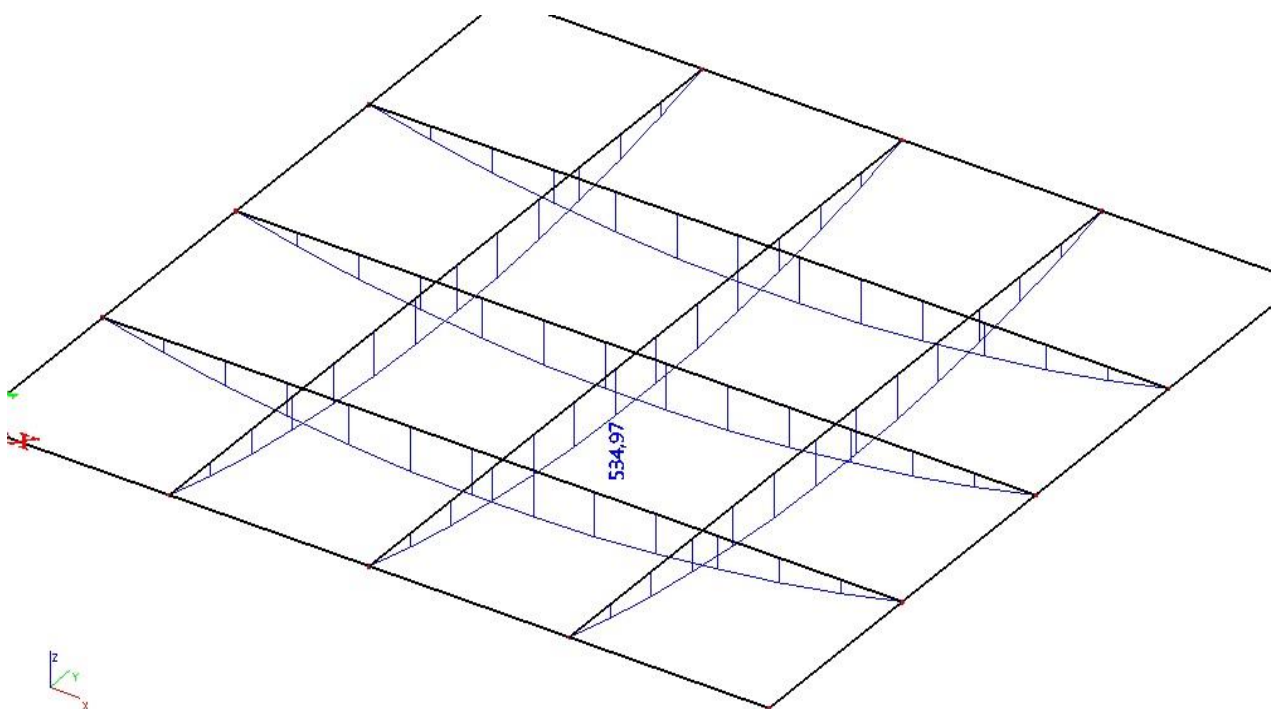
$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot (g_a(SCIA) + g_c + g_{ft} + g_{be} + g_i + g_{in} + g_{sp.s}) + 1,0 \cdot \Psi \cdot q$$

$$\Psi = 1 \quad \text{kombinacijski faktor za industrijski obrat}$$

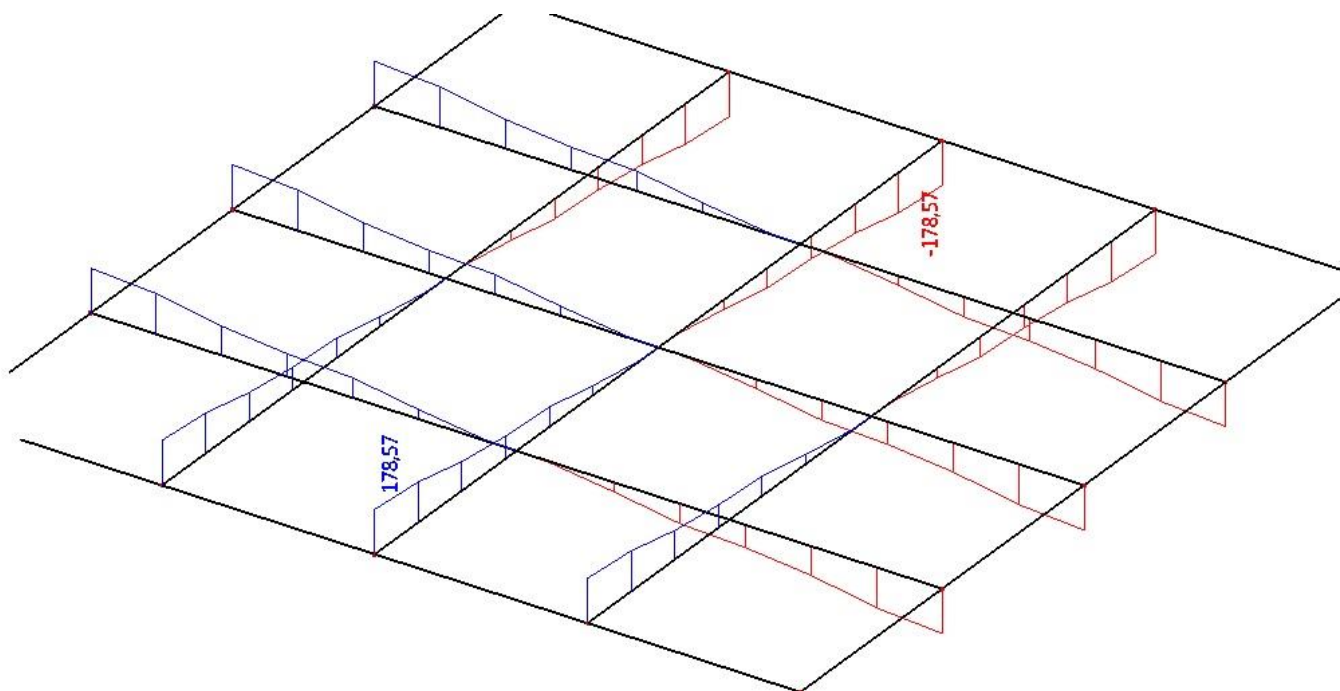
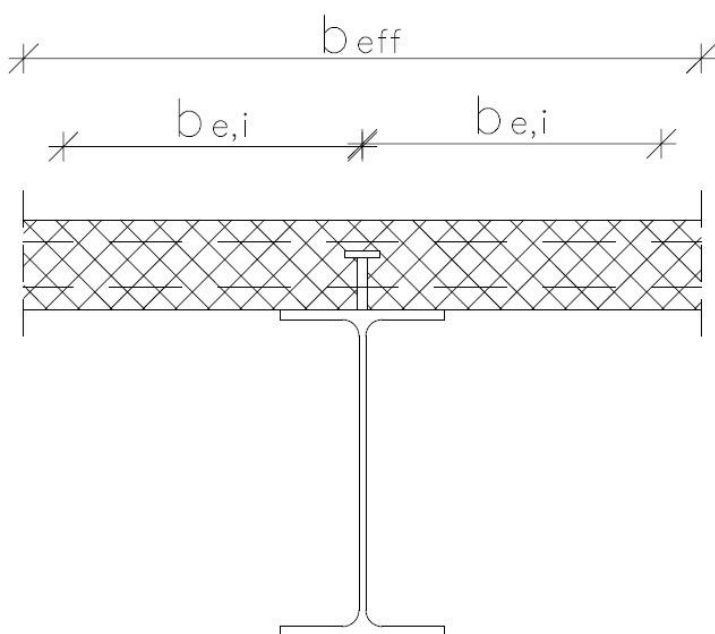
$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot 5,38 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \cdot 1 \cdot 8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed,MSU} = 13,38 \text{ kN/m}^2$$

Prikaz notranjih sil (M_y in V_z) na sovprežnih jeklenih nosilcih v končnem stanju (MSN):



Slika 42: Upogibni momenti M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje

Slika 43: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje**Dimenzioniranje in kontrola sovprežnega jeklenega nosilca IPE 400:****Določitev sodelujoče širine (efektivna širina):**

Slika 44: Sodelujoča širina betonske pasnice

Kjer so:

$b_{e,i}$ sodelujoča širina na sredini razpona zunanje polja, določena kot $b_{e,i} = L_e/8$, toda ne večja od geometrijske širine $b_i = 300 \text{ cm}$

L_e ekvivalentni razpon zunanje polja

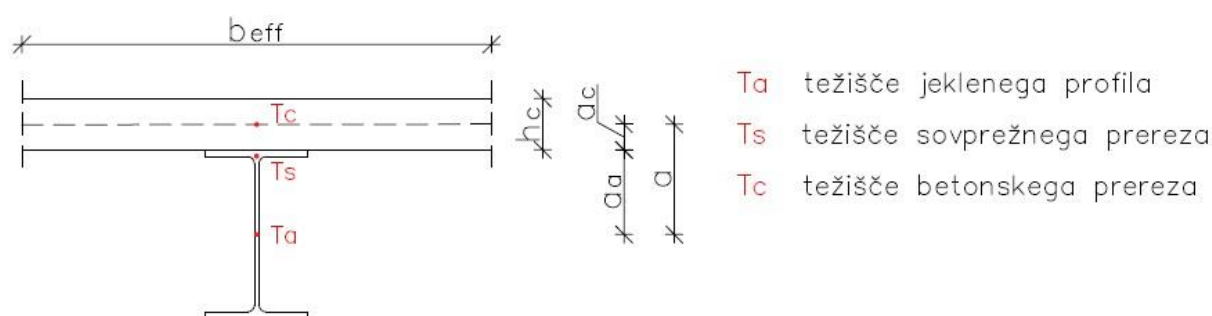
$$L_e = L = 1200 \text{ cm}$$

$$b_{e,i} = \frac{L_e}{8} = \frac{1200}{8} = 150 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \Sigma b_{e,i} = 2 \cdot 150 \text{ cm} = 300 \text{ cm} \leq b_i = 300 \text{ cm}$$

Izbrana sodelujoča efektivna širina betonske pasnice $b_{eff} = 300 \text{ cm}$.

Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca:



Slika 45: Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza nosilca (IPE400)

$$a = \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} + \frac{12 \text{ cm}}{2} = 26 \text{ cm}$$

$$A_a = 84,5 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 23130 \text{ cm}^4$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 300 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 3600 \text{ cm}^2 \quad I_c = \frac{300 \cdot 12^3}{12} = 43200 \text{ cm}^4$$

Vplive lezenja pri konstrukcijskih stavbah, upoštevamo z razmerjem elastičnih modulov ($t = t_\infty$). Pravila za upoštevanje tega najdemo v standardu SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 5.4.2.2.

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

$$n_\infty = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,77 = 13,54$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 84,5 + \frac{3600}{13,54} = 350,38 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_{\infty}} = 26 \cdot \frac{3600}{350,38 \cdot 13,54} = 19,73 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 26 \cdot \frac{84,5}{350,38} = 6,27 \text{ cm}$$

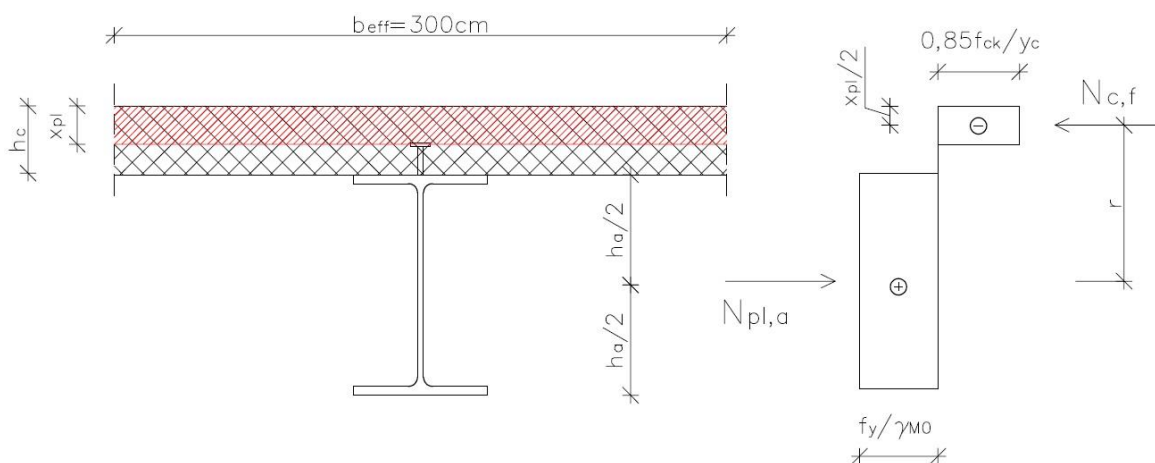
$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_{\infty}} = 23130 + 84,5 \cdot 19,73^2 + \frac{43200 + 3600 \cdot 6,27^2}{13,54}$$

$$I_{sov} = 69666,58 \text{ cm}^4$$

Kontrole sovprežnega jeklenega nosilca v končnem stanju:

– Plastična upogibna nosilnost

Upogibna nosilnost sovprežnega jeklenega nosilca IPE 400 je kontrolirana po standardu SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 6.2.1.2.



Slika 46: Plastična razporeditev napetosti po sovprežnem prečnem prerezu (IPE400)

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

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \cdot 23,5}{1} = 1985,75 \text{ kN}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{1985,75}{300 \cdot 0,85 \cdot 2,5 / 1,5} = 4,67 \text{ cm} \leq 12 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{40}{2} + 12 - \frac{4,67}{2} = 29,67 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 1985,75 \cdot 29,67 = 58917,20 \text{ kNcm} = 589,17 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 534,97 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 589,17 \text{ kNm}$$

– **Strižna nosilnost**

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 42,73 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 579,75 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 84,5 - 2 \cdot 18 \cdot 1,35 + (5,06) \cdot 1,35 = 42,73 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 42,73 \text{ cm}^2 \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 37,3 \cdot 0,86 = 38,49 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 178,57 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 579,75 \text{ kN}$$

– **Kontrola interakcije M-V**

$$V_{Ed} = 178,57 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 579,75 = 289,88 \text{ kN} \quad \text{Interakcije M-V ni.}$$

– **Vzdolžni strig – kontrola čepov**Vzdolžna strižna sila:

Vzdolžno strižno silo izračunamo po standardu SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 6.6.2.2.

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 1985,75 \text{ kN} \\ 5100 \text{ kN} \end{array} \right. = 1985,75 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost čepov z glavo:

Projektno strižno nosilnost čepa z glavo, ki je na pasnico jeklenega nosilca varjen avtomatsko določimo z naslednjima izrazoma iz standarda SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 6.6.3.1.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 1,9^2 / 4}{1,25} = 81,66 \text{ kN/čep} \\ \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3100}}{1,25} = 73,73 \text{ kN/čep} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 73,73 \text{ kN/čep}$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{90}{19} = 4,7 > 4 \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,0$$

Število ter razpored čepov:

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{1985,75 \text{ kN}}{73,73 \text{ kN/čep}} = 26,93 \text{ čepov} \rightarrow \text{izberemo } n = 28 \text{ čepov}$$

$$e = \frac{0,5 \cdot L}{n} = \frac{0,5 \cdot 1200 \text{ cm}}{28} = 21,43 \text{ cm} \rightarrow \text{izberemo razporeditev 1 \u010dep/20 cm}$$

Kontrola razdalje med \u010depi v smeri stri\u017ene sile:

$$e_l = 20 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 1,9 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

Pogoj za enakomerno razporeditev \u010depov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{58917,20}{1307 \cdot 23,5/1} = 1,92 \leq 2,5$$

Kjer sta:

$M_{pl,Rd}$ nosilnost sovpre\u017enega nosilca

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

– **Vzdol\u017dni strig – kontrola betonske pasnice**

Kontrola betonske pasnice je narejena v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 6.2.4. Potrebujemo ustrezno najmanj\u0161o koli\u010dino armature, ki prevzame vzdol\u017dni strig ali vzdol\u017dni razmik med plo\u0161\u010do in jeklenim nosilcem. Projektna vzdol\u017dna stri\u017ena napetost v_{Ed} ne sme prese\u010di projektne vzdol\u017dne stri\u017ene nosilnosti v obravnavani stri\u017ni povr\u0161ini.

Formula za izra\u010dun vzdol\u017dne stri\u017ene napetosti v_{Ed} :

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

Kjer so:

ΔF_d sprememba normalne sile v pasnici na odseku Δx

h_f debelina pasnice ob stiku

Δx dol\u017cina obravnavanega odseka

Kontroli:

– Povr\u0161ina pre\u010dne armature A_{sf} na razdalji s_f mora zadostovati pogoju:

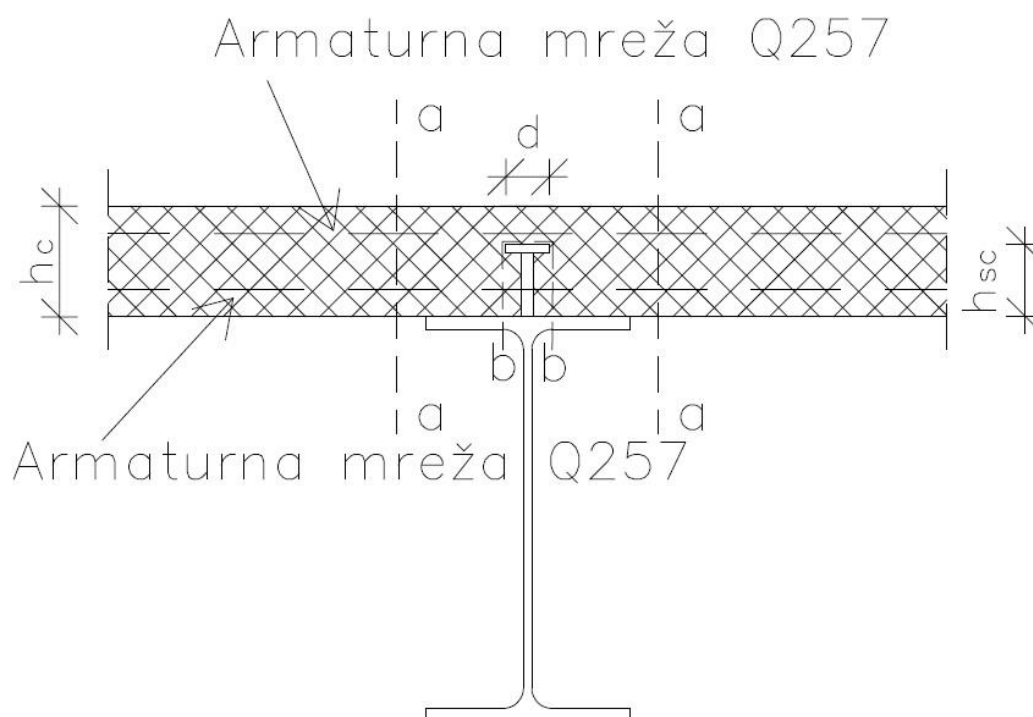
$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

– Vzdolžna strižna napetost mora zadostiti pogoju:

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

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

Kot naklona tlačne diagonale proti vzdolžni smeri nosilca θ_f lahko v okviru omejitev standarda SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 6.2.4 točka (4) določimo sami. Za pasnice v tlaku nas standard omejuje na izbiro kota $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5$. Za minimalno površino prečne armature je najbolje izbrati čim manjši kot.



Slika 47: Potek strižnih ravnin v betonski pasnici (IPE400)

Strižna ravnina a-a:

$$h_f = h_c = 12 \text{ cm} \quad \theta_f = 27^\circ$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{V_l}{2 \cdot h_f \cdot L/2} = \frac{1985,75 \text{ kN}}{2 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 1200 \text{ cm}/2} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,54 \cdot 1,67 \cdot \sin 27^\circ \cdot \cos 27^\circ = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,14 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

Potrebna prečna armatura:

$$A_{sf,potr.} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}} \cdot s_f = \frac{0,14 \cdot 12 \cdot 100}{\cos 27^\circ / \sin 27^\circ \cdot 43,48} = 1,97 \text{ cm}^2/m$$

Obstoječa armatura:

$$A_{sf,dej.} = 2 \cdot 2,57 = 5,14 \text{ cm}^2/m > A_{sf,potr.} = 1,97 \text{ cm}^2/m$$

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.

Strižna ravnina b-b:

$$h_f = 2 \cdot h_{sc} + d = 19,9 \text{ cm} \quad \theta_f = 27^\circ$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{V_l}{h_f \cdot L/2} = \frac{1985,75 \text{ kN}}{19,9 \text{ cm} \cdot 1200 \text{ cm}/2} = 0,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,54 \cdot 1,67 \cdot \sin 27^\circ \cdot \cos 27^\circ = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,17 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

Potrebna prečna armatura:

$$A_{sf,potr.} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}} \cdot s_f = \frac{0,17 \cdot 19,9 \cdot 100}{\cos 27^\circ / \sin 27^\circ \cdot 43,48} = 3,96 \text{ cm}^2/m$$

Obstoječa armatura:

$$A_{sf,dej.} = 2 \cdot 2,57 = 5,14 \text{ cm}^2/m > A_{sf,potr.} = 3,96 \text{ cm}^2/m$$

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

6.3.5 Kontrola pomikov (MSU)

Omejitev maksimalnih pomikov medetažne konstrukcije zajema standard SIST EN 1990:2004/A101:2008 poglavje A1.4.2(2) preglednica N1. Izračuni oz. vrednosti pomikov v montažnem stanju in končnem stanju za medetažno konstrukcijo narejeni s programom SCIA.

$$w_{montažno\ stanje}^{SCIA} = 2,93\ cm$$

$$w_{končno\ stanje}^{SCIA} = 2,7\ cm$$

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1200\ cm}{250} = 4,8\ cm$$

$$w_{\Sigma} = w_{montažno\ stanje} + w_{končno\ stanje} = 2,93\ cm + 2,7\ cm = 5,63\ cm \leq w_{max} = 4,8\ cm$$

Dejanski pomik medetažne konstrukcije je večji od maksimalnega dovoljenega pomika po standardu, zato je potrebno nadvišanje jeklenega nosilca IPE 400 v fazi gradnje. To storimo z predkrivljenjem nosilca v delavnici preden gre ta sploh na gradbišče. Nosilec nadvišamo za 1 cm.

$$w = w_{\Sigma} - w_{nadvišanja} = 5,63\ cm - 1,0\ cm = 4,63\ cm \leq w_{max} = 4,8\ cm$$

6.4 Sekundarni sovprežni nosilec (streha)

6.4.1 Zasnova in osnovni podatki sovprežnega nosilca

Geometrija:

- debelina armirano betonske plošče $h_c = 12\ cm$
- medsebojna razdalja med sek. sovprežnimi nosilci $b = 3\ m$
- dolžina sek. sovprežnega nosilca $L = 12\ m$

Materiali:

- jeklo S235 napetost tečenja $f_y = 23,5\ kN/cm^2$
- natezna trdnost $f_u = 36\ kN/cm^2$

– beton C25/30	karak. tlačna trdnost (28 dni)	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
	karak. natezna trdnost	$f_{ctk,0.05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$
	srednja vrednost natezne trdnosti	$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$
	srednja vrednost modula elastičnosti	$E_{cm} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
– čepi	natezna trdnost	$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

Geometrijski podatki:**Sekundarni sovprežni nosilec IPE 360 (S235):**

– debelina pasnice	$t_f = 12,7 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 8,0 \text{ mm}$
– višina nosilca	$h = 360 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 170 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 18 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 72,7 \text{ cm}^2$
– elastični vztrajnosti moment v smeri y	$I_y = 16270 \text{ cm}^4$
– elastični odpornostni moment v smeri y	$W_y = 904 \text{ cm}^3$

Čepi z glavo (NELSON čepi Ø19)

– višina čepa	$h_{sc} = 90 \text{ mm}$
– premer čepa	$d = 19 \text{ mm}$
– nominalna natezna trdnost čepa	$f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$
– skupno število čepov na sek. sovprežnem nosilcu	$n = 48$
– debelina pasnice	$t_f = 13,5 \text{ mm}$
– debelina pasnice	$t_f = 13,5 \text{ mm}$

6.4.2 Obtežbe, ki obremenjujejo sekundarni sovprežni nosilec

– Lastna obtežba

lastna teža jeklenega nosilca (upošteva SCIA) $g_a = 0,571 \text{ kN/m}$

lastna teža sovprežne plošče:

strjen beton $g_c = 3,0 \text{ kN/m}^2$

svež beton $g_c^{\text{svež}} = 3,12 \text{ kN/m}^2$

lastna teža opaža $g_{op} = 0,4 \text{ kN/m}^2$

– Stalna obtežba

nasutje $g_{ft} = 0,9 \text{ kN/m}^2$

ekstrudiran polistiren (v naklinu) $g_{be} = 0,02 \text{ kN/m}^2$

inštalacije $g_{in} = 0,3 \text{ kN/m}^2$

spuščeni strop $g_{sp,s} = 0,3 \text{ kN/m}^2$

SKUPAJ $g_s = 1,52 \text{ kN/m}^2$

– Koristna obtežba

klimati + kons. za pritrjevanje teh $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$

– Obtežba med betoniranjem

delavci in oprema $g_{mb} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

6.4.3 Faza gradnje

Celotna obtežba medetažne konstrukcije v času gradnje odpade na jekleni sovprežni nosilec IPE 360, ki ga je potrebno v času gradnje podpreti na štirih točkah z medsebojno razdaljo 240 cm.

Obremenitve sovprežnega jeklenega nosilca IPE 360 za MSN in MSU:

– Obremenitev za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot g_a(SCIA) + 1,5 \cdot (g_c^{\text{svež}} + g_{op} + g_{mb}) = 1,5 \cdot (3,12 + 0,40 + 0,75) =$$

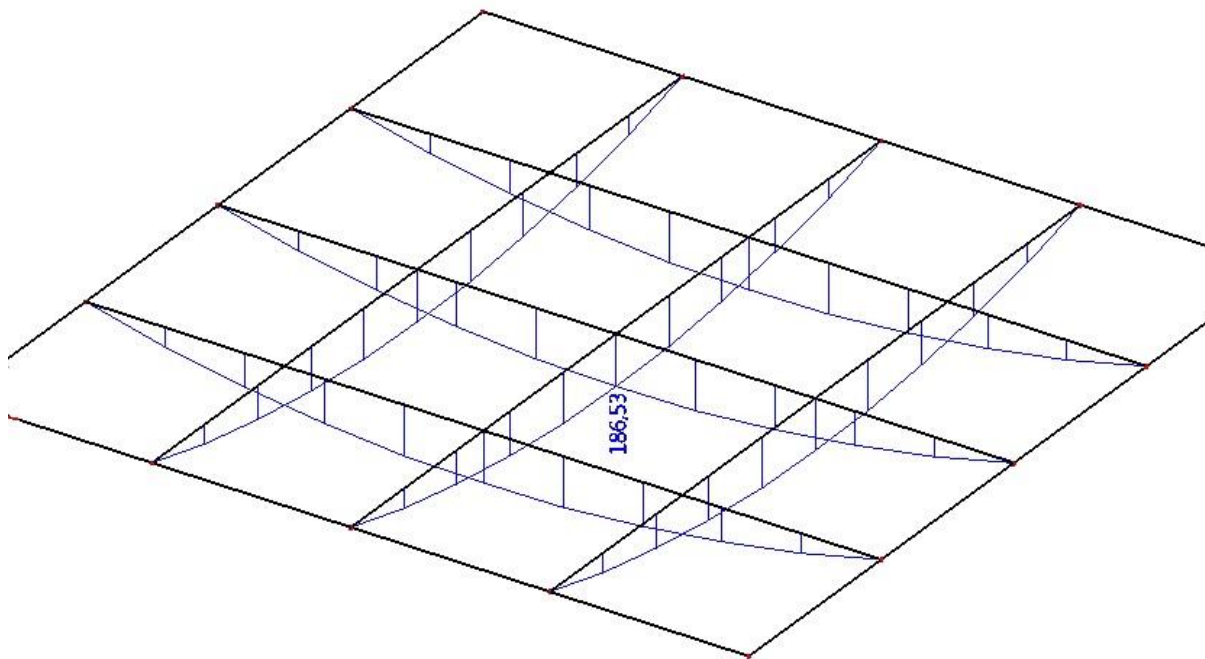
$$q_{Ed,MSN} = 6,41 \text{ kN/m}^2$$

– Obremenitev za mejno stanje uporabnosti – MSU

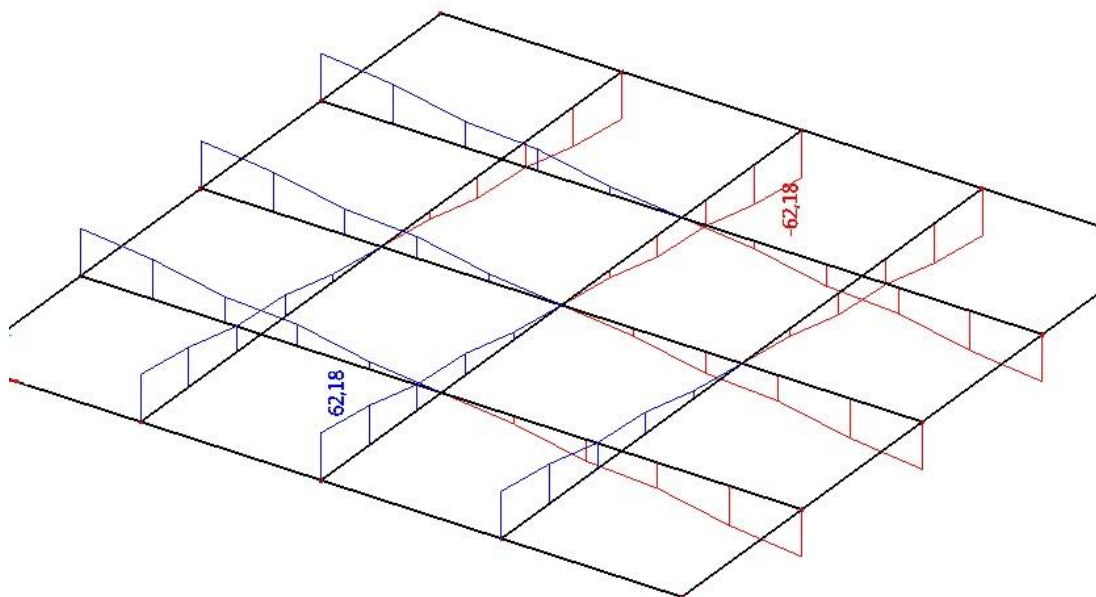
$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot g_a(SCIA) + 1,0 \cdot (g_c^{svež} + g_{op} + g_{mb}) = 1,0 \cdot (3,12 + 0,40 + 0,75) =$$

$$q_{Ed,MSU} = 4,27 \text{ kN/m}^2$$

Prikaz notranjih sil (M_y in V_z) na sovprežnih jeklenih nosilcih v fazi gradnje (MSN):



Slika 48: Upogibni momenti M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje



Slika 49: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – faza gradnje

Dimenzioniranje in kontrola sovprežnega jeklenega nosilca IPE 360:

Na podlagi maksimalnega upogibnega momenta M_y izberemo začetni prerez jeklenega sovprežnega nosilca.

$$M_{y,Ed} = M_{max} = 186,35 \text{ kNm}$$

$$W_y = \frac{M_{max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y^{S235}} = \frac{186,35 \cdot 100 \cdot 1}{23,5} = 792,98 \text{ cm}^3,$$

na podlagi potrebnega elastičnega momenta izberemo jeklen profil IPE 360 ($W_y = 904 \text{ cm}^3$).

Kontrola kompaktnosti prereza IPE 360:

Kompaktnost prereza kontroliramo po standardu SIST 1993-1-1:2005.5.6 (preglednica 5.2 in 5.3)

PASNICA (previsni del pasnic) – čisti tlak:

$$c/t_f \leq 9 \cdot \varepsilon = 63 \text{ mm}/12,7 \text{ mm} = 4,96 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \quad \mathbf{1. \text{ razred kompaktnosti}}$$

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r)/2 = (170 - 8,0 - 2 \cdot 18)/2 = 63,0 \text{ mm}$$

$$t_f = 12,7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

STOJINA (notranji tlačeni del) – upogib:

$$c/t_w \leq 72 \cdot \varepsilon = 298,6 \text{ mm}/8,0 \text{ mm} = 37,33 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \quad \mathbf{1. \text{ razred kompaktnosti}}$$

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 360 - 2 \cdot 12,7 - 2 \cdot 18 = 298,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 8,0 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

STRIG

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{334,6 \text{ mm}}{8,0 \text{ mm}} = 41,83 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina je kompaktna.

Nosilnost prečnega prereza IPE 360:

Nosilnost prečnih prerezov kontroliramo po standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.2.

– **Normalne napetosti**

$$\sigma = \frac{M_{y,Ed}}{W_y} = \frac{186,35 \cdot 100}{904} = 20,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = 20,61 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

– **Strižne napetosti**

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 35,11 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 476,36 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 72,7 - 2 \cdot 17 \cdot 1,27 + (4,4) \cdot 1,27 = 35,11 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 35,11 \text{ cm}^2 \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 33,5 \cdot 0,8 = 32,16 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 62,18 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 476,36 \text{ kN}$$

– **Kontrola interakcije M-V**

$$V_{Ed} = 62,18 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 476,36 = 238,18 \text{ kN} \quad \text{Interakcije M-V ni.}$$

– **Kontrola bočne zvrnitve:**

Kontrolo bočne zvrnitve naredimo v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.2.4 Poenostavljeno preverjanje bočne zvrnitve za nosilce v stavbah.

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

kjer je:

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

$L_c = 300 \text{ cm}$ (razdalja med bočnimi podporami)

$i_{f,z}$ vztrajnostni polmer nadomestnega tlačnega pasu, sestavljen iz tlačene pasnice in 1/3 tlačnega dela stojine (glej sliko 50).

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y(\text{MPa})}} = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{c,0} = 0,4 + 0,1 = 0,5$$

$$M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 904 \cdot \frac{23,5}{1} = 21244 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = 18874 \text{ kNcm}$$

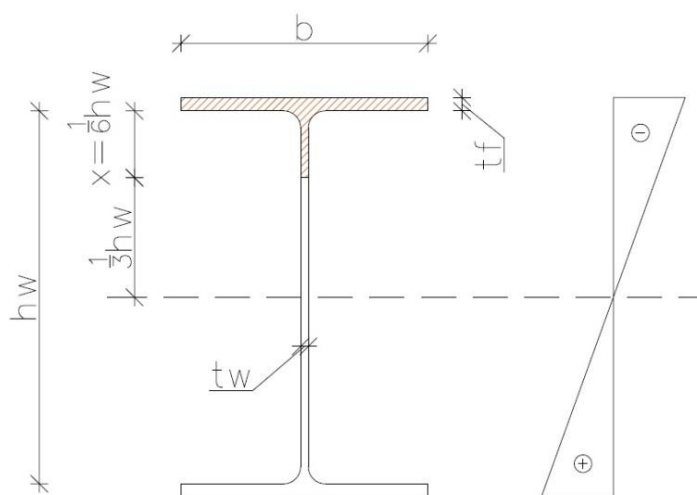
Kontrola:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 300}{4,47 \cdot 93,9} = 0,67 \leq 0,5 \cdot \frac{21244}{18635} = 0,57$$

$$L_c \leq 0,57 \cdot \frac{i_{f,z} \cdot \lambda_1}{k_c} = 0,57 \cdot \frac{4,47 \cdot 93,9}{0,94} = 254,52 \text{ cm}$$

$$n = \frac{L}{L_c} = \frac{1200}{254,52} = 4,7 \cong 5,0$$

V času gradnje je treba nosilec bočno podpreti 4 krat na razdalji 240 cm.



Slika 50: Potek napetosti po prerezu sovprežnega nosilca IPE360

$$x = \frac{h - 2 \cdot t_f}{6} = \frac{36 - 2 \cdot 1,27}{6} = 5,58 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + \frac{x \cdot t_w^3}{12} = \frac{17^3 \cdot 1,27}{12} + \frac{5,58 \cdot 0,8^3}{12} = 520,2 \text{ cm}^4$$

$$A_f = b \cdot t_f + x \cdot t_w = 17 \cdot 1,27 + 5,58 \cdot 0,8 = 26,05 \text{ cm}^2$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{520,2}{26,05}} = 4,47 \text{ cm}$$

6.4.4 Končno stanje

Obremenitve sovprežnega jeklenega nosilca IPE 360 za MSN in MSU:

– Obremenitev za mejno stanje nosilnosti – MSN

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot (g_a(SCIA) + g_c + g_n + g_{ep} + g_{in} + g_{sp.s}) + 1,5 \cdot q$$

$$q_{Ed,MSN} = 1,35 \cdot 4,52 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed,MSN} = 9,1 \text{ kN/m}^2$$

– Obremenitev za mejno stanje uporabnosti – MSU

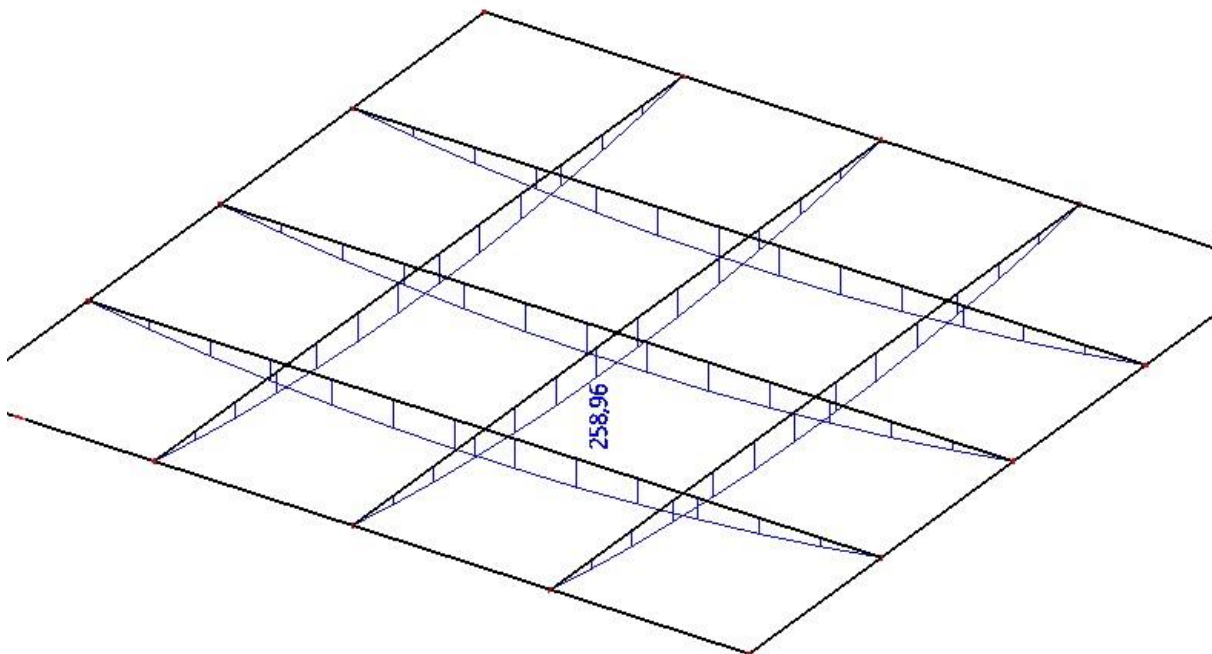
$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot (g_a(SCIA) + g_c + g_n + g_{ep} + g_{in} + g_{sp.s}) + 1,0 \cdot \Psi \cdot q$$

$$\Psi = 1 \quad \text{kombinacijski faktor za industrijski obrat}$$

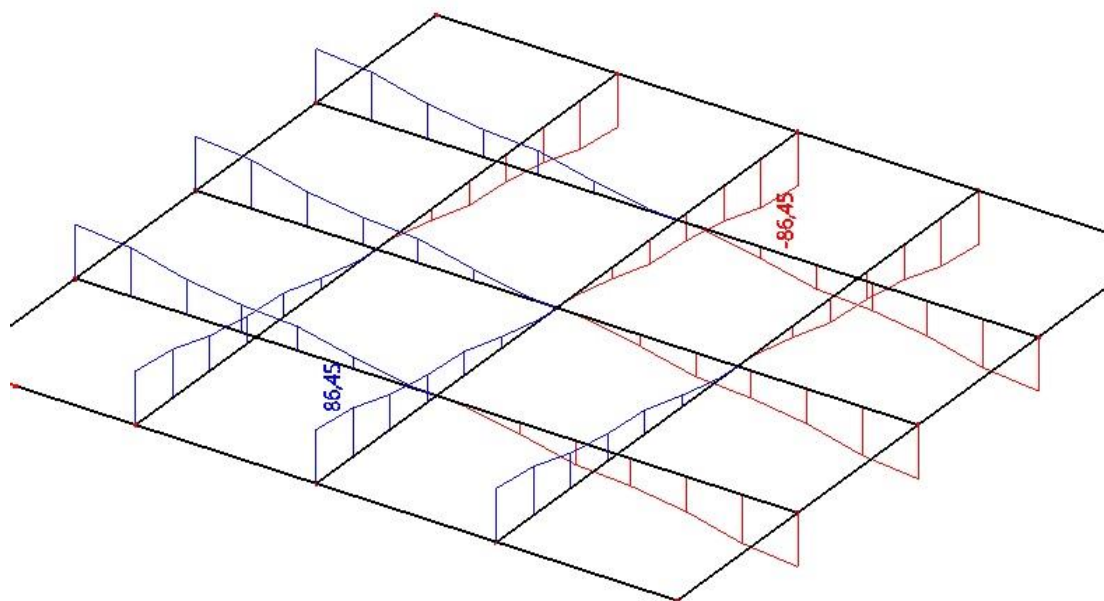
$$q_{Ed,MSU} = 1,0 \cdot 4,52 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \cdot 1 \cdot 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed,MSU} = 6,52 \text{ kN/m}^2$$

Prikaz notranjih sil (M_y in V_z) na sovprežnih jeklenih nosilcih v končnem stanju (MSN):



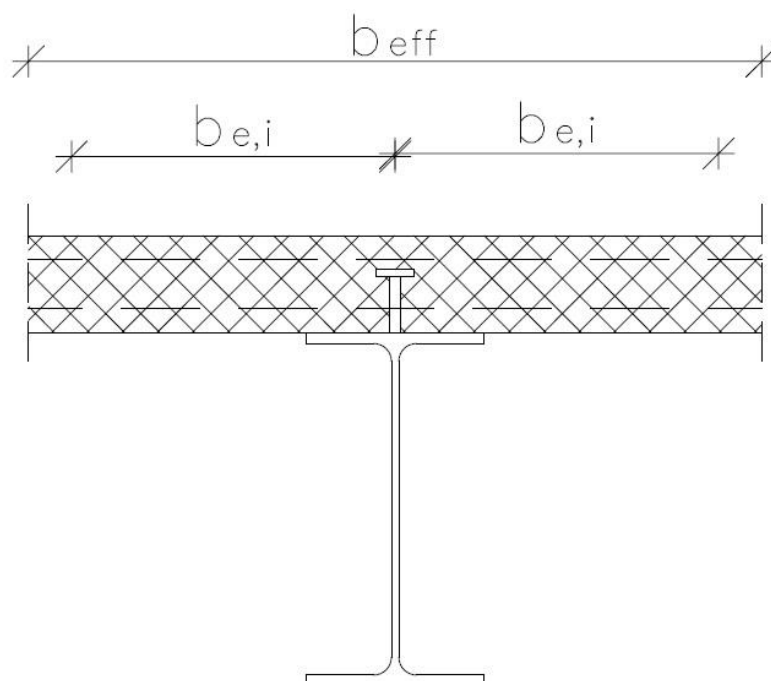
Slika 51: Upogibni momenti M_y [kNm] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje



Slika 52: Prečne sile V_z [kN] – sovprežni jekleni nosilec – MSN – končno stanje

Dimenzioniranje in kontrola sovprežnega jeklenega nosilca IPE 360:

Določitev sodelujoče širine (efektivna širina):



Slika 53: Sodelujoči del širine betonske pasnice

Kjer so:

$b_{e,i}$ sodelujoča širina na sredini razpona zunanje polja, določena kot $b_{e,i} = L_e/8$, toda ne večja od geometrijske širine $b_i = 300 \text{ cm}$

L_e ekvivalentni razpon zunanje polja

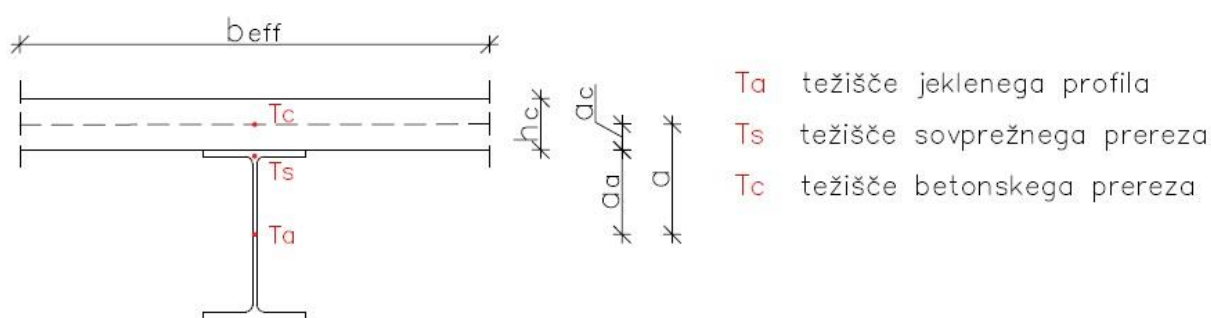
$$L_e = L = 1200 \text{ cm}$$

$$b_{e,i} = \frac{L_e}{8} = \frac{1200}{8} = 150 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \Sigma b_{e,i} = 2 \cdot 150 \text{ cm} = 300 \text{ cm} \leq b_i = 300 \text{ cm}$$

Izbrana sodelujoča efektivna širina betonske pasnice $b_{eff} = 300 \text{ cm}$.

Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca:



Slika 54: Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza nosilca (IPE360)

$$a = \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} = \frac{36 \text{ cm}}{2} + \frac{12 \text{ cm}}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$A_a = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 16270 \text{ cm}^4$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 300 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 3600 \text{ cm}^2 \quad I_c = \frac{300 \cdot 12^3}{12} = 43200 \text{ cm}^4$$

Vplive lezenja pri konstrukcijskih stavbah, upoštevamo z razmerjem elastičnih modulov ($t = t_{\infty}$). Pravila za upoštevanje tega najdemo v standardu SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 5.4.2.2.

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

$$n_{\infty} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,77 = 13,54$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_{\infty}} = 72,7 + \frac{3600}{13,54} = 338,58 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 24 \cdot \frac{3600}{338,58 \cdot 13,54} = 18,85 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 24 \cdot \frac{72,7}{338,58} = 5,15 \text{ cm}$$

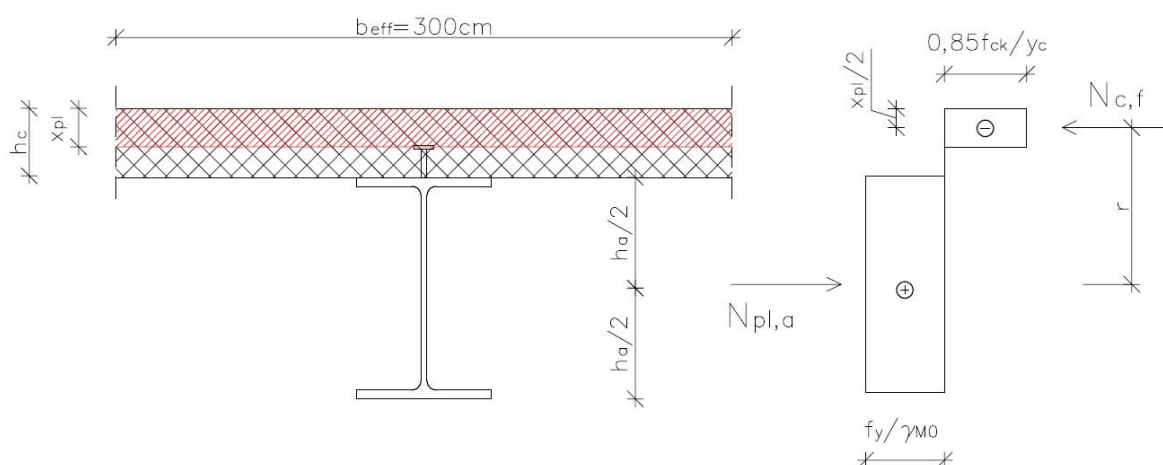
$$I_{sov} = I_a + A_a \cdot a_a^2 + \frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_\infty} = 16270 + 72,7 \cdot 18,85^2 + \frac{43200 + 3600 \cdot 5,15^2}{13,54}$$

$$I_{sov} = 52344,26 \text{ cm}^4$$

Kontrole sovprežnega jeklenega nosilca v končnem stanju:

– Plastična upogibna nosilnost

Upogibna nosilnost sovprežnega jeklenega nosilca IPE 400 je kontrolirana po standardu SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 6.2.1.2.



Slika 55: Plastična razporeditev napetosti po sovprežnem prečnem prerezu (IPE360)

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

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72,7 \cdot 23,5}{1} = 1708,45 \text{ kN}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{1708,45}{300 \cdot 0,85 \cdot 2,5 / 1,5} = 4,02 \text{ cm} \leq 12 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{36}{2} + 12 - \frac{4,02}{2} = 27,99 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 1708,45 \cdot 27,99 = 55581,14 \text{ kNcm} = 555,81 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 258,96 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 555,81 \text{ kNm}$$

– **Strižna nosilnost**

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 35,11 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 476,36 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 72,7 - 2 \cdot 17 \cdot 1,27 + (4,4) \cdot 1,27 = 35,11 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 35,11 \text{ cm}^2 \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 33,5 \cdot 0,8 = 32,16 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 86,45 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 476,36 \text{ kN}$$

– **Kontrola interakcije M-V**

$$V_{Ed} = 86,45 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 579,75 = 238,18 \text{ kN} \quad \textbf{Interakcije M-V ni.}$$

– **Vzdolžni strig – kontrola čepov**

Vzdolžna strižna sila:

Vzdolžno strižno silo izračunamo po standardu SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 6.6.2.2.

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right. = \begin{cases} 1708,45 \text{ kN} \\ 5100 \text{ kN} \end{cases} = 1708,45 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost čepov z glavo:

Projektno strižno nosilnost čepa z glavo, ki je na pasnico jeklenega nosilca varjen avtomatsko določimo z naslednjima izrazoma iz standarda SIST EN 1994-1-1:2005 poglavje 6.6.3.1.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 1,9^2 / 4}{1,25} = 81,66 \text{ kN/čep} \\ \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3100}}{1,25} = 73,73 \text{ kN/čep} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 73,73 \text{ kN/čep}$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{90}{19} = 4,7 > 4 \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,0$$

Število ter razpored čepov:

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{1708,45 \text{ kN}}{73,73 \text{ kN/čep}} = 23,17 \text{ čepov} \rightarrow \text{izberemo } n = 24 \text{ čepov}$$

$$e = \frac{0,5 \cdot L}{n} = \frac{0,5 \cdot 1200 \text{ cm}}{24} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{izberemo razporeditev 1 čep/25 cm}$$

Kontrola razdalje med čepi v smeri strižne sile:

$$e_l = 25 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 1,9 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

Pogoj za enakomerno razporeditev čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{55581,14}{1019 \cdot 23,5/1} = 2,32 \leq 2,5$$

Kjer sta:

$M_{pl,Rd}$ nosilnost sovprežnega nosilca

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

– Vzdolžni strig – kontrola betonske pasnice

Kontrola betonske pasnice je narejena v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 6.2.4. Potrebujemo ustrezno najmanjšo količino armature, ki prevzame vzdolžni strig ali vzdolžni razmik med ploščo in jeklenim nosilcem. Projektna vzdolžna strižna napetost v_{Ed} ne sme preseči projektne vzdolžne strižne nosilnosti v obravnavani strižni površini.

Formula za izračun vzdolžne strižne napetosti v_{Ed} :

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

Kjer so:

ΔF_d sprememba normalne sile v pasnici na odseku Δx

h_f debelina pasnice ob stiku

Δx dolžina obravnavanega odseka

Kontroli:

– Površina prečne armature A_{sf} na razdalji s_f mora zadostovati pogoju:

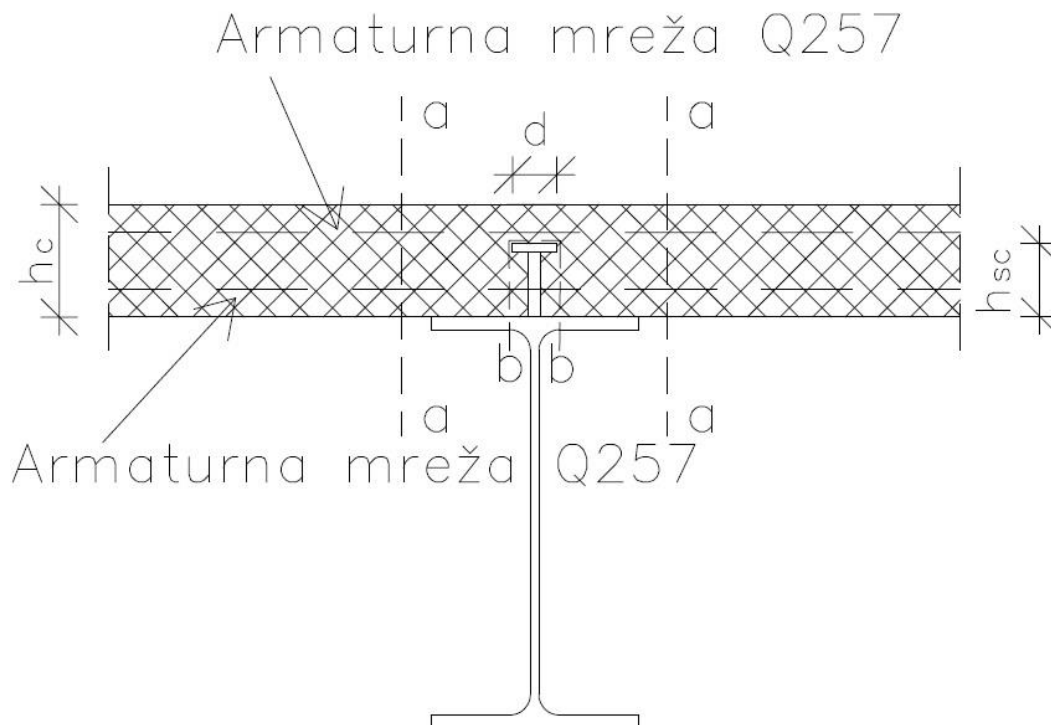
$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

– Vzdržna strižna napetost mora zadostiti pogoju:

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

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

Kot nakhona tlačne diagonale proti vzdolžni smeri nosilca θ_f lahko v okviru omejitev standarda SIST EN 1992-1-1:2005 poglavje 6.2.4 točka (4) določimo sami. Za pasnice v tlaku nas standard omejuje na izbiro kota $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$. Za minimalno površino prečne armature je najbolje izbrati čim manjši kot.



Slika 56: Potek strižnih ravnin v betonski pasnici (IPE360)

Strižna ravnina a-a:

$$h_f = h_c = 12 \text{ cm} \quad \theta_f = 27^\circ$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{V_l}{2 \cdot h_f \cdot L/2} = \frac{1985,75 \text{ kN}}{2 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 1200 \text{ cm}/2} = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,54 \cdot 1,67 \cdot \sin 27^\circ \cdot \cos 27^\circ = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,14 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

Potrebna prečna armatura:

$$A_{sf,potr.} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}} \cdot S_f = \frac{0,14 \cdot 12 \cdot 100}{\cos 27^\circ / \sin 27^\circ \cdot 43,48} = 1,97 \text{ cm}^2/m$$

Obstoječa armatura:

$$A_{sf,dej.} = 2 \cdot 2,57 = 5,14 \text{ cm}^2/m > A_{sf,potr.} = 1,97 \text{ cm}^2/m$$

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.

Strižna ravnina b-b:

$$h_f = 2 \cdot h_{sc} + d = 19,9 \text{ cm} \quad \theta_f = 27^\circ$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{V_l}{h_f \cdot L/2} = \frac{1985,75 \text{ kN}}{19,9 \text{ cm} \cdot 1200 \text{ cm}/2} = 0,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,54 \cdot 1,67 \cdot \sin 27^\circ \cdot \cos 27^\circ = 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,17 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,36 \text{ kN/cm}^2$$

Potrebna prečna armatura:

$$A_{sf,potr.} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}} \cdot S_f = \frac{0,17 \cdot 19,9 \cdot 100}{\cos 27^\circ / \sin 27^\circ \cdot 43,48} = 3,96 \text{ cm}^2/m$$

Obstoječa armatura:

$$A_{sf,dej.} = 2 \cdot 2,57 = 5,14 \text{ cm}^2/m > A_{sf,potr.} = 3,96 \text{ cm}^2/m$$

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

6.4.5 Kontrola pomikov (MSU)

Omejitev maksimalnih pomikov medetažne konstrukcije zajema standard SIST EN 1990:2004/A101:2008 poglavje A1.4.2(2) preglednica N1. Izračuni oz. vrednosti pomikov v montažnem stanju in končnem stanju za medetažno konstrukcijo narejeni s programom SCIA.

$$w_{montažno\ stanje}^{SCIA} = 4,08\ cm$$

$$w_{končno\ stanje}^{SCIA} = 1,3\ cm$$

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1200\ cm}{250} = 4,8\ cm$$

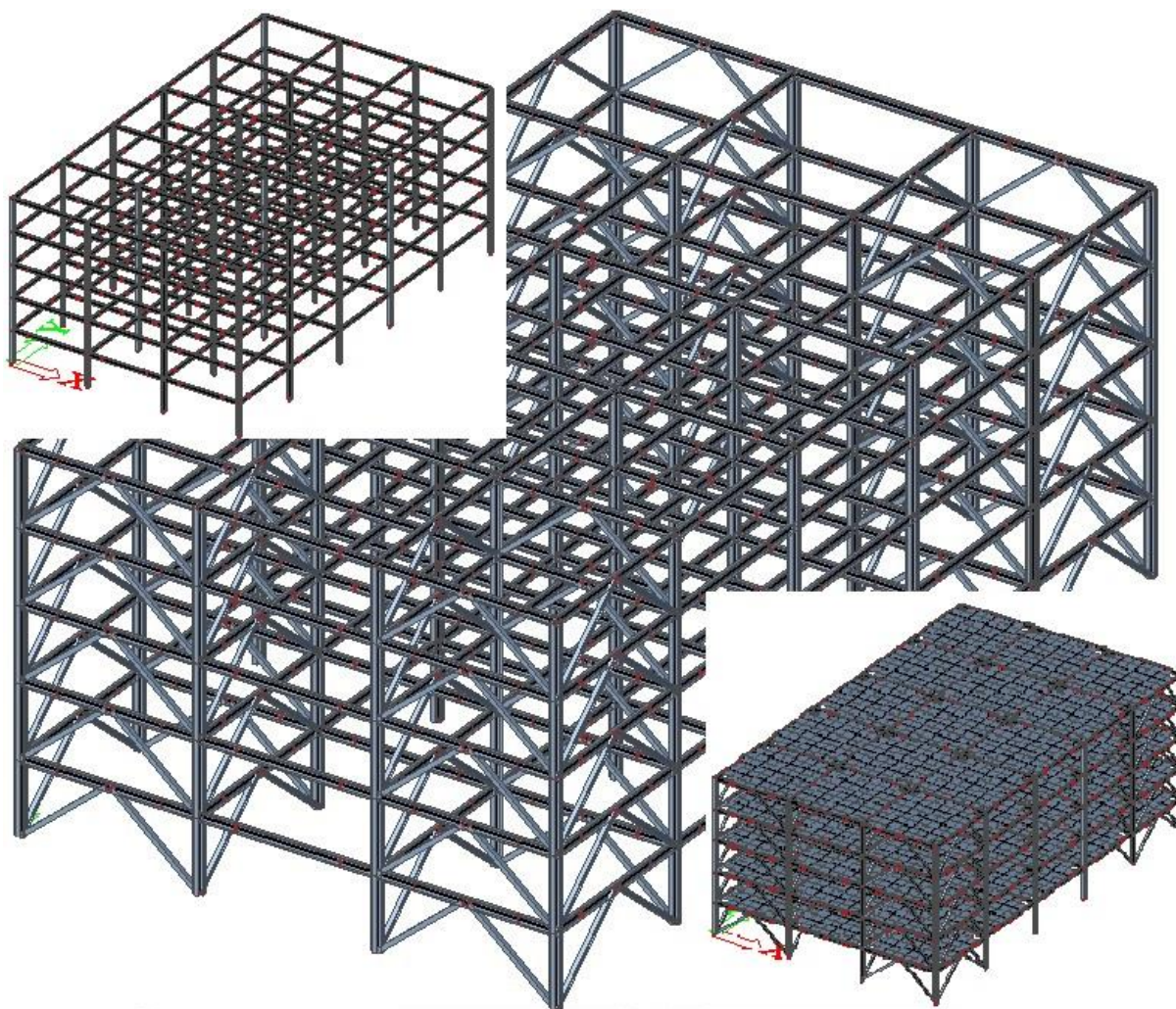
$$w_{\Sigma} = w_{montažno\ stanje} + w_{končno\ stanje} = 4,08\ cm + 1,3\ cm = 5,38\ cm \leq w_{max} = 4,8\ cm$$

Dejanski pomik medetažne konstrukcije je večji od maksimalnega dovoljenega pomika po standardu, zato je potrebno nadvišanje jeklenega nosilca IPE 360 v fazi gradnje. To storimo z predkrivljenjem nosilca v delavnici preden gre ta sploh na gradbišče. Nosilec nadvišamo za 1 cm.

$$w = w_{\Sigma} - w_{nadvišanja} = 5,38\ cm - 1,0\ cm = 4,38\ cm \leq w_{max} = 4,8\ cm$$

7. STATIČNA ANALIZA NOSILNE KONSTRUKCIJE

Statično analizo nosilne konstrukcije naredimo s pomočjo računalniškega programa Scia Engineer 14. V programu zasnujemo 3D računski model nosilnega sistema in ga obremenimo z obtežbami. Program pa poda vrednosti oziroma izračunane pomike in notranje sile obravnavanega nosilnega sistema.



Slika 57: 3D računski model (razvijanje oblike)

Slika 57 prikazuje razvijanje 3D računskega modela tekom dimenzioniranja. Osnovna zasnova nosilnega sistema so bili prostorski okvirji (vzdolžno in prečno), ker pa je bila konstrukcija pod vplivom potresne obtežbe premalo toga ter nosilna smo dodali še ekscentrična povezja, ki skrbijo za prenos horizontalne obtežbe konstrukcije in zagotavljajo togost. Končni računski 3D model je sestavljen iz 24 križni stebrov profila HEA700, ki so razporejeni po tlorisni površini 36 m · 60 m v rastru 12m · 12m in višine 24,75 m.

Stebri so bočno podprti v petih ravninah s primarnimi nosilci HEA600 dolžine 12 m, ki prenašajo vertikalno obtežbo na stebre te pa to naprej v temelje. Za zagotovitev prenosa horizontalne obtežbe in zadostne togosti, skrbi 80 ekscentričnih povezji škatlastega profila MSH300x300x7.1, ki so razporejeni v štiri bloke na vogalih objekta (glej sliko 57). V stikališču diagonal povezja se nahajajo plastični strižni členki, ki s svojo deformacijo obvarujejo nosilni sistem v času potresne obtežbe.

7.1 Osnovni podatki

Osnovni geometrijski podatki nosilne konstrukcije:

– dolžina primarnega nosilca	$L_{p,n.} = 12 \text{ m}$
– dolžina prečnih okvirjev	$L_p = 36 \text{ m}$
– dolžina vzdolžnih okvirjev	$L_v = 60 \text{ m}$
– razmik med posameznimi okvirji	$l = 12 \text{ m}$
– etažna višina	$h = 4,95 \text{ m}$

Konstrukcijski elementi:

Križni steber jeklenega profila 2xHEA700 (S355)

– debelina pasnice	$t_f = 27,0 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 14,5 \text{ mm}$
– višina nosilca	$h = 690 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 300 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 27 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 521,19 \text{ cm}^2$

Primarni nosilec jeklenega profila HEA600 (S355)

– debelina pasnice	$t_f = 25,0 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 13,0 \text{ mm}$
– višina nosilca	$h = 590 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 300 \text{ mm}$
– radij zaokrožitve	$r = 27 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 227 \text{ cm}^2$
– plastični odpornostni moment v smeri y	$W_{y,pl} = 5360 \text{ cm}^3$

Diagonala ekscentričnega povezja jeklenega profila MSH300x300x7.1 (S355)

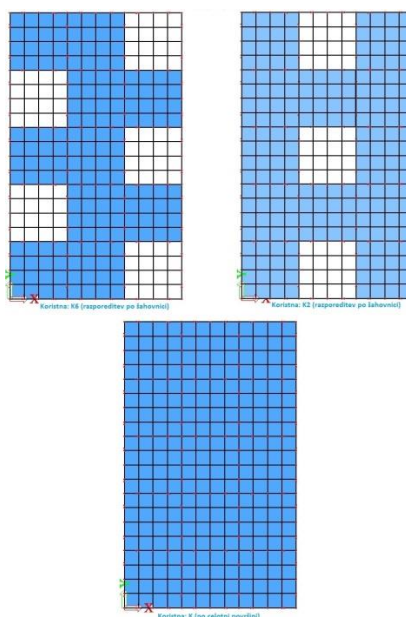
– debelina pasnice	$t_f = 7,1 \text{ mm}$
– debelina stojine	$t_w = 7,1 \text{ mm}$
– višina nosilca	$h = 300 \text{ mm}$
– širina nosilca	$b = 300 \text{ mm}$
– ploščina prereza	$A = 82,6 \text{ cm}^2$

Material:

– jeklo S355	napetost tečenja	$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
	natezna trdnost	$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$

7.2 Obtežbe na nosilno konstrukcijo

Vse obtežbe (horizontalne in vertikalne) naneseemo na 3D računski model s pomočjo programa Scia Engineer 14. Vertikalne obtežbe naneseemo s pomočjo ukaza »plane generator«, ki razporedi obtežbo po trapeznem pravilu skozi celotno površino etaž. Horizontalno obtežbo pa naneseemo v obliki točkovne obtežbe na zunanje stebre v ravnini etaž. Poleg tega koristno obtežbo razporedimo po površini etaž po sistemu šahovnice tako, da dobimo najbolj neugoden vpliv te obtežbe. Naredili smo nekaj primerov razporeditve in izbrali tri, ki vplivajo najbolj neugodno (glej sliko 58).



Slika 58: Izbrane razporeditve koristne obtežbe po etaži

– Lastna obtežba

Lastno obtežbo jeklenih nosilec, stebrov in diagonal upošteva program Scia Engineer 14 sam.

– Stalna obtežba

ravna streha $g_{rs} = 4,52 \text{ kN/m}^2$

medetažna konstrukcija $g_{mk} = 5,38 \text{ kN/m}^2$

– Koristna obtežba

ravna streha $q_{rs} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

medetažna konstrukcija (I etaža) $q_{mk} = 4,20 \text{ kN/m}^2$

medetažna konstrukcija (II, III, IV, V etaža) $q_{mk} = 8,00 \text{ kN/m}^2$

– Obtežba snega

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

– Obtežba vetra

v smeri x:

veter pritisk $w_D = + 0,61 \text{ kN/m}^2$

veter srk $w_E = - 0,07 \text{ kN/m}^2$

$w_H = - 0,52 \text{ kN/m}^2$

v smeri y:

veter pritisk $w_D = + 0,59 \text{ kN/m}^2$

veter srk $w_E = -0,03 \text{ kN/m}^2$

$w_H = - 0,52 \text{ kN/m}^2$

7.3 Obtežne kombinacije

7.3.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Mejno stanje nosilnosti je pogoj, katerega ne smemo prekoračiti, drugače je konstrukcija nevarna za uporabo in s tem ogrožamo tudi varnost ljudi. Naredimo ustrezno število kombinacij vplivov za preveritev mejnega stanja nosilnosti. Na podlagi rezultatov teh obtežb, ki jih dobimo s pomočjo programa, preverimo ali nosilni sistem prenese takšne obremenitve. Prevzeto po standardu SIST EN 1990:2004 poglavje 3.3.

Pri dimenzioniranju je potrebno upoštevati 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

Na podlagi osnovne oblike kombinacije učinkov vplivov po standardu SIST 1990: 2004 poglavje 6.4.3.2 (3) naredimo ustrezno število kombinacij za mejno stanje nosilnosti (MSN). Kombinacije tvorimo iz stalnih nespremenljivih obtežb (lastna, stalna) in začasnih spremenljivih obtežb (koristna, sneg, veter, potres) pri kombiniranju pa moramo upoštevati katere obtežbe se lahko pojavijo istočasno in jih moramo temu primerno reducirati.

Splošna oblika:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{k,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kjer so:

G_k lastna in stalna obtežba

Q_k koristna obtežba (čez celotno površino etaž)

$Q_{k,1}$

$Q_{k,2}$

S obtežba snega

W obtežba vetra

Ψ_0 kombinacijski faktor, ki izraža majhno verjetnost, da bi več spremenljivih vplivov nastopilo istočasno v karakteristični vrednosti (maksimalni, polni vrednosti), prevzeto iz standarda SIST EN 1990:2004 poglavje A.1.2.2 (1) preglednica A.1.1.

$$\Psi_0 = 0,7 \quad \text{koristna obtežba}$$

$$\Psi_0 = 0,6 \quad \text{obtežba vetra}$$

$$\Psi_0 = 0,5 \quad \text{obtežba snega}$$

γ varnostni faktorji prevzeti iz standarda SIST 1990:2004 poglavje A1.3(7) preglednica A.1.2(B)

$$\gamma_G = 1,35 \quad \text{stalna obtežba}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \quad \text{spremenljiva obtežba}$$

Deset kombinacij vplivov za mejno stanje nosilnosti:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$[10] \quad 1,00 \cdot G + 1,5 \cdot W$$

7.3.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

Mejno stanje uporabnosti je pogoj, katerega ne smemo prekoračiti, drugače je konstrukcija neprimerna za normalno uporabo. Naredimo ustrezno število kombinacij vplivov za preveritev mejnega stanja uporabnosti. Na podlagi rezultatov teh obtežb, ki jih dobimo s pomočjo programa, preverimo, če so pomiki nosilne konstrukcije ustrezni in ne škodujejo nekonstrukcijskim elementom, opremi in zagotavljajo uporabnost. S tem omejitvam zagotovimo udobje, varnost in estetiko objekta, to pa so osnovne zahteve našega kakovostnega projektiranja. Prevezeto po standardu SIST EN 1990:2004 poglavje 3.4.

V mejnem stanju uporabnosti preverimo sledeč pogoj:

$$E_d \leq R_d$$

Kjer sta:

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

R_d mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti

Na podlagi osnovne oblike kombinacije učinkov vplivov po standardu SIST 1990: 2004 poglavje 6.5.3 naredimo ustrezno število kombinacij za karakteristično mejno stanje uporabnosti (MSU) in v nadaljevanju pomike konstrukcije preverjamo po karakterističnem MSU (glej poglavje 7.5.3). Splošna oblika:

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

Devet kombinacij vplivov za karakteristično mejno stanje uporabnosti:

[1] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q$

[2] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_1$

[3] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_2$

[4] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 0,7 \cdot Q$

[5] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 0,7 \cdot Q_1$

[6] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 0,7 \cdot Q_2$

[7] $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot W + 0,7 \cdot Q$

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

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

$$[10] \quad 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q + 0,6 \cdot W$$

$$[11] \quad 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_1 + 0,6 \cdot W$$

$$[12] \quad 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_2 + 0,6 \cdot W$$

7.4 Nadomestna globalna nepopolnost

Pri globalni analizi nosilne konstrukcije je potrebno na primeren način vključiti tudi vplive zaradi nepopolnosti. Nepopolnosti nastanejo iz zaostalih napetosti, ki nastanejo zaradi obdelave elementa (varjenje, valjanje, itd.) ter začetne geometrijske nepopolnosti (noben element ni popolnoma raven). Te nepopolnosti lahko v globalno analizo vključimo 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 narekuje standard SISIT EN 1993-1-1:2005 poglavje 5.3.1.

Za obravnavani objekt smo globalne nepopolnosti vključili v globalno analizo na način vodoravnega zamika horizontalnih elementov (stebrov). Spodaj je prikazan enačba za izračun nadomestnega horizontalnega zamika iz standarda SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 5.3.2(4).

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

Kjer so:

$$\phi_0 \quad \text{osnovna vrednost } \phi_0 = \frac{1}{200}$$

α_h redukcijski faktor višine stebrov

α_m redukcijski koeficient števila stebrov v eni ravnini

h višina objekta v metrih

m število stebrov v obravnavani ravnini okvirja

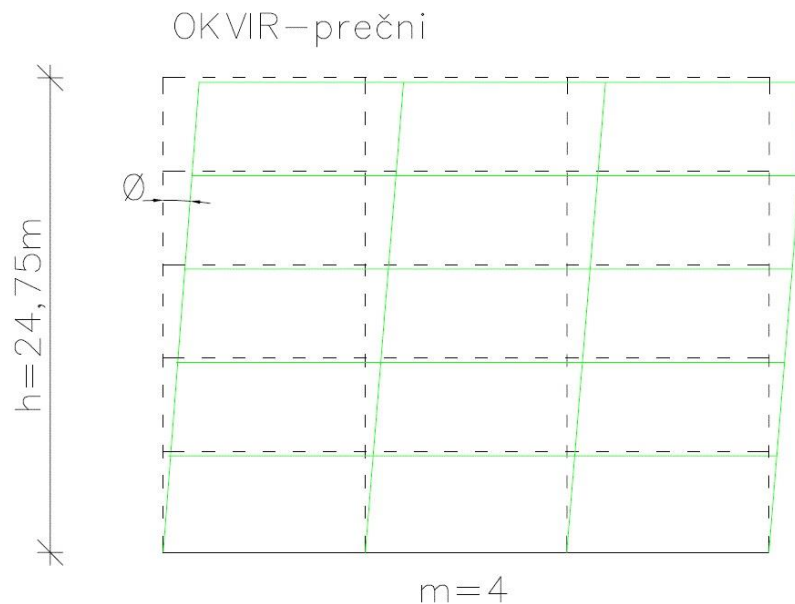
7.4.1 Geometrijska nepopolnost (prečno)

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{24,75}} = 0,402 \rightarrow \text{pogoj } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \rightarrow \text{vzamemo } \alpha_h = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{4}\right)} = 0,791$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,667 \cdot 0,791 = 0,002638 \rightarrow d_x = \phi \cdot 1000 = 2,637 \text{ mm/m}$$



Slika 59: Nadomestne globalne nepopolnosti (prečni okvir)

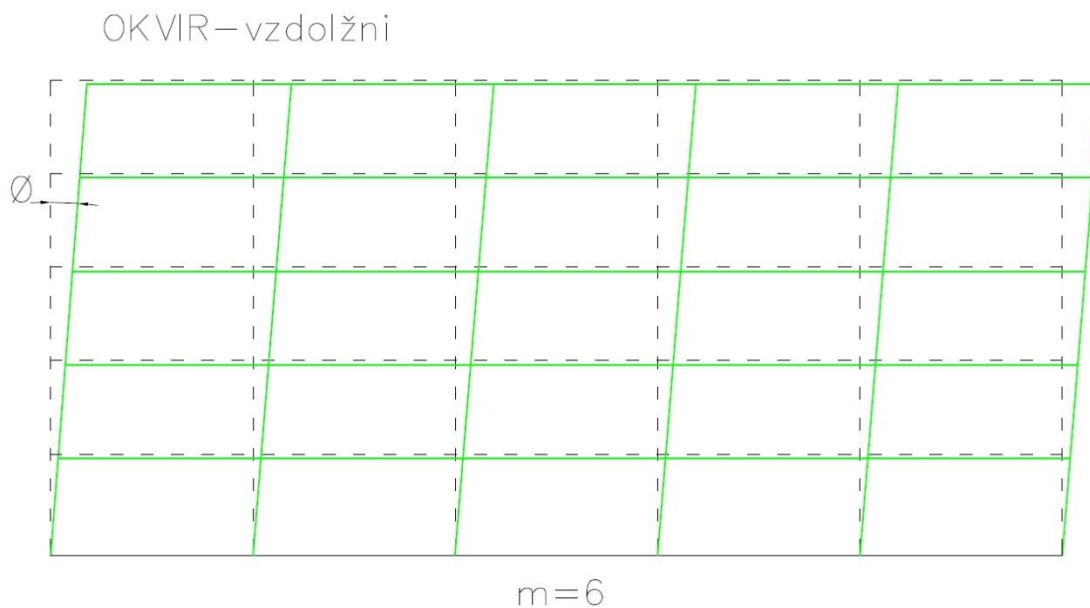
7.4.2 Geometrijska nepopolnost (vzdolžno)

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{24,75}} = 0,402 \rightarrow \text{pogoj } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \rightarrow \text{vzamemo } \alpha_h = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0,764$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,667 \cdot 0,764 = 0,002548 \rightarrow d_y = \phi \cdot 1000 = 2,548 \text{ mm/m}$$

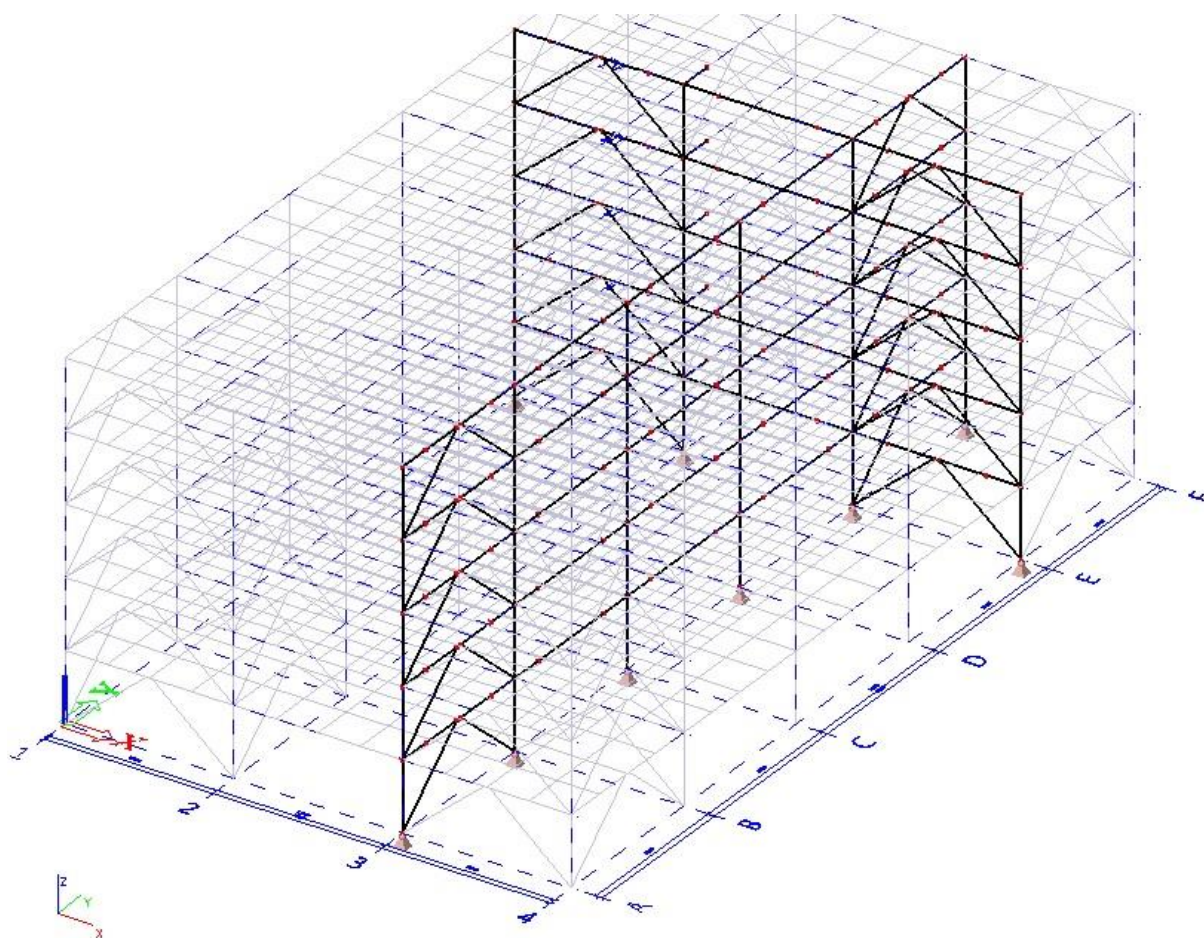


Slika 60: Nadomestne globalne nepopolnosti (vzdolžni okvir)

7.5 Dimenzioniranje nosilnih elementov

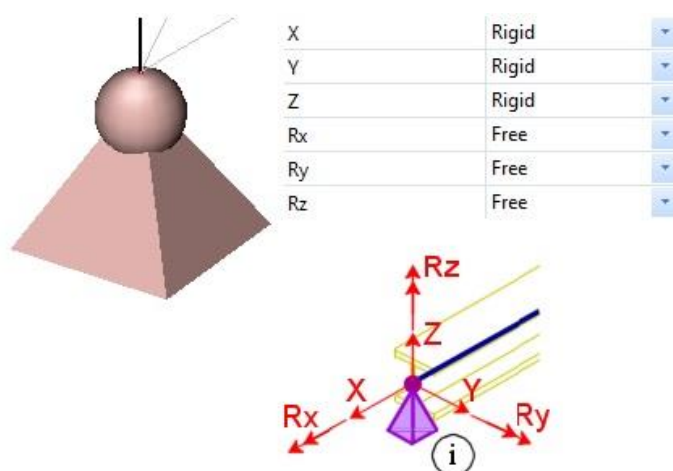
Nosilni sistem oziroma nosilna konstrukcija je analizirana s pomočjo programa Scia Engineer 14. Program omogoči, da lahko naredimo nelinearno elastično globalno analizo z upoštevanjem teorije drugega reda (TDR). Dimenzioniranje križnih stebrov (2xHEA700) ter primarnih nosilcev (HEA600) izvedemo prav tako s programom Scia Engineer 14, izjema je kontrola stabilnosti tlačno in upogibno obremenjenega križnega stebra, ki je izračunana po »peš« postopku v MS Excel-u.

Rezultate statične analize nosilne konstrukcije ne prikazujemo v celoti, ker bi bila stvar nepregledna poleg tega pa so si vrednosti zelo podobne. Za prikaz rezultatov sta bila izbrana okvir (E-E) v prečni smeri in okvir (3-3) v vzdolžni smeri (glej sliko 61).



Slika 61: Shematski prikaz lege obravnanih okvirjev

Zaradi ekscentričnih povezji, ki zagotavljajo ustrezno togost v horizontalni smeri so bile izbrane okvirjem vrtljive podpore. Te podpore imajo preprečene pomike v vseh smereh zasuki pa so prosti.



Slika 62: Robni pogoji podpor na dnu križnih stebrov

Spodaj so prikazane obtežbe, ki vplivajo na računski 3D model v različnih kombinacijah. V nadaljevanju so za najbolj neugodno razporeditev koristne obtežbe izbrane tri razporeditve K(KORISTNA), K2 in K6.

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	Staic	Standard		Short	None
K1	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
K2	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
K3	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
K4	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
K5	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
K6	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
K7	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
SNEG	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
VETER_X	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None
VETER_Y	Variable	LG2	Staic	Standard		Short	None

Slika 63: Obtežbe upoštevane pri statični analizi

1. Combinations

Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
MSN1-X	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		VETER_X	0,90
		SNEG	0,75
MSN1-Y	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		VETER_Y	0,90
MSN3-X	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		VETER_X	0,90
		SNEG	0,75
		K2	1,50
MSN3-Y	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		VETER_Y	0,90
		SNEG	0,75
		K2	1,50
MSN7-X	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		VETER_X	0,90
		SNEG	0,75
		K6	1,50
MSN7-Y	Linear - ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		VETER_Y	0,90
		SNEG	0,75
		K6	1,50

2. Nonlinear combinations

Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
NC1X	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		SNEG	0,75
		VETER_X	0,90
NC1Y	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		KORISTNA	1,50
		SNEG	0,75
		VETER_Y	0,90
NC3X	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		K2	1,50
		SNEG	0,75
		VETER_X	0,90
NC3Y	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		K2	1,50
		SNEG	0,75
		VETER_Y	0,90
NC7X	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		K6	1,50
		SNEG	0,75
		VETER_X	0,90
NC7Y	Ultimate	LASTNA	1,35
		STALNA	1,35
		K6	1,50
		SNEG	0,75
		VETER_Y	0,90

Slika 64: Linearne in nelinearne kombinacije MSN obtežb pri statični analizi

1. Linear combinations

Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
MSU1-X	Linear - ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
MSU2-X	Linear - ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		SNEG	0,50
MSU3-X	Linear - ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		VETER_X	0,60
MSU3-Y	Linear - ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		VETER_Y	0,60

2. Nonlinear combinations

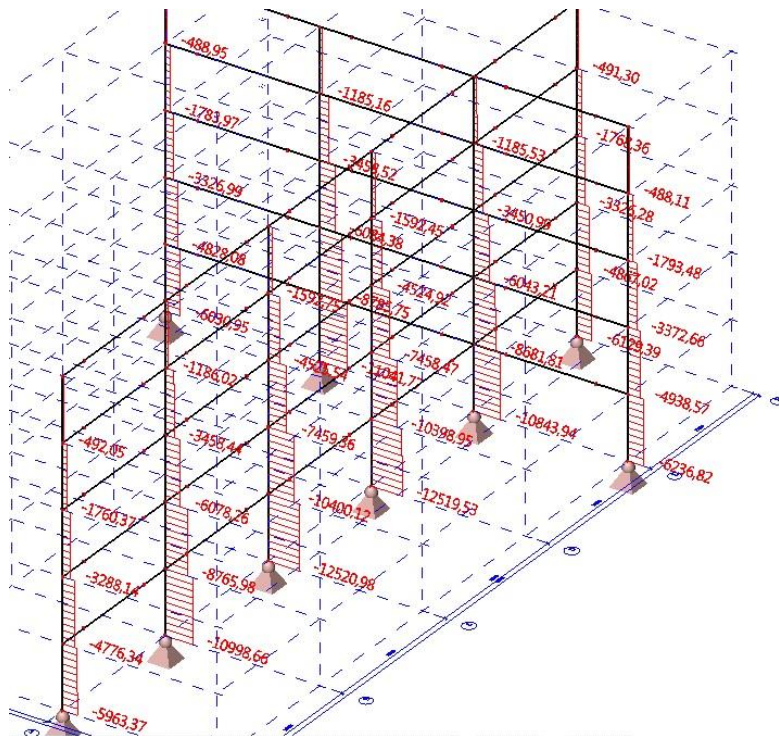
Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
NC1_MSU	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
NC2_MSU	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		SNEG	0,50
NC3_MSU-X	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		VETER_X	0,60
NC3_MSU-Y	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		KORISTNA	1,00
		VETER_Y	0,60

Slika 65: Linearne in nelinearne kombinacije MSU obtežb pri statični analizi

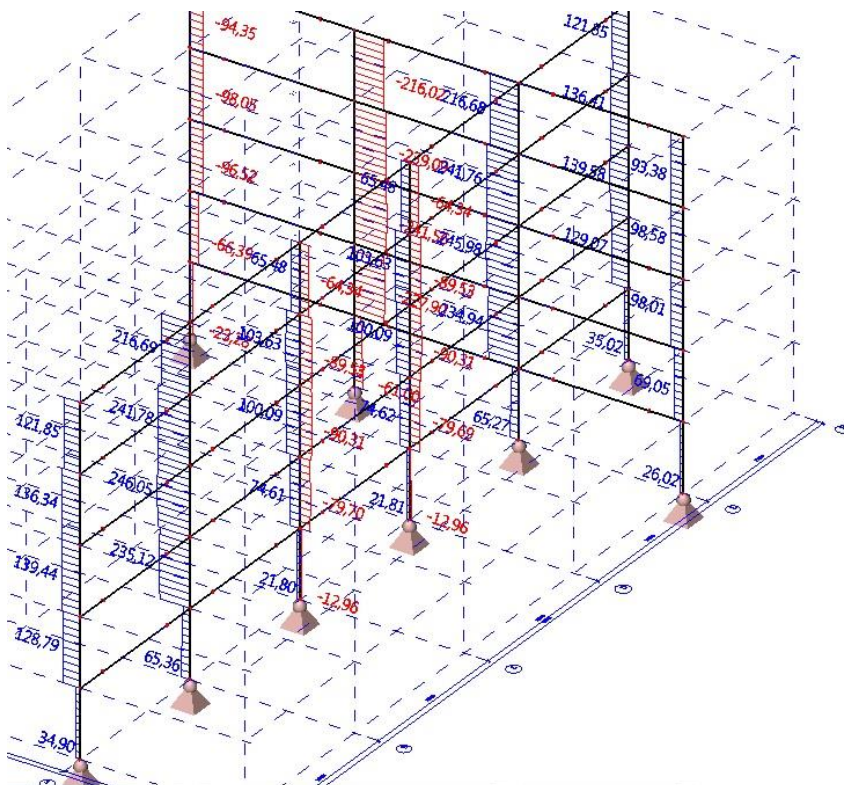
7.5.1 Notranje sile konstrukcijskih elementov

V poglavju so prikazani grafi notranjih sil konstrukcijskih elementov za izbrana prostorska okvirja v prečni (E-E) in vzdolžni smeri (3-3). Na sliki 66, 67, 68 in 69 niso prikazana ekscentrična povezja, zaradi boljše preglednosti grafov.

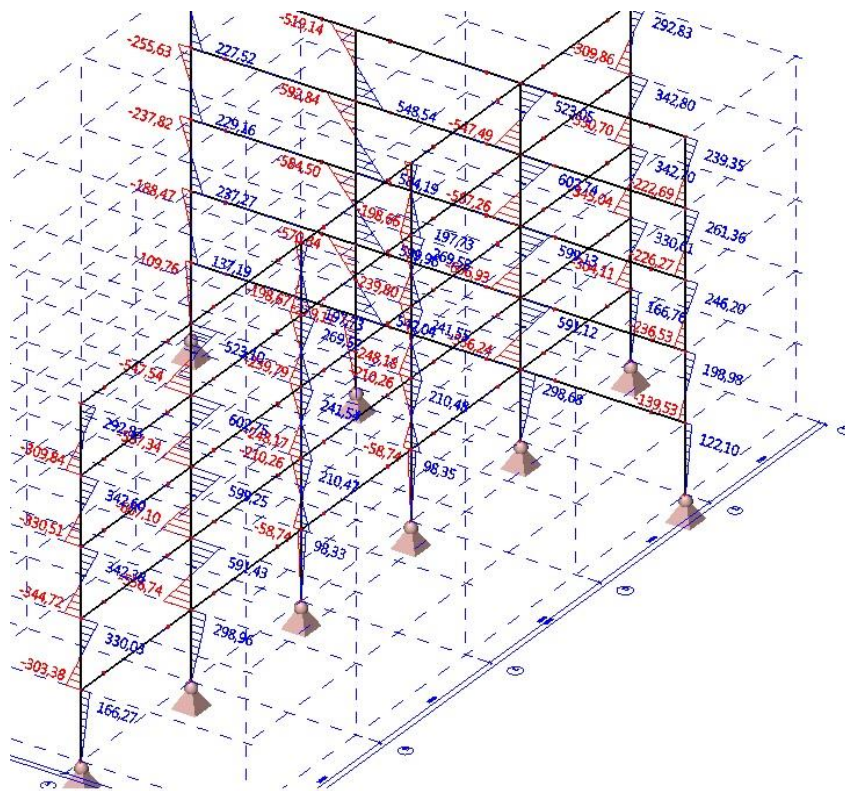
7.5.1.1 Notranje sile v križnih stebrih 2xHEA700 (prečno in vzdolžno)



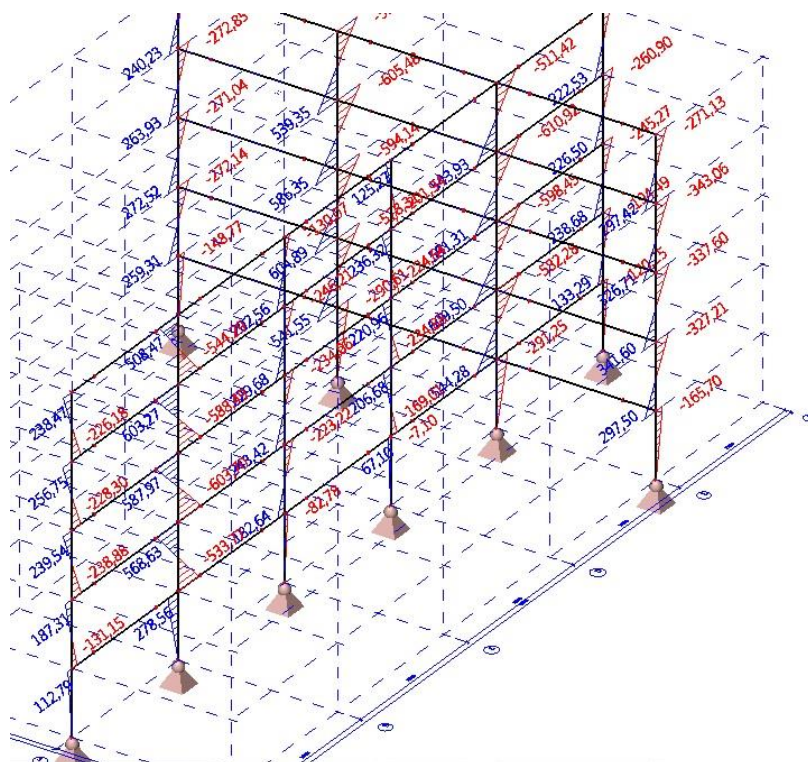
Slika 66: Osne sile N [kN] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN



Slika 67: Prečne sile V_z [kN] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN

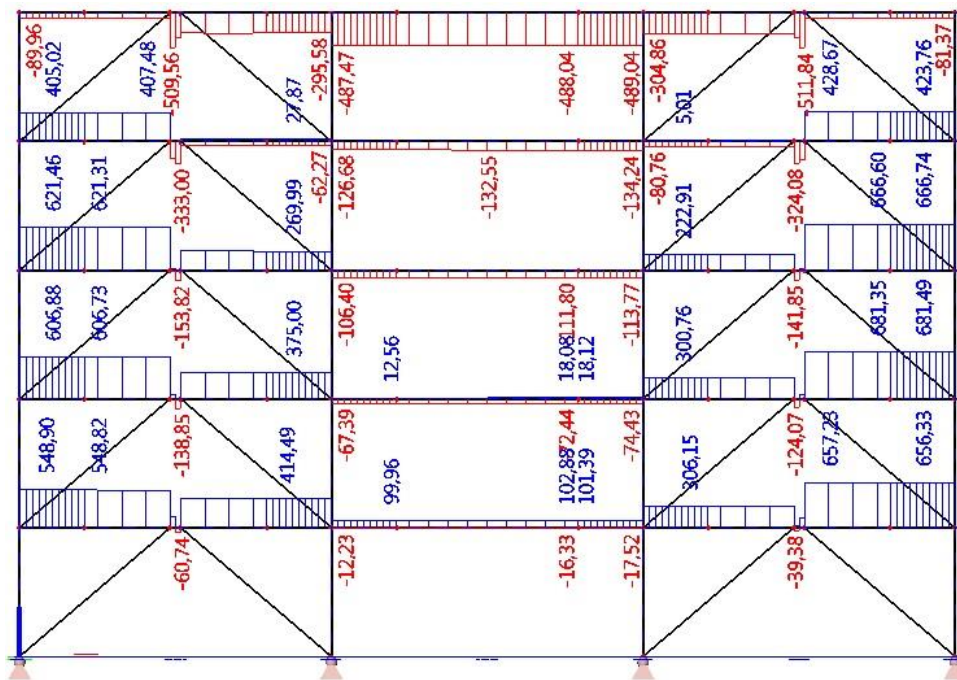


Slika 68: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN

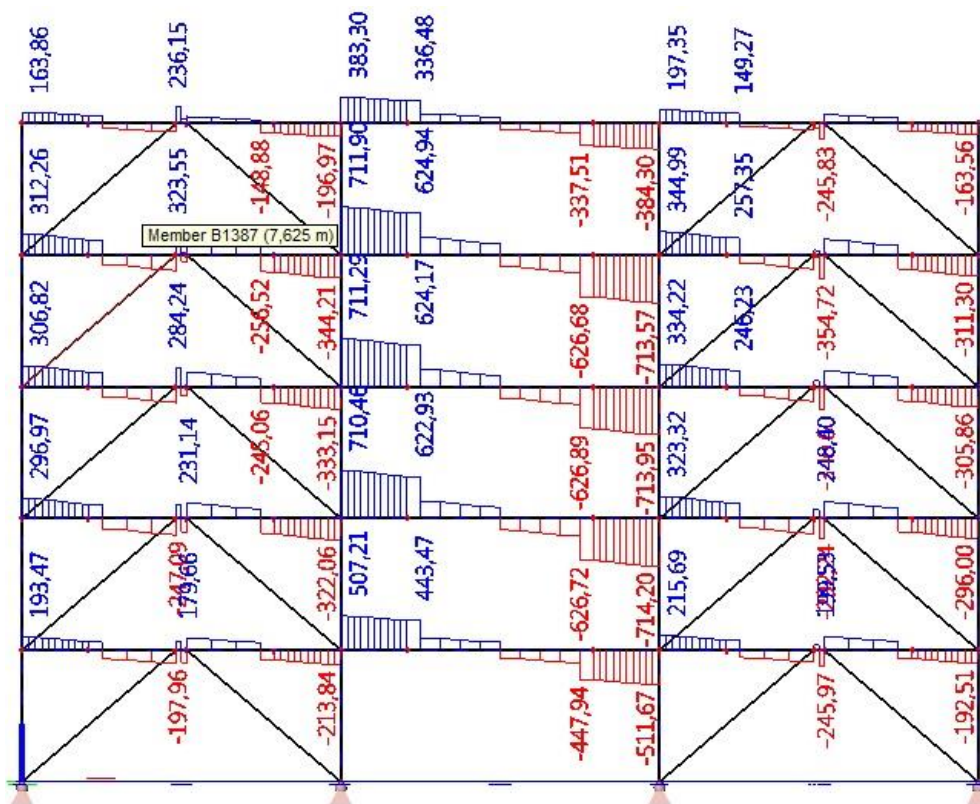


Slika 69: Upogibni momenti M_z [kNm] – okvirja 3-3;E-E – stebri – ovoj_nelinearno_MSN

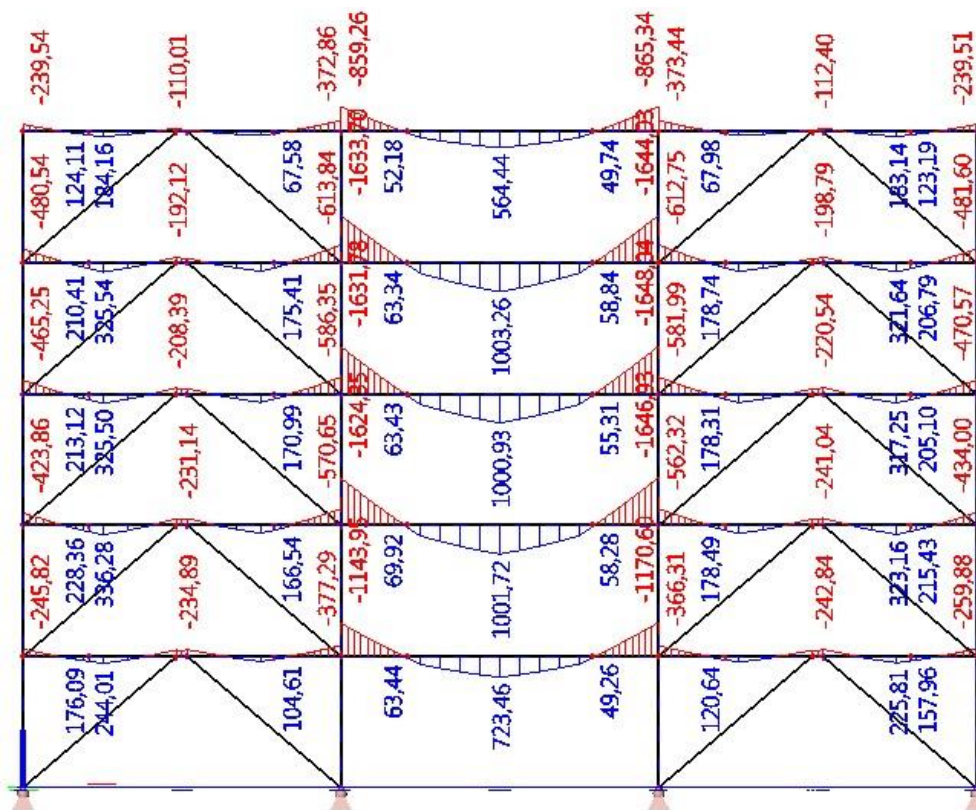
7.5.1.2 Notranje sile v primarnih nosilcih HEA600 in diagonalah (prečno)



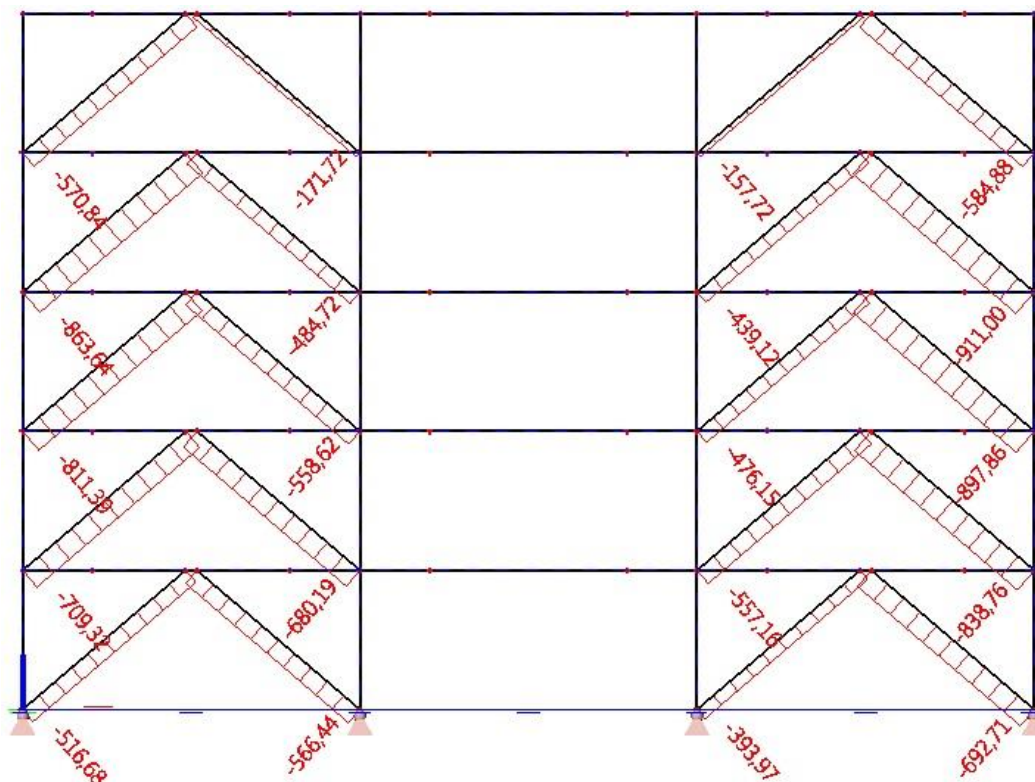
Slika 70: Osne sile N [kN] – okvir E-E – prečke – ovoj_nelinearno_MSN



Slika 71: Prečne sile Vz [kN] – okvir E-E – prečke – ovoj_nelinearno_MSN

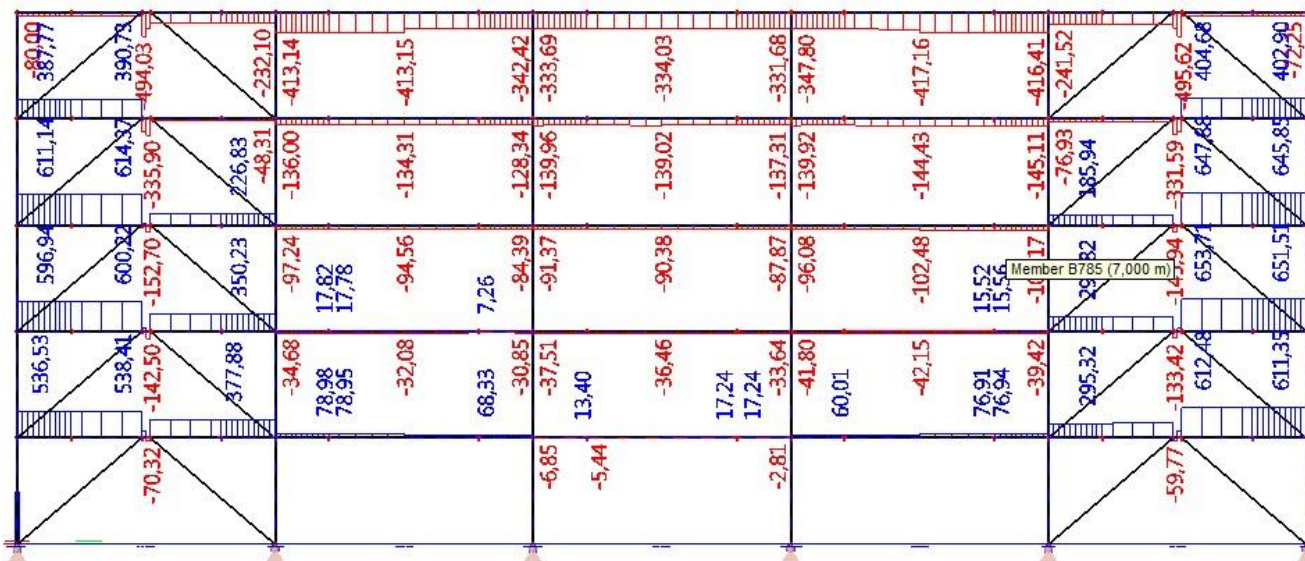


Slika 72: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvir E-E – prečke – ovoj_nelinearno_MSN

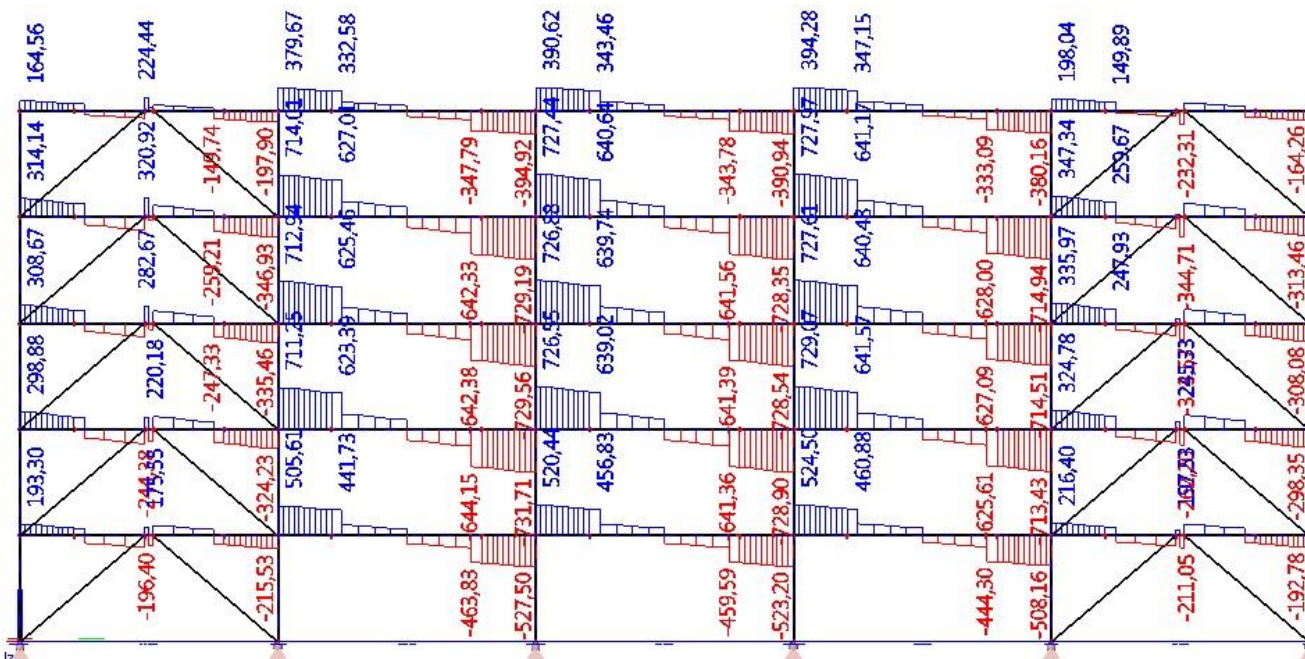


Slika 73: Osne sile N [kN] – okvir E-E – diagonale – ovoj_nelinearno_MSN

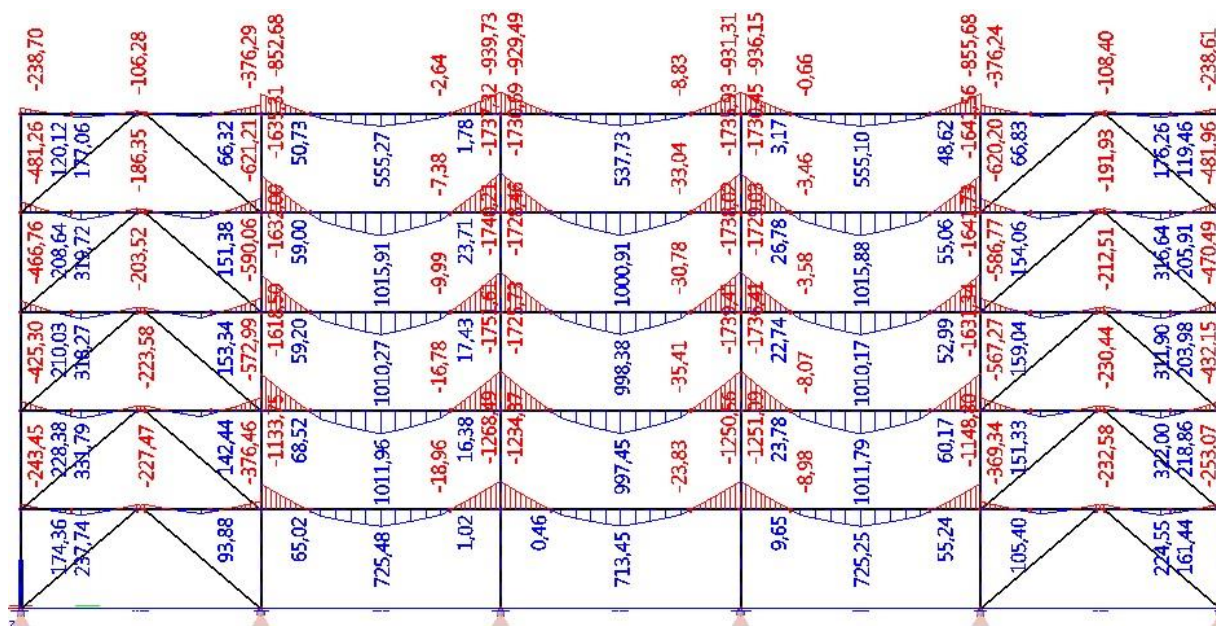
7.5.1.3 Notranje sile v primarnih nosilcih HEA600 in diagonalah (vzdolžno)



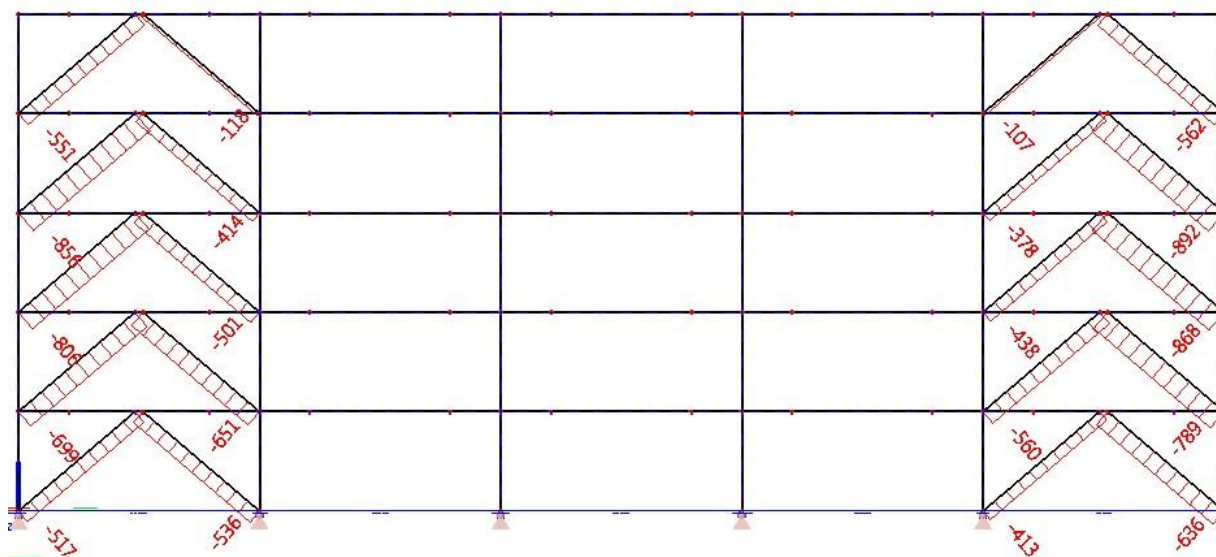
Slika 74: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – prečke – ovoj_nelinearno_MSN



Slika 75: Prečne sile V_z [kN] – okvir 3-3 – prečke – ovoj_nelinearno_MSN

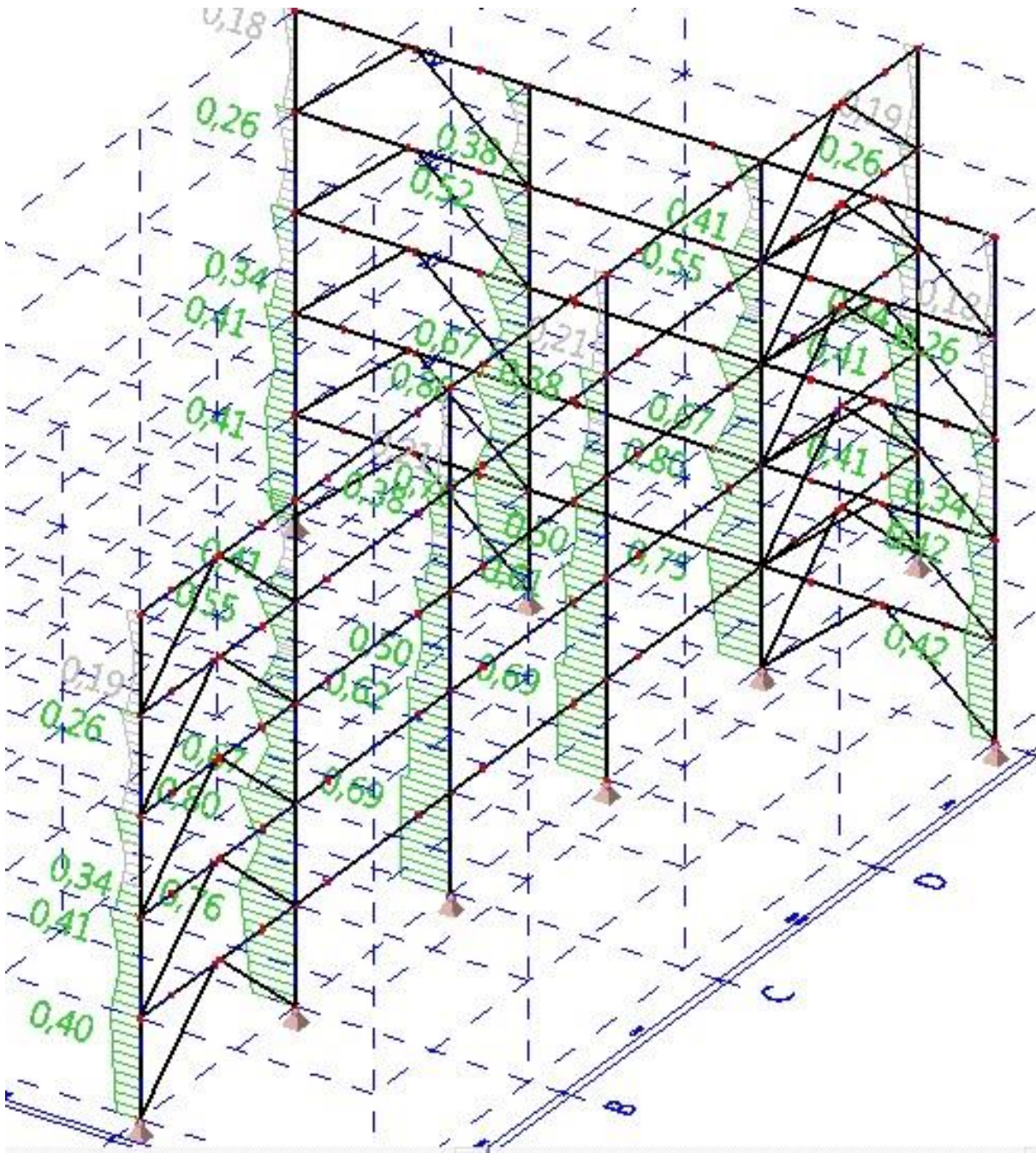


Slika 76: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvir 3-3 – prečke – ovoj_nelinearno_MSN

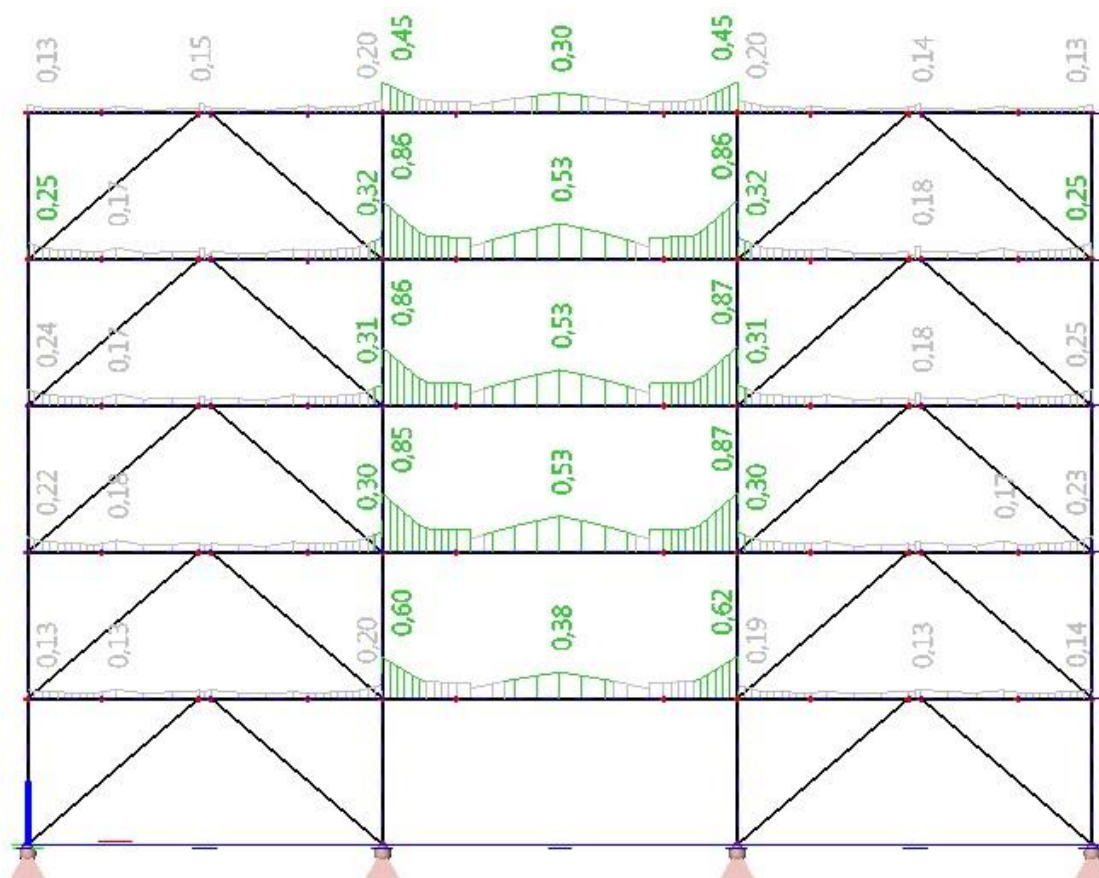


Slika 77: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – diagonale – ovoj_nelinearno_MSN

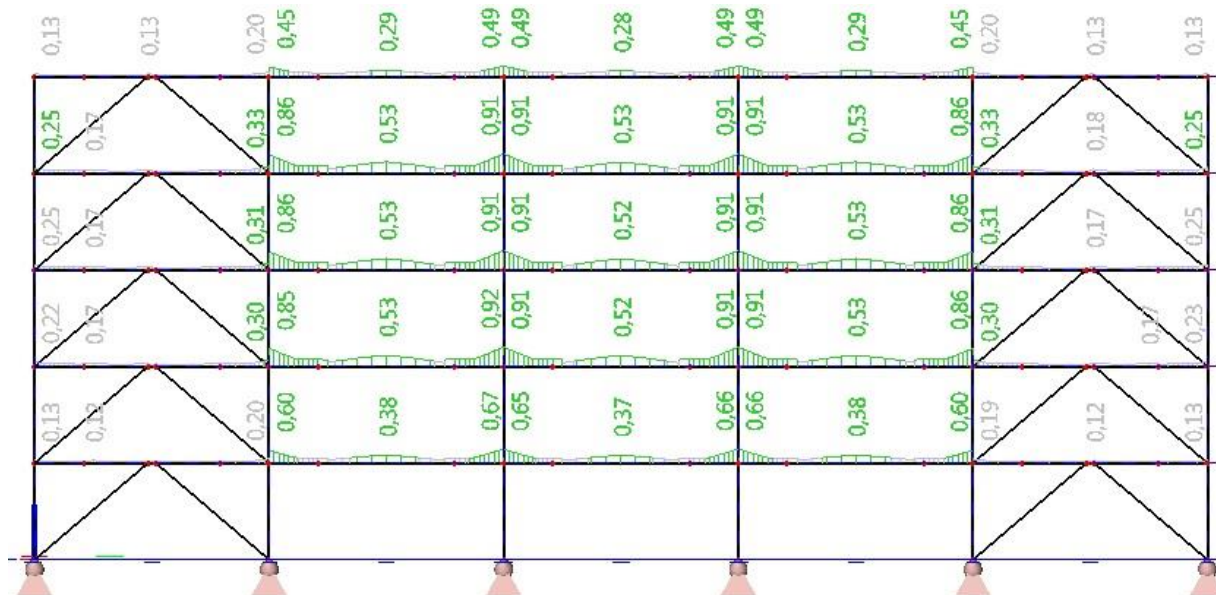
7.5.2 Izkoriščenost prečnih prerezov konstrukcijskih elementov (prečno in vzdolžno)



Slika 78: Izkoriščenost prečnih prerezov - okvirja 3-3; E-E - stebri - ovoj_nelinearno_MSN



Slika 79: Izkoriščenost prečnih prerezov – okvir E-E - prečke - ovoj_nelinearno_MSN



Slika 80: Izkoriščenost prečnih prerezov – okvir 3-3 - prečke - ovoj_nelinearno_MSN

7.5.3 Kontrola stabilnosti konstrukcijskih elementov

Kontrole stabilnosti primarnih nosilcev (HEA600) so narejene s programom Scia Engineer 14. Za detajlni izpis najbolj obremenjenega primarnega nosilca – glej prilogo B4.

Skoraj vse kontrole stabilnosti križnega stebra 2xHEA700 prav tako izračuna program Scia Engineer 14. Detajlni izpis najbolj obremenjenega križnega stebra – glej prilogo B3. Edina kontrola, ki je izračunana »pešč« je kontrola tlačno in upogibno obremenjenega elementa. V nadaljevanju poglavja prikazan izračun.

Kontrolo tlačno in upogibno obremenjenega elementa najdemo v standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.3.

– **Pogoja, ki morata biti izpolnjena, da je element stabilen na tlak in upogib:**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,el} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,el} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Kjer so:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$	projektne vrednosti notranjih sil
χ_y, χ_z	redukcijska faktorja za uklon
χ_{LT}	redukcijski faktor bočne zvrnitve
k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} in k_{zz}	interakcijski faktorji
$W_{y,el}, W_{z,el}$	elastični odpornostni moment
A	ploščina jeklenega prereza 2xHEA700

Vsi parametri razen interakcijskih faktorjev (k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{zy}) so izračunani s programom Scia Engineer 14 (glej prilogo B3).

– **Vrednosti parametrov za izvedbo kontrole:**

$$\chi_y = \chi_z = 0,77 \quad \text{SCIA}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,72 \quad \text{SCIA}$$

$$\chi_{LT} = 1,0 \quad \text{SCIA}$$

$$W_{y,el} = W_{z,el} = 6596,8 \text{ cm}^3 \quad \text{SCIA}$$

$$A = 521,19 \text{ cm}^2 \quad \text{SCIA}$$

– **Izbor obremenitev za izvedbo kontrole:**

Za obremenitev vzamemo najbolj neugodno kombinacijo tlaka in upogiba. Tako obremenitev ima križni steber, kjer se sekata okvirja 3-3 in E-E v II etaži (B543). Spodaj na sliki 81 je označena najbolj neugodna obremenitev križnega stebra B543.

Nonlinear calculation, Extreme : Member, System : Principal
Selection : B543
Class : ULS(nonlinear)

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B543	NC1Y	0,000	-8682	-200	204	0	-518	505
B543	NC3X	4,950	-7483	-216	141	0	350	-573
B543	NC7Y	2,475	-7514	-231	231	0	17	-20
B543	NC1X	4,950	-8639	-198	207	0	544	-521
B543	NC3Y	0,000	-7527	-219	136	0	-362	541
B543	NC7X	2,475	-7498	-229	235	0	18	-19
B543	NC7X	0,000	-7512	-219	224	0	-556	541
B543	NC7X	4,950	-7485	-217	223	0	591	-578
B543	NC7Y	4,950	-7502	-219	220	0	581	-582
B543	NC7Y	0,000	-7528	-220	221	0	-549	544

Slika 81: Največje obremenitve križnega stebra B543 (vir: SCIA)

Obremenitve:

$$N_{Ed} = 8682 \text{ kN}$$

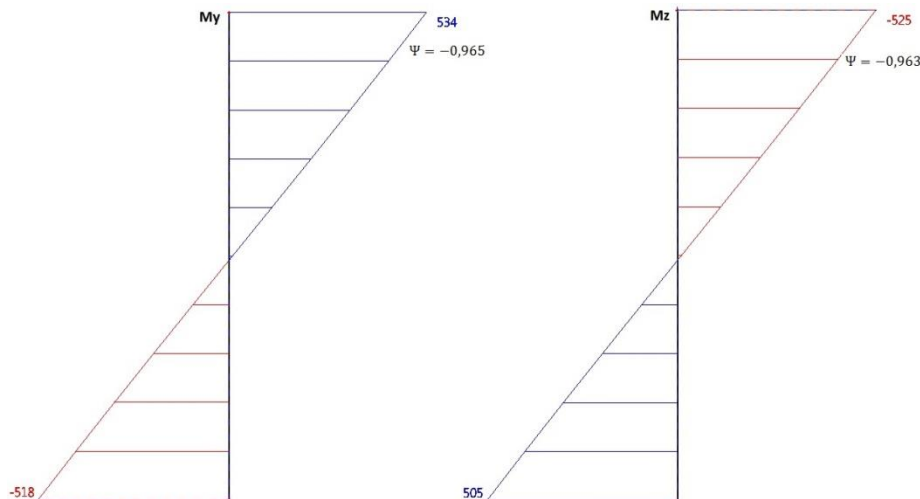
$$M_{y,Ed} = 51800 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,Ed} = 50500 \text{ kNcm}$$

– **»Peš« izračun interakcijskih faktorjev (k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{zy}):**

Enačbe za izračun faktorjev v standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.3.

Izračun faktorjev C_{mi} :



Slika 82: Razmerje med pozitivnim in negativnim momentom ($M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$)

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi \geq 0,4 \rightarrow 0,6 + 0,4 \cdot (-0,965) = 0,214 \geq 0,4 \rightarrow C_{my} = 0,4$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi \geq 0,4 \rightarrow 0,6 + 0,4 \cdot (-0,963) = 0,215 \geq 0,4 \rightarrow C_{mz} = 0,4$$

Izračun faktorjev k_{ij} :

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{yy} = 0,4 \left(1 + (0,72 - 0,2) \frac{8682}{0,77 \cdot 521,19 \cdot 35,5/1} \right) \leq 0,4 \left(1 + 0,8 \frac{8682}{0,77 \cdot 521,19 \cdot 35,5/1} \right)$$

$$k_{yy} = \mathbf{0,527} \leq 0,595$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = 0,4 \left(1 + (1,44 - 0,6) \frac{8682}{0,77 \cdot 521,19 \cdot 35,5/1} \right) \leq 0,4 \left(1 + 1,4 \frac{8682}{0,77 \cdot 521,19 \cdot 35,5/1} \right)$$

$$k_{zz} = \mathbf{0,606} \leq 0,740$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = \mathbf{0,364}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = \mathbf{0,316}$$

– **Kontrola tlačno in upogibno obremenjenega elementa:**

$$\frac{8682 \text{ kN}}{0,77 \cdot 521,19 \cdot 35,5/1} + 0,527 \frac{51800 \text{ kNcm}}{1 \cdot 6596,8 \cdot 35,5/1} + 0,364 \frac{50500 \text{ kNcm}}{6596,8 \cdot 35,5/1} \leq 1,0$$

$$0,80 \leq 1,0$$

$$\frac{8682 \text{ kN}}{0,77 \cdot 521,19 \cdot 35,5/1} + 0,316 \frac{51800 \text{ kNcm}}{1 \cdot 6596,8 \cdot 35,5/1} + 0,606 \frac{50500 \text{ kNcm}}{6596,8 \cdot 35,5/1} \leq 1,0$$

$$0,81 \leq 1,0$$

7.5.4 Kontrola pomikov

Pomike kontroliramo po standardu SIST EN 1990:2004 poglavje A101:2008. A1.4.2(2) glede na karakteristične vrednosti MSU (glej poglavje 7.3.2).

7.5.4.1 Največji pomiki v z – smeri

– največji pomiki strehe:

Največji pomiki strehe v z - smeri

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Class : MSU(nonlinear)

Case	Member	dx [m]	uz [mm]
Student version	*Student version*	*Student version*	*Student version*
NC2_MSU	B734	2,500	-5,3
NC3_MSU-X	B531	0,000	-5,8
NC3_MSU-X	B329	2,250	-5,9
NC3_MSU-Y	B279	2,500	-5,1
NC2_MSU	B778	3,500	-23,8
NC3_MSU-X	B277	0,000	-2,7
NC2_MSU	B853	3,500	-12,3
NC2_MSU	B328	3,500	-12,3
NC2_MSU	B479	0,250	-13,1
NC2_MSU	B471	2,250	-13,1
NC3_MSU-Y	B656	1,000	-6,8
NC3_MSU-Y	B654	1,500	-6,9

Slika 83: Največji pomiki strehe v z - smeri

$$w = 23,8 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{12000 \text{ mm}}{250} = 48 \text{ mm}$$

– največji pomiki medetaže:

Največji pomiki medetaže v z - smeri

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Class : MSU(nonlinear)

Case	Member	dx [m]	uz [mm]
NC2_MSU	B735	0,000	-1,9
NC3_MSU-X	B522	0,000	-5,5
NC3_MSU-X	B325	5,750	-14,2
NC3_MSU-Y	B272	6,500	-12,1
NC2_MSU	B700	3,500	-33,4
NC3_MSU-X	B81	0,000	-1,0
NC3_MSU-X	B850	3,500	-17,1
NC3_MSU-X	B319	0,500	-10,4
NC1_MSU	B469	7,000	-18,0
NC3_MSU-X	B462	2,500	-18,1
NC3_MSU-X	B303	1,500	-6,3
NC3_MSU-Y	B253	1,500	-6,2

Slika 84: Največji pomiki medetaže v z - smeri

$$w = 33,4 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{12000 \text{ mm}}{250} = 48 \text{ mm}$$

7.5.4.2 Največji pomiki v x in y – smeri

Največji vodoravni pomiki v x in y smeri

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Class : MSU(nonlinear)

Case	Member	dx [m]	ux [mm]	uy [mm]
NC2_MSU	B431	4,950	-11,6	0,9
NC2_MSU	B1	0,000	0,0	0,0
NC3_MSU-X	B174	3,960	-1,5	-0,7
NC3_MSU-Y	B185	4,950	-5,1	2,3
NC3_MSU-X	B28	0,990	-5,6	0,4
NC3_MSU-Y	B3	2,970	-1,2	0,2
NC3_MSU-X	B367	0,000	-3,5	0,3
NC3_MSU-X	B29	4,950	-5,1	-0,1
NC2_MSU	B433	4,950	-5,9	0,8
NC2_MSU	B27	4,950	-5,9	0,8
NC3_MSU-X	B552	0,000	-9,0	0,1
NC3_MSU-Y	B365	0,000	-6,2	0,9

Slika 85: Največji pomiki v x in y - smeri

– največji pomiki v x – smeri:

$$w = 11,6 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{H}{500} = \frac{24750 \text{ mm}}{500} = 49,5 \text{ mm}$$

– največji pomiki v y – smeri:

$$w = 2,3 \text{ mm} \leq w_{max} = \frac{H}{500} = \frac{24750 \text{ mm}}{500} = 49,5 \text{ mm}$$

7.5.5 Kontrola reakcij

Linear calculation, Extreme : Global
 Selection : All
 Load cases : STALNA

Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
Student version	*Student version*	*Student version*	*Student version*
STALNA	0,00	0,00	56243,04
KORISTNA	0,00	0,00	65228,09
K2	0,00	0,00	52182,79
K6	0,00	0,00	43485,72
SNEG	0,00	0,00	2613,44
VETER_X	-931,31	0,00	0,00
VETER_Y	0,00	-508,21	0,00

Slika 86: Vrednosti globalnih reakcij iz programa SCIA

– Stalna

ravna streha $g = 4,52 \text{ kN/cm}^2$

medetažna konstrukcija $g = 5,38 \text{ kN/cm}^2$

$$(36\text{m} \cdot 60\text{m}) \cdot (4,52 \text{ kN/cm}^2 + 4 \cdot 5,38 \text{ kN/cm}^2) \cong R_z = 56243,04 \text{ kN}$$

$$R_{z, \text{"peš"}} = 56246,4 \text{ kN} \cong R_{z, \text{SCIA}} = 56243,04 \text{ kN}$$

– Koristna

ravna streha $q = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

medetažna konstrukcija (I) $q = 4,20 \text{ kN/cm}^2$

medetažna konstrukcija (II, III, IV, V) $q = 8,00 \text{ kN/cm}^2$

$$(36\text{m} \cdot 60\text{m}) \cdot (2,00 \text{ kN/cm}^2 + 3 \cdot 8,00 \text{ kN/cm}^2 + 4,20 \text{ kN/cm}^2) \cong R_z = 65228,09 \text{ kN}$$

$$R_{z, \text{"peš"}} = 65232 \text{ kN} \cong R_{z, \text{SCIA}} = 65228,09 \text{ kN}$$

– Koristna »K2«

ravna streha	$q = 2,00 \text{ kN/cm}^2$
--------------	----------------------------

medetažna konstrukcija (I)	$q = 4,20 \text{ kN/cm}^2$
----------------------------	----------------------------

medetažna konstrukcija (II, III, IV, V)	$q = 8,00 \text{ kN/cm}^2$
---	----------------------------

$$(12 \cdot 12m \cdot 12m) \cdot (2,00 \text{ kN/cm}^2 + 3 \cdot 8,00 \text{ kN/cm}^2 + 4,20 \text{ kN/cm}^2) \cong R_Z$$

$$= 52182,79 \text{ kN}$$

$$R_{Z, "peš"} = 52185,6 \text{ kN} \cong R_{Z, SCIA} = 52182,79 \text{ kN}$$

– Koristna »K6«

ravna streha	$q = 2,00 \text{ kN/cm}^2$
--------------	----------------------------

medetažna konstrukcija (I)	$q = 4,20 \text{ kN/cm}^2$
----------------------------	----------------------------

medetažna konstrukcija (II, III, IV, V)	$q = 8,00 \text{ kN/cm}^2$
---	----------------------------

$$(10 \cdot 12m \cdot 12m) \cdot (2,00 \text{ kN/cm}^2 + 3 \cdot 8,00 \text{ kN/cm}^2 + 4,20 \text{ kN/cm}^2) \cong R_Z$$

$$= 43485,72 \text{ kN}$$

$$R_{Z, "peš"} = 43488 \text{ kN} \cong R_{Z, SCIA} = 43485,72 \text{ kN}$$

– Sneg

obtežba snega	$s = 1,21 \text{ kN/cm}^2$
---------------	----------------------------

$$(36m \cdot 60m) \cdot 1,21 \text{ kN/cm}^2 \cong R_Z = 2613,6 \text{ kN}$$

$$R_{Z, "peš"} = 2613,6 \text{ kN} \cong R_{Z, SCIA} = 2613,44 \text{ kN}$$

– Veter (smer x in y)

veter v x smeri

$$w_D = + 0,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_E = -0,07 \text{ kN/cm}^2$$

veter v y smeri

$$w_D = + 0,59 \text{ kN/cm}^2$$

$$w_E = -0,03 \text{ kN/cm}^2$$

$$(24,75\text{m} \cdot 60\text{m}) \cdot (0,61 \text{ kN/cm}^2 - (-0,07) \text{ kN/cm}^2) \cong R_x = 1009,8 \text{ kN}$$

$$R_{x, "peš"} = 1009,8 \text{ kN} \cong R_{x, SCIA} = 1010,41 \text{ kN}$$

$$(24,75\text{m} \cdot 36\text{m}) \cdot (0,59 \text{ kN/cm}^2 - (-0,03) \text{ kN/cm}^2) \cong R_y = 552,42 \text{ kN}$$

$$R_{y, "peš"} = 552,42 \text{ kN} \cong R_{y, SCIA} = 552,73 \text{ kN}$$

8. POTRESNA ANALIZA NOSILNE KONSTRUKCIJE

Ker je konstrukcija locirana v potresnem območju je potrebno narediti še analizo odpornosti na potresno obtežbo. Konstrukcije morajo biti v potresnih območjih projektirane in zgrajene tako, da zagotavljajo ustrezno stopnjo varnosti in zanesljivosti. To zagotovi standard SIST EN 1998-1:2005, katerega namen je:

- zaščititi človeška življenja,
- omejiti škodo in
- zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

V območjih, kjer je nevarnost potresa je to potrebno upoštevati že v sami ideji oziroma zasnovi konstrukcije, le tako lahko naredimo potresno varen objekt. Upoštevati pa je potrebno načela, ki odločilno vplivajo na zasnovo potresno varnih objektov:

- enostavnost konstrukcije,
- nosilnost in togost v dveh smereh,
- torzijska nosilnost in togost,
- zveznost in simetrija,
- učinek diafragem v ravnini etaž,
- ustrezno temeljenje konstrukcije.

Obstoječi objekt, ki bo obravnavan s potresno analizo je pravilen po tlorisu in po višini. Potresna obtežba na računski 3D model vpliva v smeri x in y v obliki vodoravnih sil (metoda vodoravnih sil). Prostorskih okvirji z ekscentričnim povezji omogočijo konstrukciji dobro nosilnost in togo obnašanje v vseh smereh, to pa da možnost izbire relativno visokega faktorja obnašanja $q = 6,0$. Računski model konstrukcije se je v času analize potresa spreminjal. Prvotna ideja je bila, da bi potresno obtežbo prevzeli pomični okvirji in da bi konstrukcijo varovali plastični členki na dnu stebrov in v prečkah. Ampak zaradi visoke vrednosti vertikalne obtežbe ter posledično velike mase v ravninah etaž, konstrukcija ni prenesla takšnih potresnih obremenitev. Po nadgraditvi računskega modela z ekscentričnim povezji, dobimo zadostno togost in nosilnost konstrukcije. V nadaljevanju bo opisan postopek projektiranja potresno varnega objekta.

8.1 Osnovni podatki za potresno analizo

S pomočjo karte projektnega pospeška tal, ki jo najdemo na straneh agencije RS za okolje lahko določimo referenčni projektni pospešek tal na katerih je lociran objekt (glej sliko 19).

Podatki za potresno območje obravnavanega objekta:

$a_{gr} = 0,250g$ referenčni projektni pospešek tal (Ljubljana)

Na podlagi omejitev, ki jih podaja standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 3.2.1(3) lahko objekt uvrstimo štiri kategorije pomembnosti. Za obravnavan objekt je izbrana kategorija pomembnosti II, to je za potrese za katere se smatra, da je povratna doba 475 let.

$\gamma_I = 1,0$ kategorija pomembnosti II (povratna doba 475 let)

Potrebno je tudi določiti kakšen je stratigrafski opis profila obravnavanih tal na potresnem območju. V standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 3.1.2 v preglednica 3.1 je opisanih sedem sestav tla in na podlagi teh opisov izberemo najbolj primerne za obravnavano območje.

Tla na območju kjer je lociran objekt uvrstimo v tip tal B (zelo gost pesek, prod ali toga glina). Vsaka tla pa imajo tudi svoje parametre, ki jih najdemo v preglednici 3.2 poglavje 3.2.2.2 standard SIST EN 1998-1:2005.

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

Slika 87: Stratigrafski opis profila obravnavanih tal (vir: SIST EN 1998-1:2005)

Konstrukcijski elementi:

Glej poglavje 7. Statična analiza NK podpoglavje 7.1 Osnovni podatki.

Material:

– jeklo S355 napetost tečenja $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
 natezna trdnost $f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$

Koeficienti:Koeficient φ za kombinacijo Ψ_{Ei} :

$\varphi = 1,0$	vrhnja etaža (streha)
$\varphi = 0,5$	etaže so zasedene neodvisno

Koeficient Ψ_{2i} za kombinacijo Ψ_{Ei} :

<u>$\Psi_2 = 0,3$</u>	I etaža (pisarne)
<u>$\Psi_2 = 0,8$</u>	II, III, in IV etaža (industrija)
<u>$\Psi_2 = 0,0$</u>	V etaža (streha)

8.2 Globalna analiza nosilne konstrukcije za potresno obtežbo

Za analizo potresne obtežbe, ki deluje na nosilno konstrukcijo smo izbrali metodo z vodoravnimi silami, ki je predstavljena v standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 4.3.3.2. Za nadaljevanje glej poglavje 4.5 Potresna obtežba.

Računski 3D model v programu Scia Engineer 14 za globalno analizo potresne obtežbe spremenimo do te mere, da primarne nosilce (HEA600) na obeh koncih podpremo členkasto to pa nam omogoča največjo obremenitev diagonal ekscentričnega povezja.

8.2.1 Faktor obnašanja

Okvirji z ekscentričnimi povezji predstavljajo nosilno konstrukcijo za prenos potresne obtežbe (glej sliko 88). Kratki vodoravni strižni členi, nameščeni na sredino prečke (HEA600), se v času močnega potresa plastično deformirajo in obvarujejo ostale konstrukcijske elemente.

Za okvirje z ekscentričnimi povezji v standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.3.2 iz preglednice 6.2 izberemo referenčno vrednost faktorja obnašanja za konstrukcije pravilne po višini za visok razred duktilnosti (DCH), saj so prečni prerezi stebrov, diagonal in primarnih nosilcev v prvem razredu kompaktnosti. Torej referenčna vrednost faktorja obnašanja znaša:

$$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

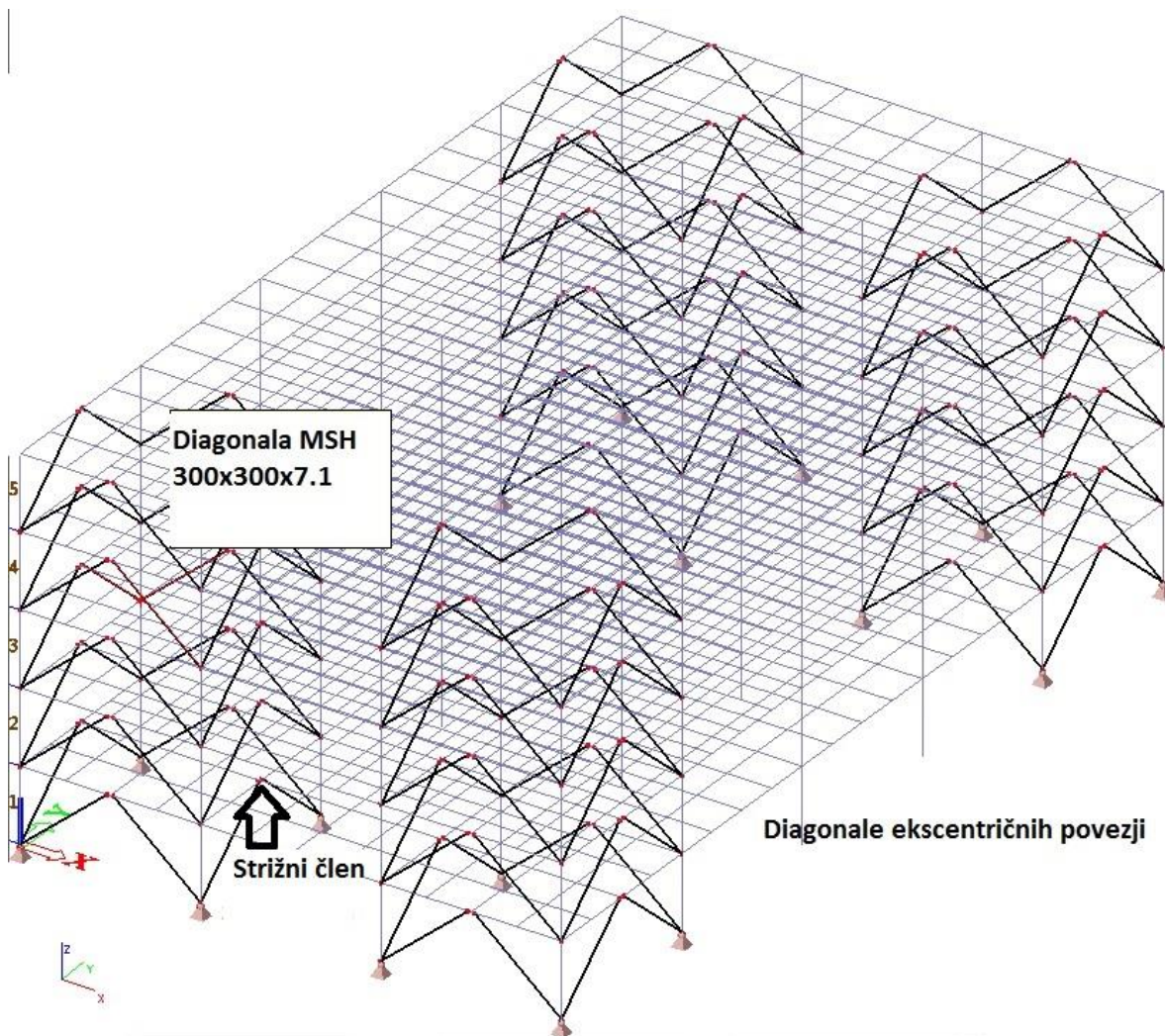
Za končno določitev faktorja obnašanja pa je potrebno izbrati še razmerje $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, ki ga najdemo v standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.3.1 slika 6.4. Za okvirje z ekscentričnimi povezji (območja sipanja energije v strižnih členih) je določena vrednost razmerja:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2.$$

Ko imamo določena oba podatka lahko izračunamo končno vrednost faktorja obnašanja ki je:

$$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,2 = 6,0.$$

Izračunan faktor obnašanja konstrukcije predstavlja sposobnost konstrukcije, da desipira potresno energijo v kratkih vodoravnih plastičnih strižnih členih.



Slika 88: Računski 3D model nosilne konstrukcije

8.2.2 Nihajni čas

Izračun nihajnega časa naredimo s pomočjo programa Scia Engineer 14. Za izračun nihajnega časa upoštevamo privzete mase iz računskega 3D modela potresne analize nosilne konstrukcije. V programu sestavimo kombinacijo vplivov, kjer spremenljivo obtežbo reduciramo z ustreznimi faktorji, stalno pa upoštevamo v celoti po standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 3.2.4.

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

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

Kjer so:

G	karakteristična vrednost stalne obtežbe
Ψ_{Ei}	koeficient za kombinacijo
Q_{Ki}	karakteristična vrednost spremenljive obtežbe
φ	koeficient, ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in od načina zasedenosti etaž (glej poglavje 8.1 koeficienti)
Ψ_{2i}	koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva (glej poglavje 8.1 koeficienti)

Spodaj na sliki 89 so prikazane kombinacije mas, ki smo jih naredili s programom Scia Engineer 14. Na podlagi teh pa lahko izračunamo osnovni nihajni čas (T_1) za smer X in Y.

Name	Mass group	Coeff. [t]
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student ve.</small>		
G+0,iQ	Lastna	1,00
	Stalna	1,00
	Koristna_e1	0,15
	Koristna_e234	0,40
	Koristna_e5	0,00
G+0,iQ/1 - 1,33		
G+0,iQ/2 - 1,36		
G+0,iQ/3 - 1,87		
G+0,iQ/4 - 2,22		
G+0,iQ/5 - 2,28		
G+0,iQ/6 - 2,28		
G+0,iQ/7 - 2,46		
G+0,iQ/8 - 2,51		
G+0,iQ/9 - 2,51		
G+0,iQ/10 - 2,53		
G+0,iQ/11 - 2,57		
G+0,iQ/12 - 2,57		
G+0,iQ/13 - 2,68		
G+0,iQ/14 - 2,95		
G+0,iQ/15 - 3,00		

Slika 89: Kombinacije mas

N	f [Hz]	omega [1/s]	omega^2 [1/s^2]	T [s]
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>				
Mass combination : G+0,iQ				
1	1,33	8,34	69,50	0,75
2	1,36	8,56	73,31	0,73
3	1,87	11,74	137,85	0,54
4	2,22	13,95	194,69	0,45
5	2,28	14,33	205,24	0,44
6	2,28	14,35	205,89	0,44
7	2,46	15,47	239,40	0,41
8	2,51	15,74	247,76	0,40
9	2,51	15,75	248,20	0,40
10	2,53	15,89	252,63	0,40
11	2,57	16,17	261,33	0,39
12	2,57	16,18	261,69	0,39
13	2,68	16,87	284,49	0,37
14	2,95	18,53	343,39	0,34
15	3,00	18,85	355,39	0,33
Sum of masses				
	[kg]	X	Y	Z
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>				
Combination of mass groups 1	9051845,19	9051845,19	9051845,19	9051845,19

Slika 90: Izračunane vrednosti nihajnih časov $T_{1,x}$ in $T_{1,y}$ (SCIA) in skupna masa objekta

Na sliki 90 v okvirju lahko razberemo, da imata osnovna nihajna časa $T_{1,x}$ in $T_{1,y}$ vrednosti:

$$T_{1,x} = 0,75 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 0,73 \text{ s.}$$

Na dnu slike 90 prikazana tabela z vrednostmi skupne mase objekta, ki pa je:

$$\sum \text{mase objekta} = 9051845,19 \text{ kg} = 9051,85 \text{ ton}$$

8.2.3 Spekter pospeškov

Za določitev spektra pospeškov se nanašamo na standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 3.2.2.5 točka (4)P, ki je določen z izrazi (glej sliko 91):

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

Slika 91: Izrazi projektnega spektra $S_d(T)$

Kjer so:

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
a_g	projektni pospešek za tip tal B
S	faktor tal za tip tal B
q	faktor obnašanja
β	faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru vrednosti spektralnega pomika (priporočena vrednost $\beta = 0,2$)

V zgoraj opisanih poglavjih smo pridobili vse vrednosti za izračun projektnega spektra za nihajna časa $T_{1,x}$ in $T_{1,y}$. Vrednosti projektnih spektrov znašata:

$$T_{1,x} = 0,75 \text{ s} \leq 1,0 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 0,73 \text{ s} \leq 1,0 \text{ s}$$

Ta dva nihajna časa nas omejeta na območje $T_C \leq 0,75$; $0,73 \leq T_D$, za katerega velja formula:

$$S_d(T_{1,x}, T_{1,y}) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,x(y)}} \right] \\ \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$S_d(T_{1,x}) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,x}} \right] \\ \beta \cdot a_g \end{cases} = \begin{cases} 0,250g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{6,0} \cdot \left[\frac{0,5}{0,75} \right] \\ \geq 0,2 \cdot 0,250g \end{cases} = \begin{cases} 0,083g \\ \geq 0,05g \end{cases} = 0,083g$$

$$S_d(T_{1,y}) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,y}} \right] \\ \beta \cdot a_g \end{cases} = \begin{cases} 0,250g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{6,0} \cdot \left[\frac{0,5}{0,73} \right] \\ \geq 0,2 \cdot 0,250g \end{cases} = \begin{cases} 0,086g \\ \geq 0,05g \end{cases} = 0,086g$$

8.2.4 Celotna prečna sila

Za izračun celotne prečne sile se nanašamo na standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 4.3.3.2.2 enačba:

$$F_b = S_d(T_{1,x}, T_{1,y}) \cdot m \cdot \lambda$$

Kjer so:

$S_d(T_{1,x}, T_{1,y})$ projektni spekter za X in Y smer

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo

λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če je $T_{1,x}, T_{1,y} \leq 2 \cdot T_C$ in ima stavba več kot dve etaži

Izračun celotne potresne sile v smeri x:

$$F_{b,x} = S_d(T_{1,x}) \cdot m \cdot \lambda = 0,083g \cdot 9051845,19 \text{ kg} \cdot 0,85 = 6249 \text{ kN}$$

Izračun celotne potresne sile v smeri y:

$$F_{b,y} = S_d(T_{1,y}) \cdot m \cdot \lambda = 0,086g \cdot 9051845,19 \text{ kg} \cdot 0,85 = 6421 \text{ kN}$$

8.2.5 Razporeditev vodoravnih potresnih sil

Potresne sile je potrebno razporediti po višini, da jih lahko nanesemo na računski 3D model. Vodoravne sile razporedimo s pomočjo enačbe iz standarda SIST EN 1998-1:2005 poglavje 4.3.3.2.3 točke (2)P:

$$F_i = F_{b,x(y)} \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Kjer so:

F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i

$F_{b,x(y)}$ celotna potresna sila v smeri X in Y

s_i, s_j pomika mase m_i in m_j v osnovni nihajni obliki

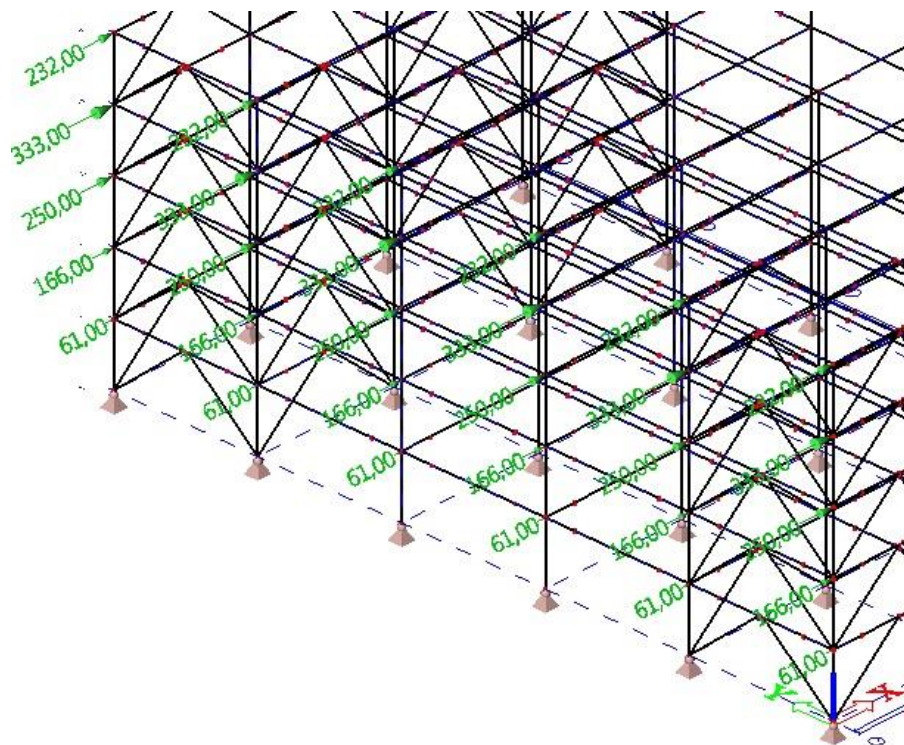
m_i, m_j masi etaž

Razporeditev vodoravnih potresnih sil v smeri X in Y:

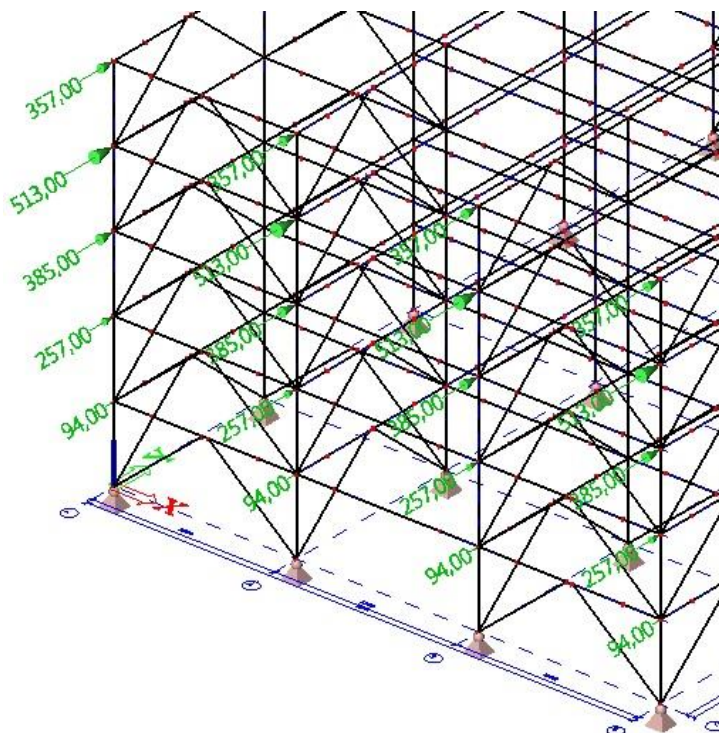
Razdelitev sil po višini:					
$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$					
$s_1 =$	0,10	mm - iz SCIA	$F_{m1} =$	15027	kN
$s_2 =$	0,20	mm - iz SCIA	$F_{m2} =$	20579	kN
$s_3 =$	0,30	mm - iz SCIA	$F_{m3} =$	20579	kN
$s_4 =$	0,40	mm - iz SCIA	$F_{m4} =$	20579	kN
$s_5 =$	0,50	mm - iz SCIA	$F_{m5} =$	11463	kN
smer x:			smer y:		
$F_{1,x} =$	365	kN	$F_{1,y} =$	375	kN
$F_{2,x} =$	999	kN	$F_{2,y} =$	1026	kN
$F_{3,x} =$	1498	kN	$F_{3,y} =$	1539	kN
$F_{4,x} =$	1997	kN	$F_{4,y} =$	2052	kN
$F_{5,x} =$	1391	kN	$F_{5,y} =$	1429	kN
Razdelitev sil po okvirjih:					
$F_{1,x} =$	61	kN	$F_{1,y} =$	94	kN
$F_{2,x} =$	166	kN	$F_{2,y} =$	257	kN
$F_{3,x} =$	250	kN	$F_{3,y} =$	385	kN
$F_{4,x} =$	333	kN	$F_{4,y} =$	513	kN
$F_{5,x} =$	232	kN	$F_{5,y} =$	357	kN

Slika 92: Excel izračun vodoravnih potresnih sil v smeri X in Y

Apliciranje potresnih sil na računski 3D model:



Slika 93: Vpliv potresnih sil v smeri X



Slika 94: Vpliv potresnih sil v smeri Y

8.2.6 Vpliv torzije

Vpliv naključne torzije upoštevamo po standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 4.3.3.3. Naključno torzijo naneseemo na računski 3D model tako, da vsako etažo obremenimo z momentom M_{ai} . To je moment, ki suka objekt okrog svoje navpične osi v vsaki etaži i in ga izračunamo po enačbi:

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

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

Kjer so:

M_{ai}	torzijski moment okrog navpične osi v etaži i
e_{ai}	naključna ekscentričnost mase v etaži i za smer X in Y
F_i	vodoravna sila v etaži i za smeri X in Y
L_i	tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

Izračun torzijskega momenta v I. etaži za smer X in Y:

– smer X:

$$e_{al,x} = \mp 0,05 \cdot 60 \text{ m} = 3 \text{ m}$$

$$M_{al} = e_{al,x} \cdot F_{l,x} = 3 \text{ m} \cdot 365 \text{ kN} = 1094 \text{ kNm}$$

– smer Y:

$$e_{al,y} = \mp 0,05 \cdot 36 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

$$M_{al} = e_{al,y} \cdot F_{l,y} = 1,8 \text{ m} \cdot 375 \text{ kN} = 674 \text{ kNm}$$

Glej sliko 95 za ostale vrednosti torzijskih momentov v etažah.

smer x:			smer y:		
$F_{1,x} =$	365	kN	$F_{1,y} =$	375	kN
$F_{2,x} =$	999	kN	$F_{2,y} =$	1026	kN
$F_{3,x} =$	1498	kN	$F_{3,y} =$	1539	kN
$F_{4,x} =$	1997	kN	$F_{4,y} =$	2052	kN
$F_{5,x} =$	1391	kN	$F_{5,y} =$	1429	kN
Vpliv torzije:					
$M_{ai} = e_{ai} * F_i$		$e_{ai} = \pm 0,05 * L_i$			
$e_{ax} = 0,05 * 60m$	3	m	$e_{ay} = 0,05 * 36m$	1,8	m
smer x:			smer y:		
$M_{a1,x} =$	1094	kNm	$M_{a1,y} =$	674	kNm
$M_{a2,x} =$	2996	kNm	$M_{a2,y} =$	1847	kNm
$M_{a3,x} =$	4494	kNm	$M_{a3,y} =$	2770	kNm
$M_{a4,x} =$	5992	kNm	$M_{a4,y} =$	3694	kNm
$M_{a5,x} =$	4172	kNm	$M_{a5,y} =$	2572	kNm

Slika 95: Excel izračun torzijskih momentov

8.2.7 Material

Standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.2 zahteva, da lastnosti materiala (napetost tečenja, lomna žilavost) razporedimo po konstrukciji tako, da se območja sipanja potresne energije razvijejo tam, kjer so projektirani. Zahtevi ustrezemo tako, da je dejanska največja vrednost napetosti tečenja $f_{y,max}$ jekla v območjih sipanja:

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

Kjer so:

- 1,1 dodatni vpliv utrjevanja materiala
- γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti (priporočena vrednost znaša $\gamma_{ov} = 1,25$)
- f_y nazivna vrednost napetosti tečenja konstrukcijskega jekla

8.3 Obtežbe kombinacije za projektno potresno stanje

V skladu s standardom SIST EN 1990:2004 poglavje 6.4.3.4 moramo potresno kombinacijo določiti tako, da skupaj upoštevamo neseizmične in seizmične vplive:

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

Kjer sta:

$\sum G_{Kj} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$ neseizmični del – gravitacijske sile (vrednost faktorja Ψ_{2i} glej poglavje 8.1)

$\gamma_i \cdot A_{Ed}$ seizmični del – potresne sile ($\gamma_i = 1$ glej poglavje 8.1)

8.3.1 Izpis grafov notranjih sil za neseizmični del iz programa SCIA Engineer 14

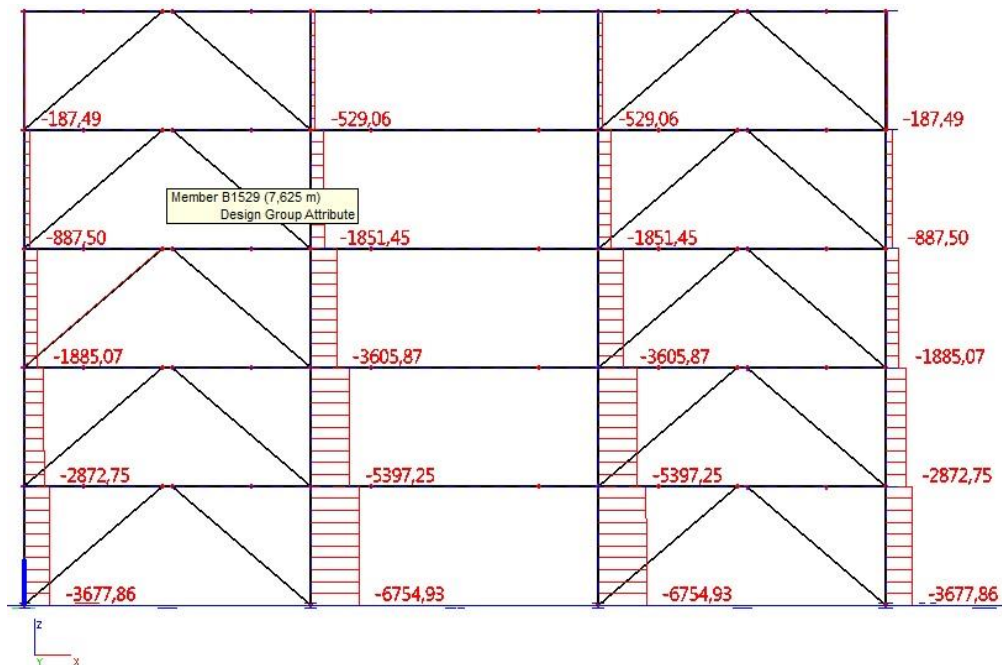
GRAVITACIJSKE SILS	Ultimate	LASTNA	1,00
		STALNA	1,00
		Q_1etaza	0,30
		Q_2.3.4etaza	0,80
		Q_5etaza	0,00

Slika 96: Primeri obtežb pri neseizmični potresni analizi (SCIA)

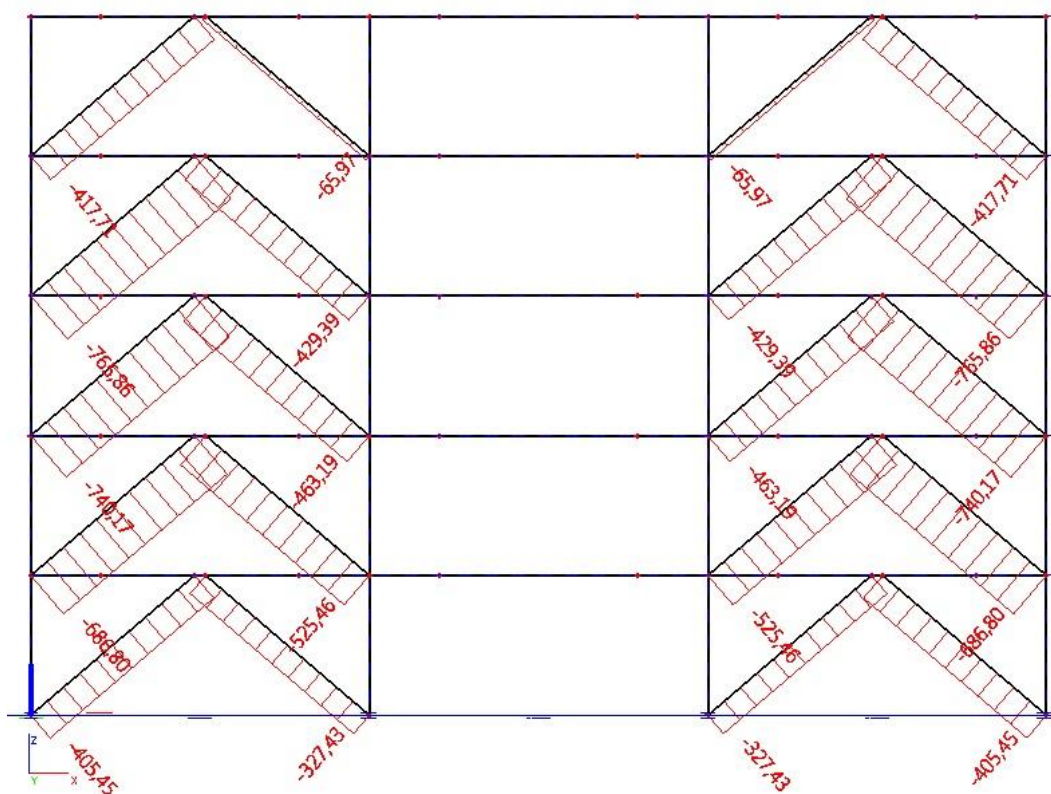
V nadaljevanju so prikazani izpisi grafov notranjih sil za neseizmični del (gravitacijske sile) iz programa Scia Engineer 14. Na podlagi maksimalnih vrednosti spodaj prikazanih grafov dimenzioniramo in kontroliramo konstrukcijske elemente objekta. Prikazani so grafi notranjih sil v prečnem okvirju (E-E) in vzdolžnem okvirju (3-3).

Notranje sile v prečnem okvirju – neseizmični del – gravitacijske sile:

Osne sile [N]:



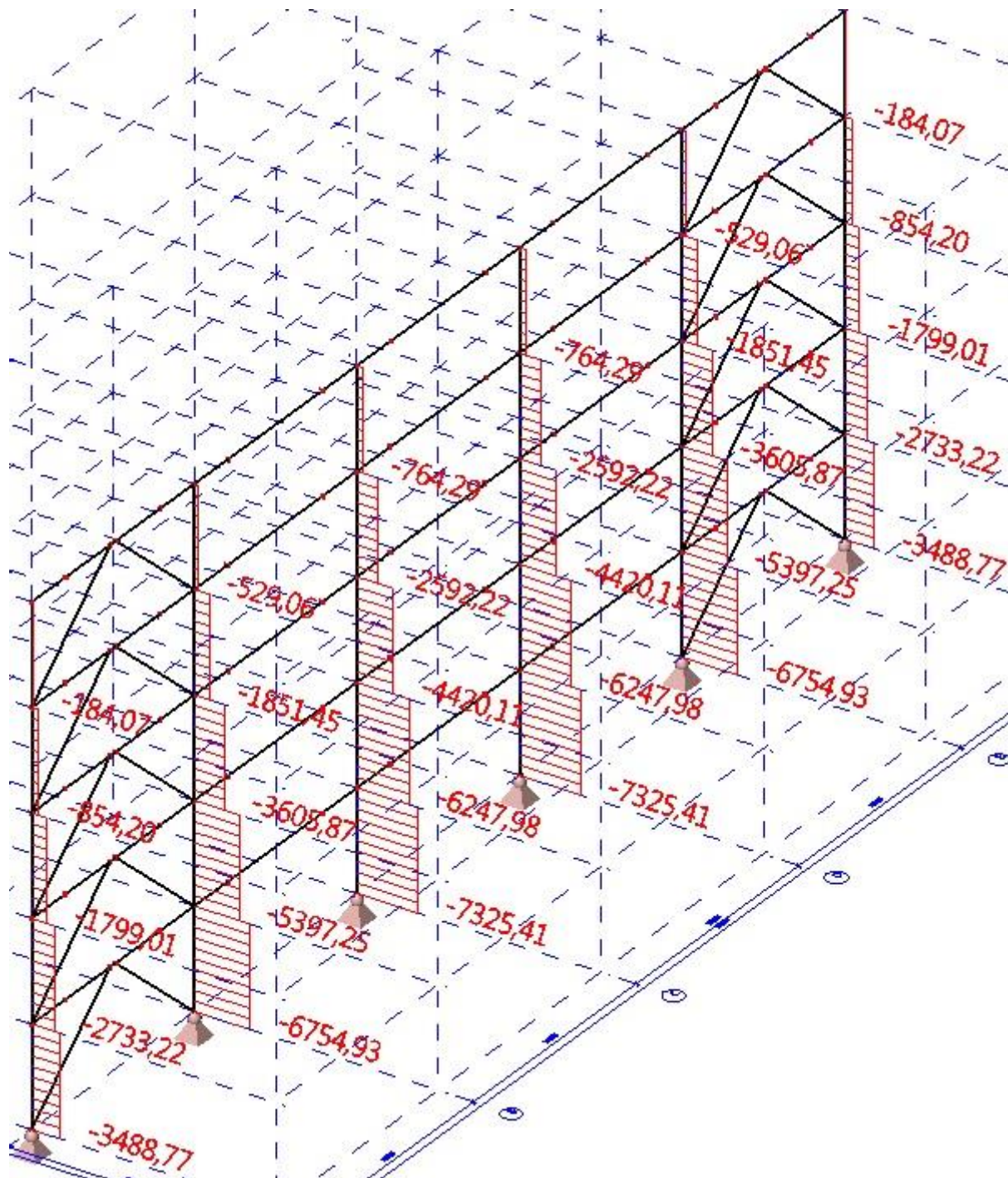
Slika 97: Osne sile N [kN] – okvir E-E – stebri – gravitacijske sile



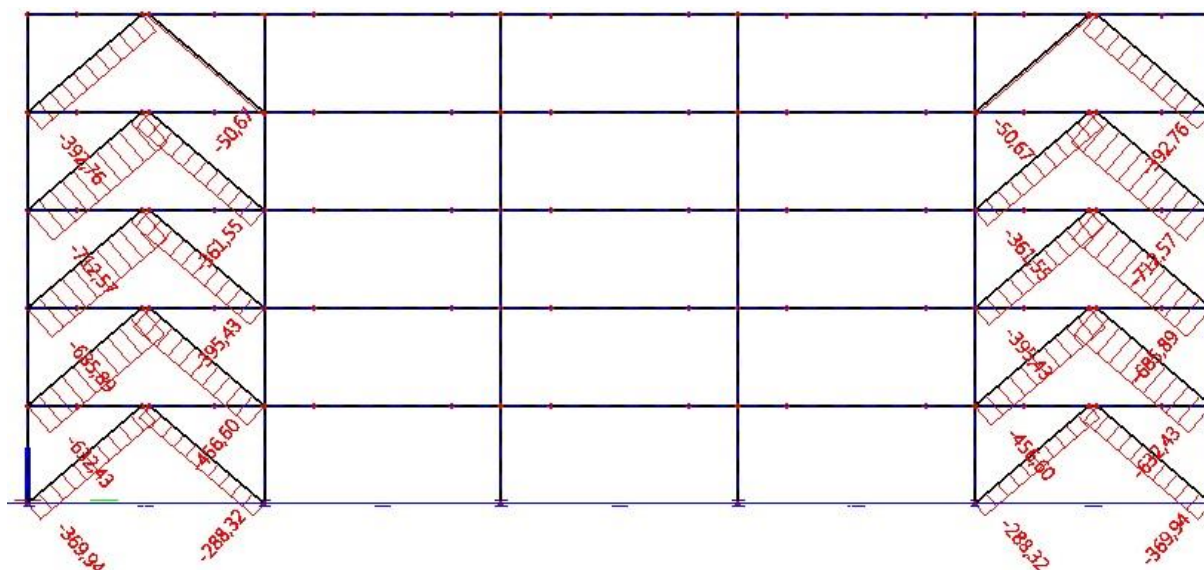
Slika 98: Osne sile N [kN] – okvir E-E – diagonale – gravitacijske sile

Notranje sile v vzdolžnem okvirju – neseizmični del – gravitacijske sile:

Osne sile [N]:



Slika 99: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – stebri – gravitacijske sile



Slika 100: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – diagonale – gravitacijske sile

8.3.2 Izpis grafov notranjih sil za seizmični del iz programa SCIA Engineer 14

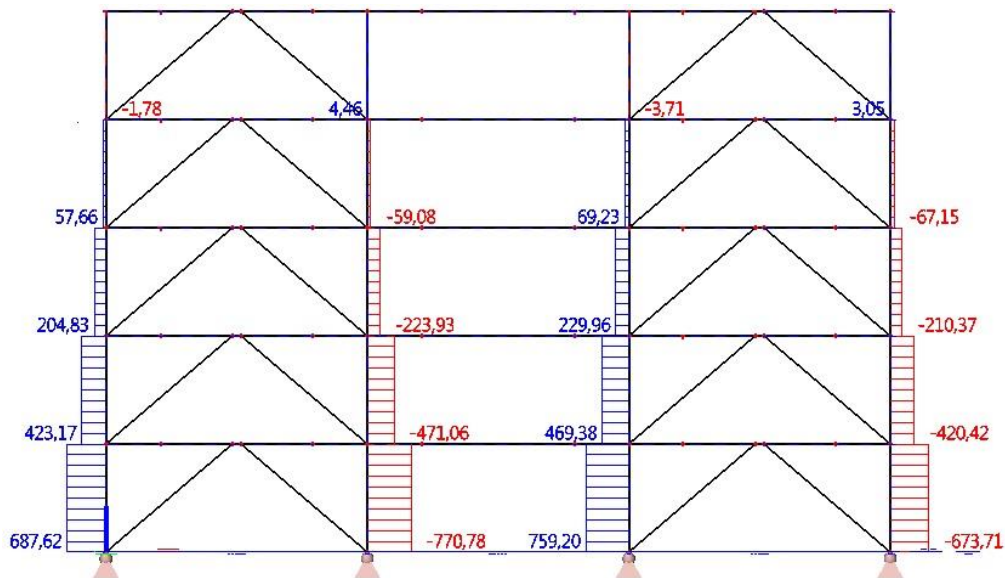
POTRESNE_SILE_inear - ultimate	Potres_Torzija_X	1,00
	Potres_Sile_X	1,00
POTRESNE_SILE_inear - ultimate	Potres_Torzija_Y	1,00
	Potres_Sile_Y	1,00

Slika 101: Primeri obtežb pri seizmični potresni analizi (SCIA)

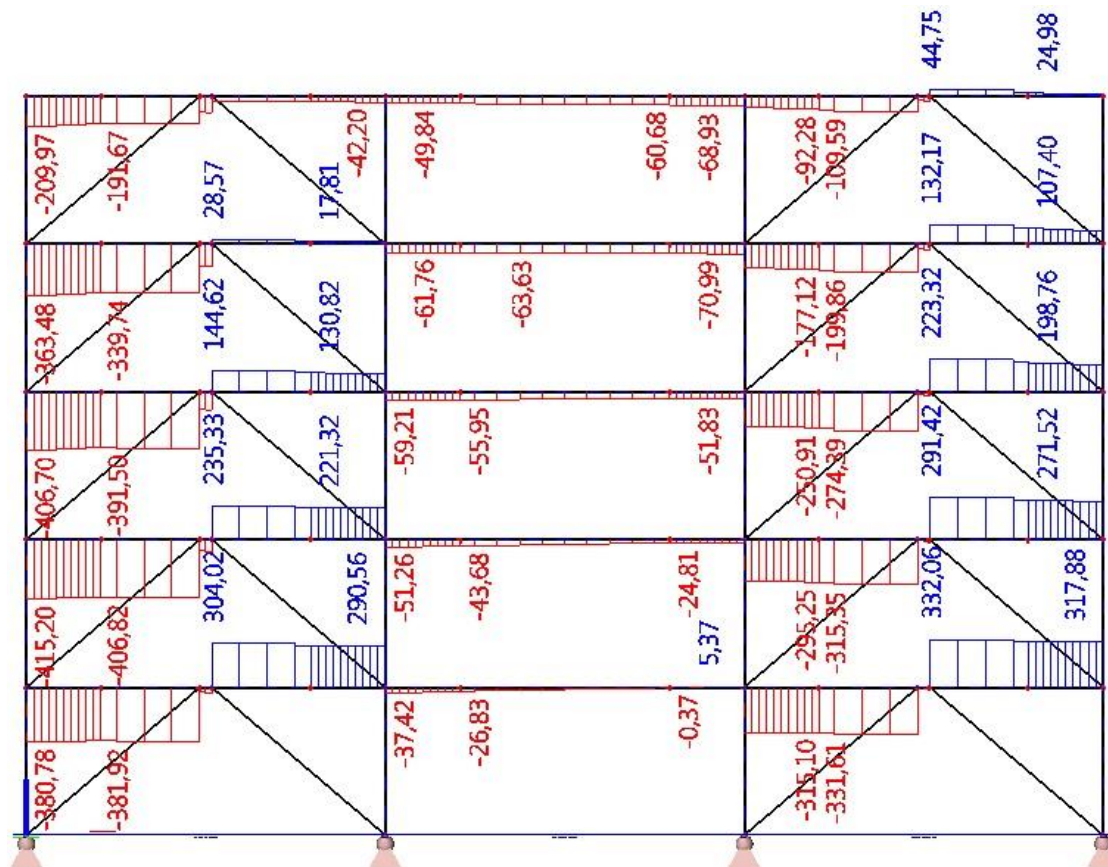
Kombinacije seizmičnega dela so ločene glede smeri delovanja na smeri X in Y ter vsebujejo potresne sile vključno z vplivom naključne torzije. V nadaljevanju so prikazani izpisi grafov notranjih sil za seizmični del (potresne sile) iz programa Scia Engineer 14. Na podlagi maksimalnih vrednosti spodaj prikazanih grafov dimenzioniramo in kontroliramo konstrukcijske elemente objekta. Prikazani so grafi notranjih sil v prečnem okvirju (E-E) in vzdolžnem okvirju (3-3).

Notranje sile v prečnem okvirju – seizmični del – potres v smeri X:

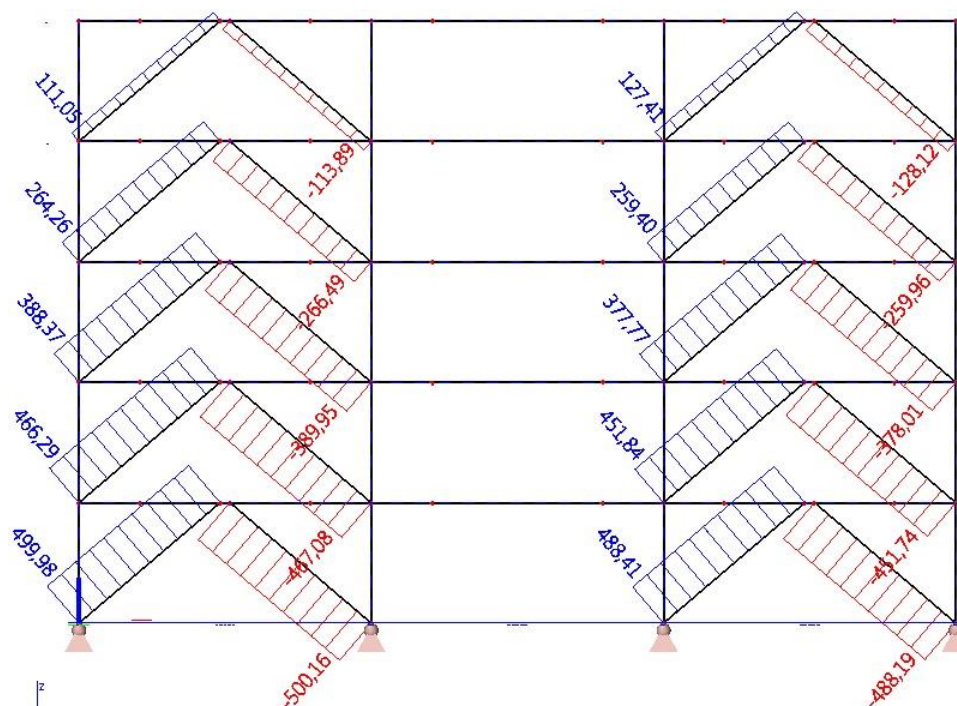
Osne sile [N]:



Slika 102: Osne sile N [kN] – okvir E-E – stebri – potresne sile X

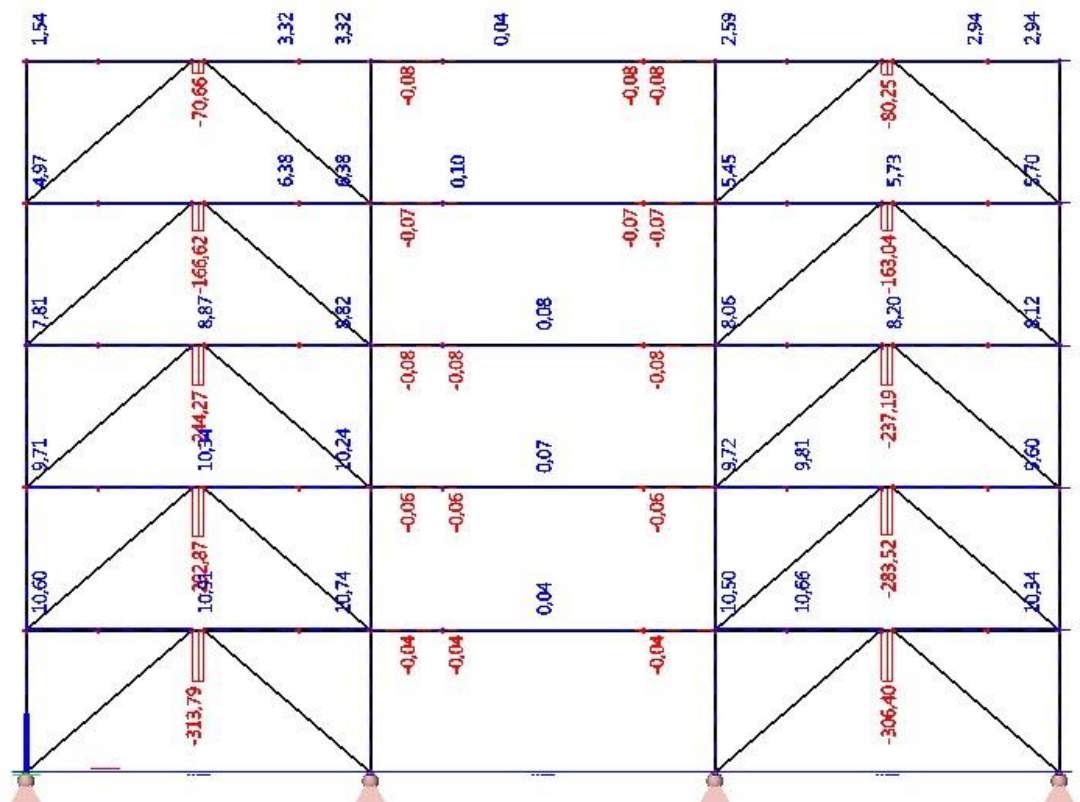


Slika 103: Osne sile N [kN] – okvir E-E – prečke – potresne sile X



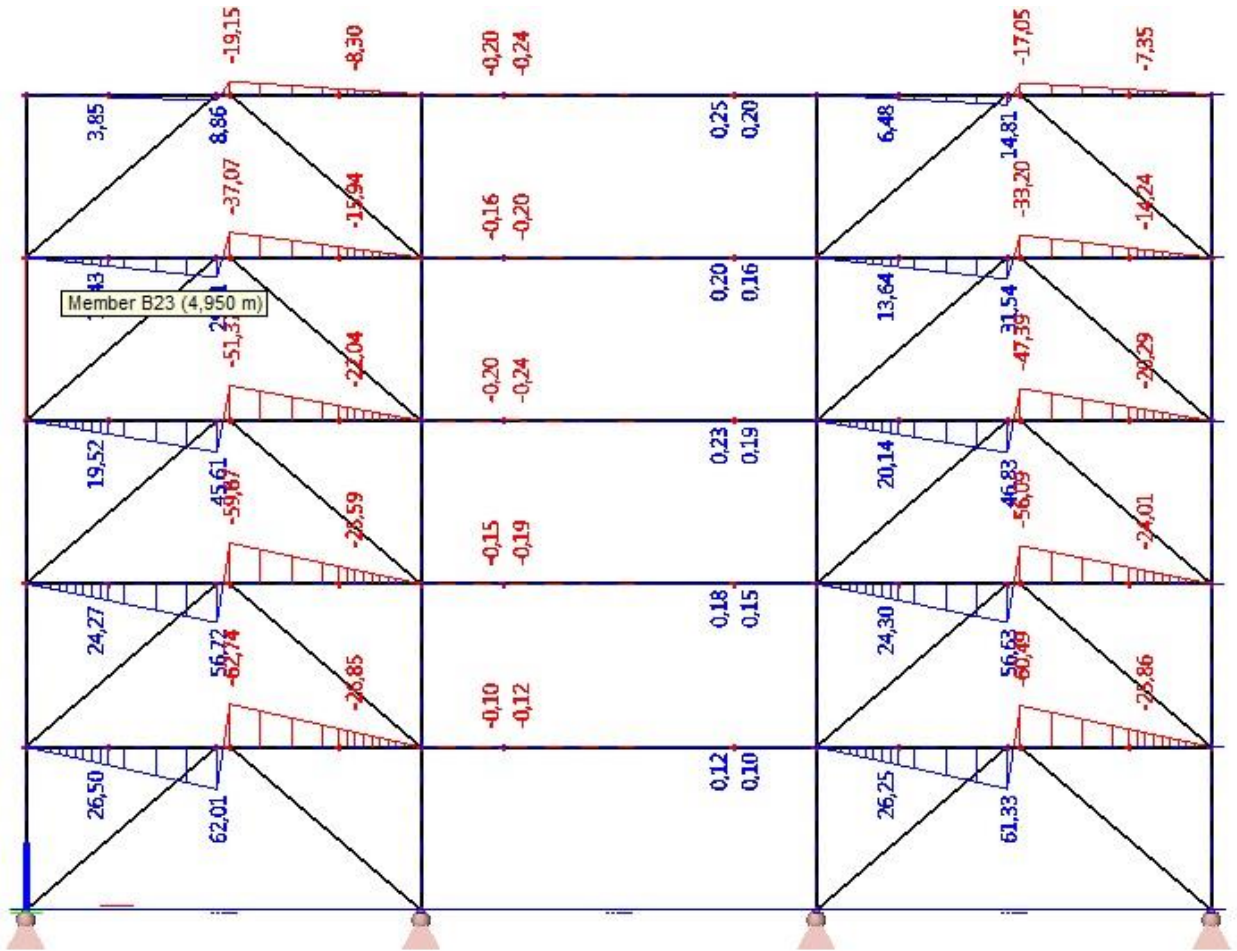
Slika 104: Osne sile N [kN] – okvir E-E – diagonale – potresne sile X

Prečne sile [V_z]:



Slika 105: Prečne sile V_z [kN] – okvir E-E – prečke – potresne sile X

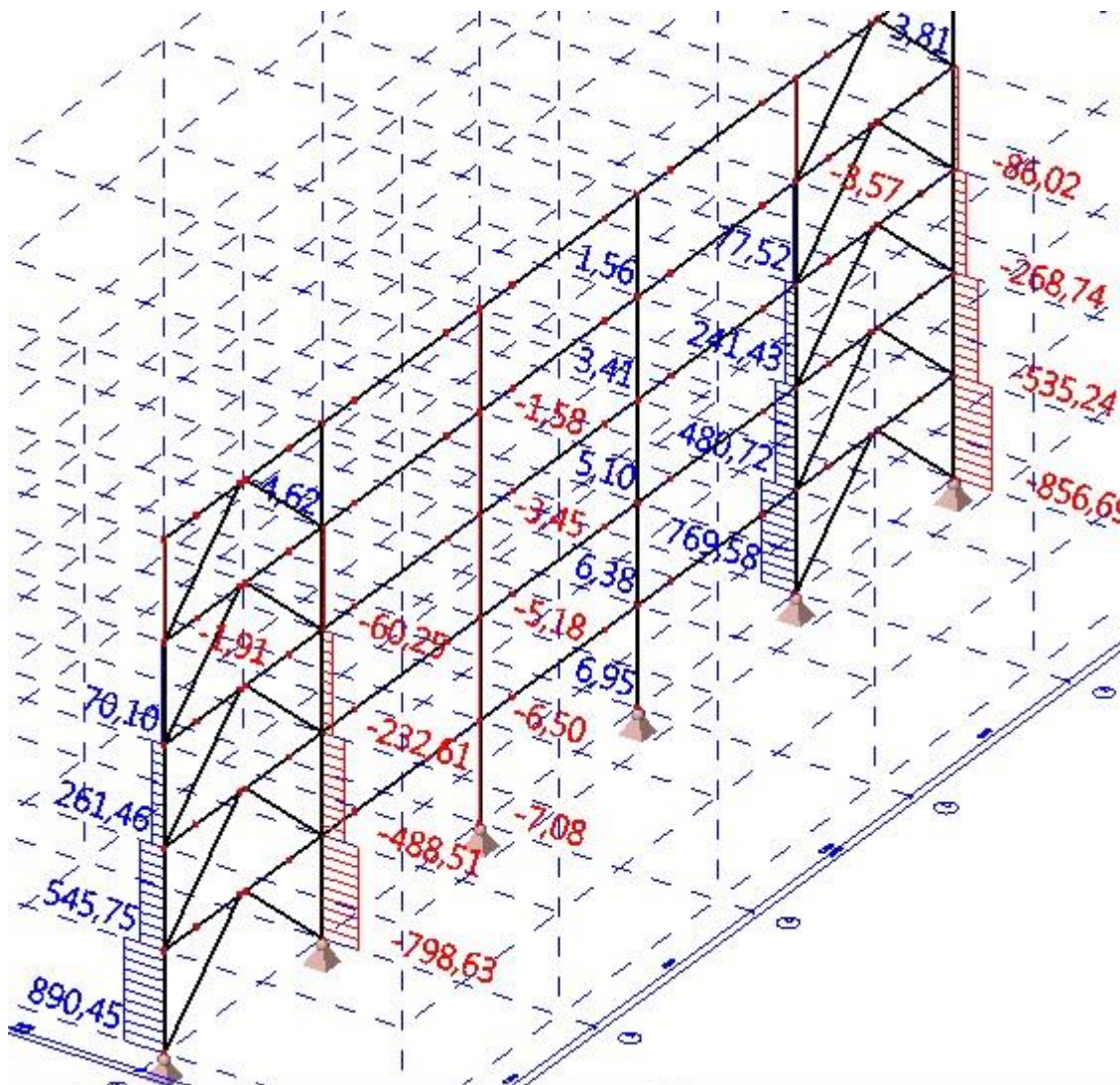
Momenti [M_y]:



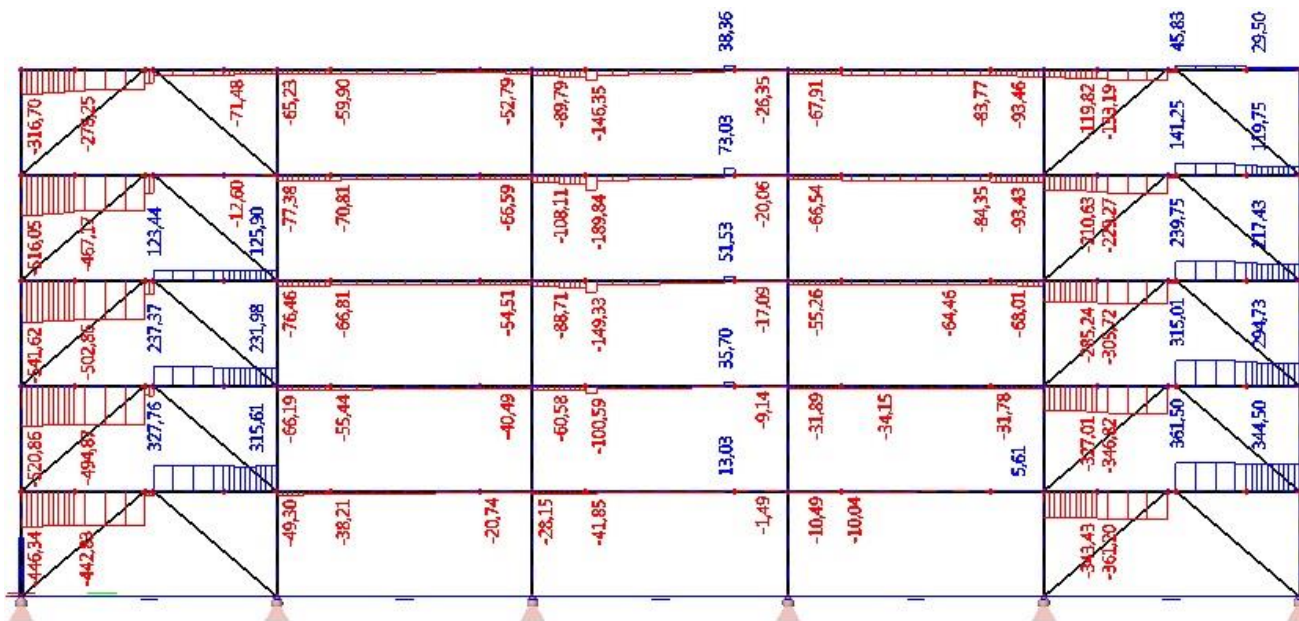
Slika 106: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvir E-E – prečke– potresne sile X

Notranje sile v vzdolžnem okvirju – seizmični del – potres v smeri Y:

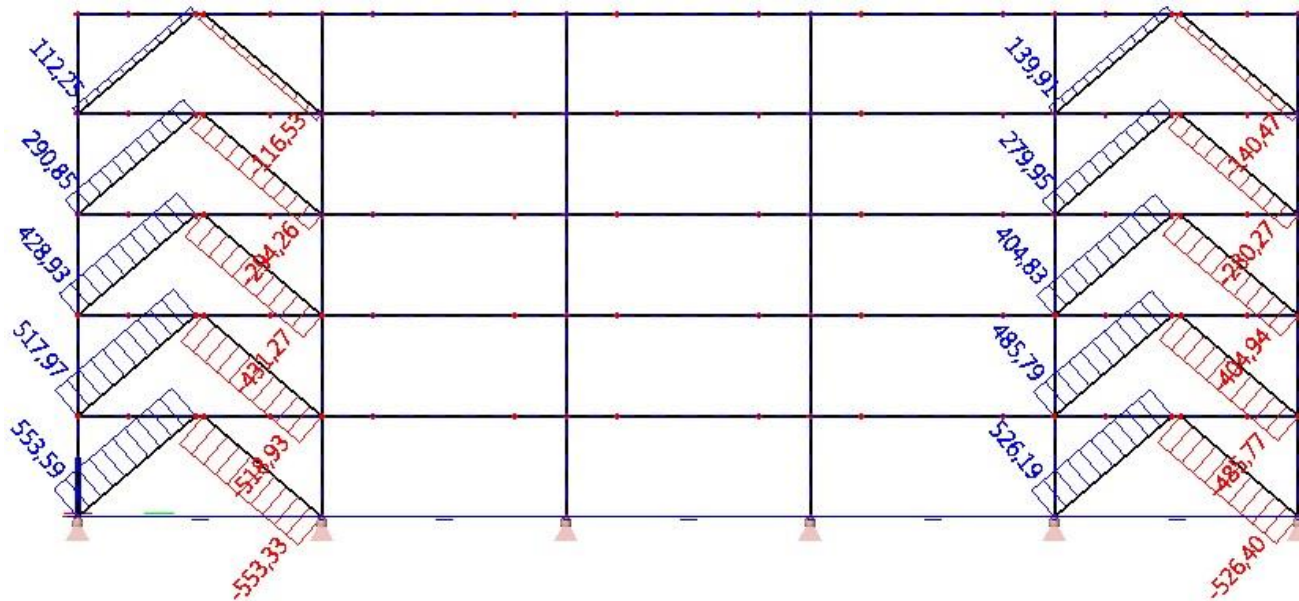
Osne sile [N]:



Slika 107: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – stebri – potresne sile Y

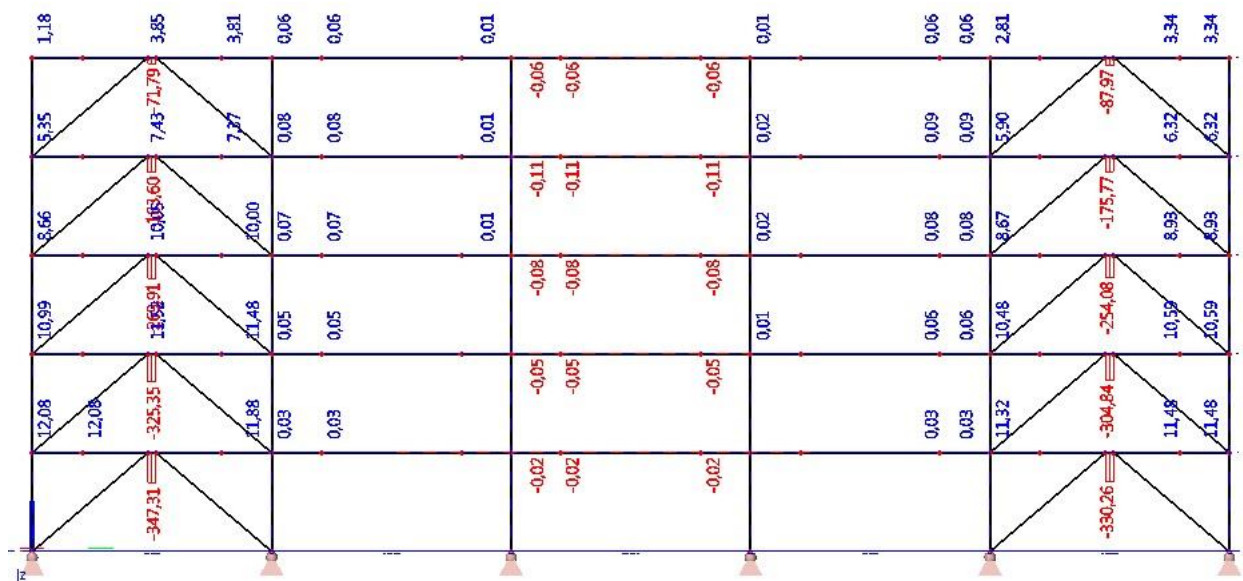


Slika 108: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – prečke – potresne sile Y



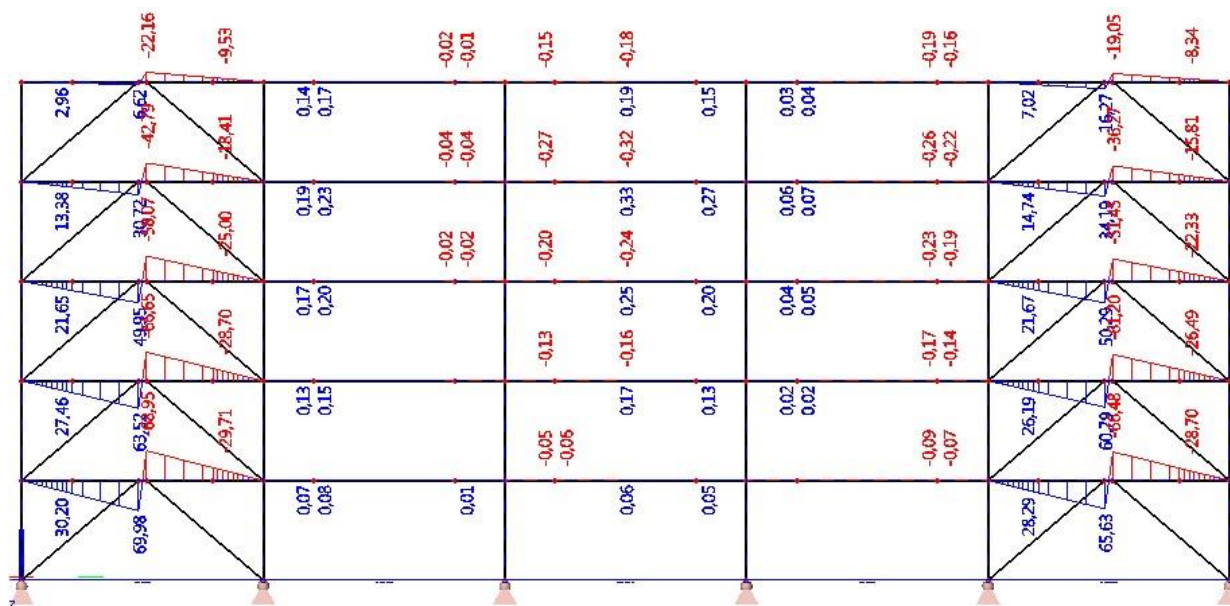
Slika 109: Osne sile N [kN] – okvir 3-3 – diagonale – potresne sile Y

Prečne sile [V_z]:



Slika 110: Prečne sile V_z [kN] – okvir 3-3 – prečke – potresne sile Y

Momenti [M_y]:



Slika 111: Upogibni momenti M_y [kNm] – okvir 3-3 – prečke – potresne sile Y

8.4 Dimenzioniranje okvirja z ekscentričnimi povezji

Okvire z ekscentričnimi povezji je potrebno projektirati tako, da lahko posebni členi, ki jih imenujemo potresni členi sipajo potresno energijo z razvojem upogibnega in/ali strižnega plastičnega mehanizma. Za obravnavani objekt smo izbrali ekscentrična povezja v katerih se

tvorijo kratki plastični vodoravni strižni členi. Funkcija teh členov je, da potresno energijo sipajo s plastifikacijo stojine in tako obvarujejo ostale konstrukcijske elemente pred potresno obtežbo. Pravila za projektiranje teh povezji povzamemo iz standarda SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.8. Namen teh pravil pa je zagotoviti, da bo prišlo do plastifikacije strižnih potresnih členov ob upoštevanju utrjevanja materiala v strižnih panelih pred začetkom plastifikacije ali pred porušitvijo ostalih konstrukcijskih elementov.

8.4.1 Dimenzioniranje diagonale ekscentričnega povezja

S pomočjo programa SCIA Engineer 14 smo pridobili vrednosti notranjih osnih sil, ki nastanejo v diagonalah povezja pod vplivom potresne obtežbe v smeri X in Y, da so bile te notranje sile v diagonalah največje smo v 3D modelu prečke členkasto podprli. Na podlagi teh podatkov smo lahko izbrali ustrezen prečni prerez diagonale povezja. Spodaj je prikazan način projektiranja diagonale povezja.

Linear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Selection : B1395..B1554
Combinations : POTRESNE_SILE_X

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1546	POTRESNE_SILE_X/1	0,000	-575,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B1545	POTRESNE_SILE_X/1	0,000	576,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B1395	POTRESNE_SILE_X/1	0,000	561,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Linear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Selection : B1395..B1554
Combinations : POTRESNE_SILE_Y

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1436	POTRESNE_SILE_Y/2	0,000	-570,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B1435	POTRESNE_SILE_Y/2	0,000	570,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
B1395	POTRESNE_SILE_Y/2	0,000	33,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Slika 112: Maksimalne vrednosti tlačnih in nateznih sil diagonal povezja

Iz zgornje slike 112 lahko razberemo največje tlačne oziroma natezna sile, ki nastanejo v diagonalah v času potresne obtežbe. To so:

$$N_{E,x,Ed} = 576,04 \text{ kN}$$

$$N_{E,y,Ed} = 570,61 \text{ kN}.$$

Na podlagi teh vrednosti za diagonalo povezja izberemo škatlasti prečni prerez z oznako MSH300x300x7.1. Spodaj na sliki 113 in 114 je prikazana »peš« kontrola elementa v programu MS Excel.

Največja obremenitev diagonale - projektno potresno stanje v smeri X:									
$N_{E,y,Ed} =$	1641,06	kN		$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,Ex}$					
Izbran probil MSH300x300x7.1 S355				$= 405,45 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 576,04 \text{ kN}$					
				$= 1641,06 \text{ kN}$					
$N_{pl,Rd} =$	2932,3	kN	\geq	$N_{E,y,Ed} =$	1641	kN			
Stabilnost na upogibni uklon:									
	$N_{E,y,E} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$								
uklon okoli močne osi y:									
$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1}$	$\phi = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda_{x(z)}} - 0,2) + \overline{\lambda_{x(z)}}^2)$			$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda_{x(z)}}^2}}$					
$i_y =$	11,90	cm	$A =$	82,6	cm ²				
$l_{u,y} =$	762,50	cm	$f_y =$	35,5	kN/cm ²				
$\lambda_1 =$	76,06								
$\lambda_y =$	0,84								
$\alpha =$	0,49	$N_{b,Rd} =$	1863,62	kN	\geq	$N_{ed} =$	1641	kN	
$\phi =$	1,01								
$\chi =$	0,64								
uklon okoli močne osi z:									
$\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1}$	$\phi = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda_{x(z)}} - 0,2) + \overline{\lambda_{x(z)}}^2)$			$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda_{x(z)}}^2}}$					
$i_z =$	11,90	cm	$A =$	82,6	cm ²				
$l_{u,z} =$	762,50	cm	$f_y =$	35,5	kN/cm ²				
$\lambda_1 =$	76,06								
$\lambda_z =$	0,84								
$\alpha =$	0,49	$N_{b,Rd} =$	1863,62	kN	\geq	$N_{ed} =$	1641	kN	
$\phi =$	1,01								
$\chi =$	0,64								

Slika 113: Excel izračun stabilnosti diagonale na upogibni uklon za smer X

Največja obremenitev diagonale - projektno potresno stanje v smeri Y:									
$N_{E,y,Ed} =$	1629,41	kN		$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E,y}$					
Izbran probil	MSH300x300x7.1 S355			$= 405,45 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 570,61 \text{ kN}$					
				$= 1629,41 \text{ kN}$					
$N_{pl,Rd} =$	2932,3	kN	\geq	$N_{E,y,Ed} =$	1629	kN			
Stabilnost na upogibni uklon:									
	$N_{E,y,E} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$								
uklon okoli močne osi y:									
$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1}$	$\phi = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda_{x(z)}} - 0,2) + \overline{\lambda_{x(z)}}^2)$			$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda_{x(z)}}^2}}$					
$i_y =$	11,90	cm	$A =$	82,6	cm ²				
$l_{u,y} =$	762,50	cm	$f_y =$	35,5	kN/cm ²				
$\lambda_1 =$	76,06								
$\lambda_y =$	0,84								
$\alpha =$	0,49	$N_{b,Rd} =$	1863,62	kN	\geq	$N_{ed} =$	1629	kN	
$\phi =$	1,01								
$\chi =$	0,64								
uklon okoli močne osi z:									
$\lambda_z = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1}$	$\phi = 0,5(1 + \alpha(\overline{\lambda_{x(z)}} - 0,2) + \overline{\lambda_{x(z)}}^2)$			$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda_{x(z)}}^2}}$					
$i_z =$	11,90	cm	$A =$	82,6	cm ²				
$l_{u,z} =$	762,50	cm	$f_y =$	35,5	kN/cm ²				
$\lambda_1 =$	76,06								
$\lambda_z =$	0,84								
$\alpha =$	0,49	$N_{b,Rd} =$	1863,62	kN	\geq	$N_{ed} =$	1629	kN	
$\phi =$	1,01								
$\chi =$	0,64								

Slika 114: Excel izračun stabilnosti diagonale na upogibni uklon za smer Y

8.4.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda (TDR)

Potrebno je izvesti kontrolo vpliva TDR za okvirje z ekscentričnimi povezji v smeri X in Y. Vpliva TDR upoštevamo, če je v kateri koli etaži vrednost koeficienta med $0,1 \leq \vartheta \leq 0,2$. Vpliv TDR pa upoštevamo tako, da ustrezne potresne učinke povečamo z izračunanim faktorjem k_{ϑ} .

Enačbe za izračun faktorjev so:

$$\vartheta_i = \frac{P_{tot,i}}{V_{tot,i}} \cdot \frac{dr_i}{h_i}$$

$$dr_i = de_i \cdot q$$

$$k_{\vartheta} = \frac{1}{1 - \vartheta_i}$$

Kjer so:

ϑ_i	koeficient občutljivosti za etažne pomike
$P_{tot,i}$	celotna sila težnosti v obravnavani etaži
$V_{tot,i}$	celotna prečna sila v obravnavani etaži zaradi potresa
dr_i	projektne etažni pomik
h_i	višina etaže

Izračun vpliva TDR za okvir v smeri X (prečni):

Kontrola TDR v smeri x:							
Etaža	Višina etaže (m)	P_{TOT} (kN)	V_{TOT} (kN)	d_e (m)	$d_r = d_e \cdot q$	ϑ	Kontrola
5	4,95	1433,10	231,79	0,0014	0,0083	0,010	OK
4	4,95	5477,94	564,68	0,0023	0,0140	0,027	OK
3	4,95	10981,88	814,35	0,0031	0,0185	0,050	OK
2	4,95	16539,98	980,79	0,0034	0,0204	0,069	OK
1	4,95	20865,62	1041,56	0,0034	0,0206	0,083	OK

Slika 115: Excel izračun kontrole TDR za prečni okvir (smer X)

V smeri X kontrola TDR ne predstavlja težav, saj so vsi faktorji ϑ_i manjši od 0,1 in zaradi tega je ni potrebno upoštevati.

Izračun vpliva TDR za okvir v smeri Y (vzdolžni):

Kontrola TDR v smeri y:							
Etaža	Višina etaže (m)	P_{TOT} (kN)	V_{TOT} (kN)	d_e (m)	$d_r = d_e \cdot q$	ϑ	Kontrola
5	4,95	1426,26	357,22	0,0015	0,0092	0,007	OK
4	4,95	5411,30	870,23	0,0026	0,0154	0,019	OK
3	4,95	10809,78	1254,98	0,0034	0,0204	0,035	OK
2	4,95	16260,92	1511,49	0,0038	0,0227	0,049	OK
1	4,95	20487,44	1605,15	0,0037	0,0221	0,057	OK

Slika 116: Excel izračun kontrole TDR za vzdolžni okvir (smer Y)

V smeri Y kontrola TDR prav tako ne predstavlja težav, saj so vsi faktorji ϑ_i manjši od 0,1 in je ni potrebno upoštevati.

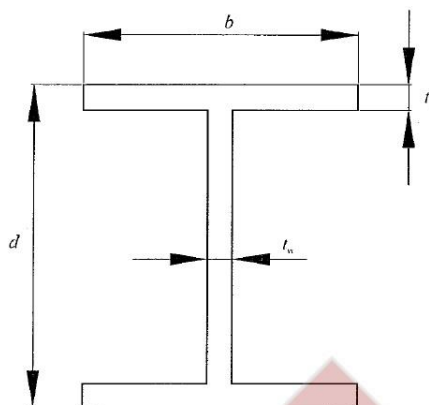
8.4.3 Dimenzioniranje strižnih členov v ekscentričnem povezju

Ker smo za potresne člene, ki sipajo energijo izbrali kratke plastične vodoravne strižne člene. Standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.8.2 poda zahteve, ki jih morajo potresni členi izpolniti, da ustrezno in homogeno sipajo potresno energijo.

Za potresne člene smo izbrali kratke I-profile, enakih dolžin in različnih prečnih prereзов glede na etaže. Za razvrščanje I-prereзов v kategorije in za izračun projektne nosilnosti teh se uporabljata naslednja parametra:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f)$$



Slika 6.13: Simboli za potresne člene z I-prečnim prerezom

Slika 117: Simboli za potresne člene z I - prečnim prerezom

Izračunamo in preverimo projektno nosilnost potresnih strižnih členov za vsako etažo posebej, saj velikost prečnega prereza potresnega člena z višino etaže pada in se s tem spreminjajo tudi njegove lastnosti.

– I etaža: strižni člen IPE360 (S235) – dolžina $e = 40$ cm

Osnovni podatki strižnega člena:

f_y	23,5	kN/cm ²
b	17	cm
t_w	0,8	cm
t_f	1,27	cm
d	36	cm
A	72,7	cm ²

Največje obremenitve strižnega člena v I etaži:

$N_{ed} =$	44,74	kN
$V_{ed} =$	361,41	kN
$M_{ed} =$	7224	kNcm

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 23,5 \cdot 17 \cdot 1,27 \cdot (34,73) = 17620,8 \text{ kNcm} = \mathbf{176,2 \text{ kNm}}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (23,5 / \sqrt{3}) \cdot 0,8 \cdot (34,73) = \mathbf{376,97 \text{ kN}}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ projektna odpornost na obeh koncih člena zadošča:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \rightarrow N_{Ed}/A \cdot f_y = 44,74 \text{ kN}/72,7 \cdot 23,5 = 0,03 \leq 0,15, \text{ zato velja:}$$

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \rightarrow V_{Ed} = 361,41 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 376,97 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \rightarrow M_{Ed} = 72,24 \text{ kNm} \leq M_{p,link} = 176,2 \text{ kNm}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ dolžina člena e ne sme presežati:

$$e \leq 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \rightarrow \mathbf{40 \text{ cm}} \leq 1,6 \cdot 176,2 \text{ kNm}/376,9 \text{ kN} = 74,8 \text{ cm}$$

Zgornja enačba velja, če je vrednost $R < 0,3$. R izračunamo po enačbi:

$$R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)/V_{Ed} \cdot A) = 44,74 \cdot 0,8 \cdot (36 - 2,54)/361,41 \cdot 72,7) = 0,05$$

$$R = 0,05 < 0,3$$

Kjer so:

N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} projektne notranje sile na obeh koncih člena

– II etaža: strižni člen IPE360 (S235) – dolžina $e = 40$ cm

Osnovni podatki strižnega člena:

f_y	23,5	kN/cm ²
b	17	cm
t_w	0,8	cm
t_f	1,27	cm
d	36	cm
A	72,7	cm ²

Največje obremenitve strižnega člena v II etaži:

$N_{ed} =$	89,16	kN
$V_{ed} =$	337,01	kN
$M_{ed} =$	6795	kNcm

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 23,5 \cdot 17 \cdot 1,27 \cdot (34,73) = 17620,8 \text{ kNcm} = \mathbf{176,2 \text{ kNm}}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (23,5 / \sqrt{3}) \cdot 0,8 \cdot (34,73) = \mathbf{376,97 \text{ kN}}$$

Pri $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ projektna odpornost na obeh koncih člena zadošča:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15 \rightarrow N_{Ed} / A \cdot f_y = 89,16 \text{ kN} / 72,7 \cdot 23,5 = 0,05 \leq 0,15, \text{ zato velja:}$$

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \rightarrow V_{Ed} = 337,01 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 376,97 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \rightarrow M_{Ed} = 67,95 \text{ kNm} \leq M_{p,link} = 176,2 \text{ kNm}$$

Pri $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ dolžina člena e ne sme presegati:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \rightarrow \mathbf{40 \text{ cm}} \leq 1,6 \cdot 176,2 \text{ kNm} / 376,9 \text{ kN} = 74,8 \text{ cm}$$

Zgornja enačba velja, če je vrednost $R < 0,3$. R izračunamo po enačbi:

$$R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / V_{Ed} \cdot A) = 89,16 \cdot 0,8 \cdot (36 - 2,54) / 337,01 \cdot 72,7 = 0,10$$

$$R = 0,10 < 0,3$$

Kjer so:

N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} projektna notranje sile na obeh koncih člena

– III etaža: strižni člen IPE330 (S235) – dolžina $e = 40$ cm

Osnovni podatki strižnega člena:

f_y	23,5	kN/cm ²
b	16	cm
t_w	0,75	cm
t_f	1,15	cm
d	33	cm
A	62,6	cm ²

Največje obremenitve strižnega člena v III etaži:

$N_{ed} =$	124,63	kN
$V_{ed} =$	280,3	kN
$M_{ed} =$	5813	kNcm

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 23,5 \cdot 16 \cdot 1,15 \cdot (31,85) = 13771,9 \text{ kNcm} = \mathbf{137,7 \text{ kNm}}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (23,5 / \sqrt{3}) \cdot 0,75 \cdot (31,85) = \mathbf{324,1 \text{ kN}}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ projektna odpornost na obeh koncih člena zadošča:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \rightarrow N_{Ed}/A \cdot f_y = 124,63 \text{ kN}/62,6 \cdot 23,5 = 0,08 \leq 0,15, \text{ zato velja:}$$

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \rightarrow V_{Ed} = 280,30 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 324,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \rightarrow M_{Ed} = 58,13 \text{ kNm} \leq M_{p,link} = 137,7 \text{ kNm}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ dolžina člena e ne sme presežati:

$$e \leq 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \rightarrow \mathbf{40 \text{ cm}} \leq 1,6 \cdot 137,7 \text{ kNm}/324,1 \text{ kN} = 67,98 \text{ cm}$$

Zgornja enačba velja, če je vrednost $R < 0,3$. R izračunamo po enačbi:

$$R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / V_{Ed} \cdot A) = 124,63 \cdot 0,75 \cdot (33 - 2,3) / 280,3 \cdot 62,6 = 0,16$$

$$R = 0,16 < 0,3$$

Kjer so:

N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} projektne notranje sile na obeh koncih člena

– IV etaža: strižni člen IPE270 (S235) – dolžina $e = 40$ cm

Osnovni podatki strižnega člena:

f_y	23,5	kN/cm ²
b	13,5	cm
t_w	0,66	cm
t_f	1,02	cm
d	27	cm
A	45,9	cm ²

Največje obremenitve strižnega člena v IV etaži:

$N_{ed} =$	153,24	kN
$V_{ed} =$	189,9	kN
$M_{ed} =$	4132	kNcm

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 23,5 \cdot 13,5 \cdot 1,02 \cdot (25,98) = 8407 \text{ kNcm} = \mathbf{84,1 \text{ kNm}}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (23,5 / \sqrt{3}) \cdot 0,66 \cdot (25,98) = \mathbf{232,6 \text{ kN}}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ projektna odpornost na obeh koncih člena zadošča:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \rightarrow N_{Ed}/A \cdot f_y = 153,24 \text{ kN}/45,9 \cdot 23,5 = 0,14 \leq 0,15, \text{ zato velja:}$$

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \rightarrow V_{Ed} = 189,90 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 232,6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \rightarrow M_{Ed} = 41,32 \text{ kNm} \leq M_{p,link} = 84,1 \text{ kNm}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ dolžina člena e ne sme presegati:

$$e \leq 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \rightarrow \mathbf{40 \text{ cm}} \leq 1,6 \cdot 84,1 \text{ kNm}/232,6 \text{ kN} = 57,85 \text{ cm}$$

Zgornja enačba velja, če je vrednost $R < 0,3$. R izračunamo po enačbi:

$$R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)/V_{Ed} \cdot A) = 153,24 \cdot 0,66 \cdot (27 - 2,04)/189,90 \cdot 45,9 = 0,29$$

$$R = 0,29 < 0,3$$

Kjer so:

N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} projektne notranje sile na obeh koncih člena

– V etaža: strižni člen IPE-varjeni (S235) – dolžina $e = 40$ cm

Osnovni podatki strižnega člena:

f_y	23,5	kN/cm ²
b	8,5	cm
t_w	0,5	cm
t_f	1	cm
d	16,5	cm
A	24,25	cm ²

Največje obremenitve strižnega člena v V etaži:

$N_{ed} =$	63,95	kN
$V_{ed} =$	93,7	kN
$M_{ed} =$	2079	kNcm

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 23,5 \cdot 8,5 \cdot 1 \cdot (15,5) = 3096,13 \text{ kNcm} = \mathbf{30,96 \text{ kNm}}$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = (23,5 / \sqrt{3}) \cdot 0,5 \cdot (15,5) = \mathbf{105,15 \text{ kN}}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ projektna odpornost na obeh koncih člena zadošča:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \rightarrow N_{Ed}/A \cdot f_y = 63,95 \text{ kN}/24,25 \cdot 23,5 = 0,11 \leq 0,15, \text{ zato velja:}$$

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \rightarrow V_{Ed} = 93,70 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 105,15 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \rightarrow M_{Ed} = 20,79 \text{ kNm} \leq M_{p,link} = 30,96 \text{ kNm}$$

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ dolžina člena e ne sme presežati:

$$e \leq 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \rightarrow \mathbf{40 \text{ cm}} \leq 1,6 \cdot 30,96 \text{ kNm}/105,15 \text{ kN} = 47,11 \text{ cm}$$

Zgornja enačba velja, če je vrednost $R < 0,3$. R izračunamo po enačbi:

$$R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)/V_{Ed} \cdot A) = 63,95 \cdot 0,5 \cdot (16,5 - 2)/93,70 \cdot 24,25) = 0,20$$

$$R = 0,20 < 0,3$$

Kjer so:

N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} projektne notranje sile na obeh koncih člena

Ko imamo za vse strižne člene v vsaki etaži določene geometrijske karakteristike in projektne odpornosti je potrebno preveriti še pravilo, ki ga določa standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.8.2 točka (7). Ta točka standarda zahteva, da se doseže globalno sipanje potresne energije po konstrukciji. To zagotovimo tako, da posamezne vrednost razmerja Ω_i , ki ga za kratke člene izračunamo po enačbi navedene spodaj, ne presegajo najmanjše vrednosti Ω_{min} za več kot 25%.

$$\Omega_i = 1,5 \frac{V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}}$$

Kjer so:

$V_{Ed,i}$ projektna vrednost prečne sile v členu i za potresno projektno stanje

$V_{p,link,i}$ strižna plastična projektna nosilnost člena i

Seizmični členi po etažah:							
Etaža	Izbran profil	$V_{p,link}$ (kN)	$M_{p,link}$ (kNm)	V_{ed} (kN)	Ω_i	$\frac{\Omega_i - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} < 25\%$	e (m)
5	varjen	105,15	30,96	93,7	1,68	7,59	0,4
4	IPE270	232,64	84,07	189,9	1,84	17,45	0,4
3	IPE330	324,10	137,72	280,3	1,73	10,85	0,4
2	IPE360	376,97	176,21	337,01	1,68	7,24	0,4
1	IPE360	376,97	176,21	361,41	1,56	0,00	0,4
				$\Omega_{min} =$	1,56		

Slika 118: Excel izračun vrednosti Ω_i in kontrola za vsako etažo posebej

8.4.3.1 Prečne ojačitve strižnih členov

Glede na standard SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.8.2 točka (12(e)) moramo strižnim členom vgraditi vmesne prečne ojačitve, ki morajo potekati po celotni višini stojine potresnega člena. V obravnavanem primeru lahko uporabimo enostranske prečne ojačitve, saj so višine vseh členov pod 600 mm. Poleg te omejitve, nas standard omejuje tudi glede geometrijskih karakteristik prečnih ojačitev, ki so naslednje:

$$t_{p.oj.} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$b_{p.oj.} \geq (b/2) - t_w$$

$$h_{p.oj.} = d$$

Kjer so:

$t_{p.oj.}$ debelina enostranske ojačitve

$b_{p.oj.}$ širina enostranske ojačitve

$h_{p.oj.}$ višina enostranske ojačitve

Na podlagi omejitev standarda, izberemo prečne ojačitve strižnih členov za vsako etažo posebej. Izbrane geometrijske karakteristike prečnih ojačitev so:

– I etaža:

Podatki:

- ✓ Strižni člen IPE360, (S235), dolžine $e = 40 \text{ cm}$
- ✓ Enostranska prečna ojačitev (S235), Dim.: $298 \times 78 \times 10 \text{ mm}$, 1 kos na razdalji 20 cm

Kontrole:

$$t_{p.oj.} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow t_{p.oj.} = 10 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$$

$$b_{p.oj.} \geq (b/2) - t_w \rightarrow b_{p.oj.} = 78 \text{ mm} \geq (170/2) - 8 = 77 \text{ mm}$$

$$h_{p.oj.} = d \rightarrow h_{p.oj.} = 298 \text{ mm} = 298 \text{ mm}$$

Medsebojna razdalja med prečnimi ojačitvami (**20 cm**) mora biti manjša od $52 \cdot t_w - d/5$:

$$52 \cdot t_w - d/5 \rightarrow 52 \cdot 8 \text{ mm} - 298 \text{ mm}/5 = 356,4 \text{ mm} = 35,64 \text{ cm} \geq \mathbf{20 \text{ cm OK}}$$

– II etaža:**Podatki:**

- ✓ Strižni člen IPE360, (S235), dolžine $e = 40$ cm
- ✓ Enostranska prečna ojačitev (S235), Dim.: 298x78x10 mm, 1 kos na razdalji 20 cm

Kontrole:

$$t_{p.oj.} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow t_{p.oj.} = 10 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$$

$$b_{p.oj.} \geq (b/2) - t_w \rightarrow b_{p.oj.} = 78 \text{ mm} \geq (170/2) - 8 = 77 \text{ mm}$$

$$h_{p.oj.} = d \rightarrow h_{p.oj.} = 298 \text{ mm} = 298 \text{ mm}$$

Medsebojna razdalja med prečnimi ojačitvami (**20 cm**) mora biti manjša od $52 \cdot t_w - d/5$:

$$52 \cdot t_w - d/5 \rightarrow 52 \cdot 8 \text{ mm} - 298 \text{ mm}/5 = 356,4 \text{ mm} = 35,64 \text{ cm} \geq \mathbf{20 \text{ cm OK}}$$

– III etaža:**Podatki:**

- ✓ Strižni člen IPE330, (S235), dolžine $e = 40$ cm
- ✓ Enostranska prečna ojačitev (S235), Dimenzije: 271x74x10 mm, 1 kos na razdalji 20 cm

Kontrole:

$$t_{p.oj.} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow t_{p.oj.} = 10 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$$

$$b_{p.oj.} \geq (b/2) - t_w \rightarrow b_{p.oj.} = 74 \text{ mm} \geq (160/2) - 7,5 = 72,5 \text{ mm}$$

$$h_{p.oj.} = d \rightarrow h_{p.oj.} = 271 \text{ mm} = 271 \text{ mm}$$

Medsebojna razdalja med prečnimi ojačitvami (**20 cm**) mora biti manjša od $52 \cdot t_w - d/5$:

$$52 \cdot t_w - d/5 \rightarrow 52 \cdot 7,5 \text{ mm} - 271 \text{ mm}/5 = 335,8 \text{ mm} = 33,58 \text{ cm} \geq \mathbf{20 \text{ cm OK}}$$

– IV etaža:

Podatki:

- ✓ Strižni člen IPE270, (S235), dolžine $e = 40 \text{ cm}$
- ✓ Enostranska prečna ojačitev (S235), Dim.: 219x62x10 mm, 1 kos na razdalji 20 cm

Kontrole:

$$t_{p.oj.} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow t_{p.oj.} = 10 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$$

$$b_{p.oj.} \geq (b/2) - t_w \rightarrow b_{p.oj.} = 62 \text{ mm} \geq (135/2) - 6,6 = 60,9 \text{ mm}$$

$$h_{p.oj.} = d \rightarrow h_{p.oj.} = 219 \text{ mm} = 219 \text{ mm}$$

Medsebojna razdalja med prečnimi ojačitvami (**20 cm**) mora biti manjša od $52 \cdot t_w - d/5$:

$$52 \cdot t_w - d/5 \rightarrow 52 \cdot 6,6 \text{ mm} - 219\text{mm}/5 = 299,4 \text{ mm} = 29,94 \text{ cm} \geq \mathbf{20 \text{ cm OK}}$$

– V etaža:

Podatki:

- ✓ Strižni člen IPE-varjen, (S235), dolžine $e = 40 \text{ cm}$
- ✓ Enostranska prečna ojačitev (S235), Dim.: 165x38x10 mm, 1 kos na razdalji 20 cm

Kontrole:

$$t_{p.oj.} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow t_{p.oj.} = 10 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$$

$$b_{p.oj.} \geq (b/2) - t_w \rightarrow b_{p.oj.} = 38 \text{ mm} \geq (85/2) - 5 = 37,5 \text{ mm}$$

$$h_{p.oj.} = d \rightarrow h_{p.oj.} = 165 \text{ mm} = 165 \text{ mm}$$

Medsebojna razdalja med prečnimi ojačitvami (**20 cm**) mora biti manjša od $52 \cdot t_w - d/5$:

$$52 \cdot t_w - d/5 \rightarrow 52 \cdot 5 \text{ mm} - 165\text{mm}/5 = 227 \text{ mm} = 22,7 \text{ cm} \geq \mathbf{20 \text{ cm OK}}$$

8.4.4 Kontrola elementov, ki ne vsebujejo strižnih potresnih členov

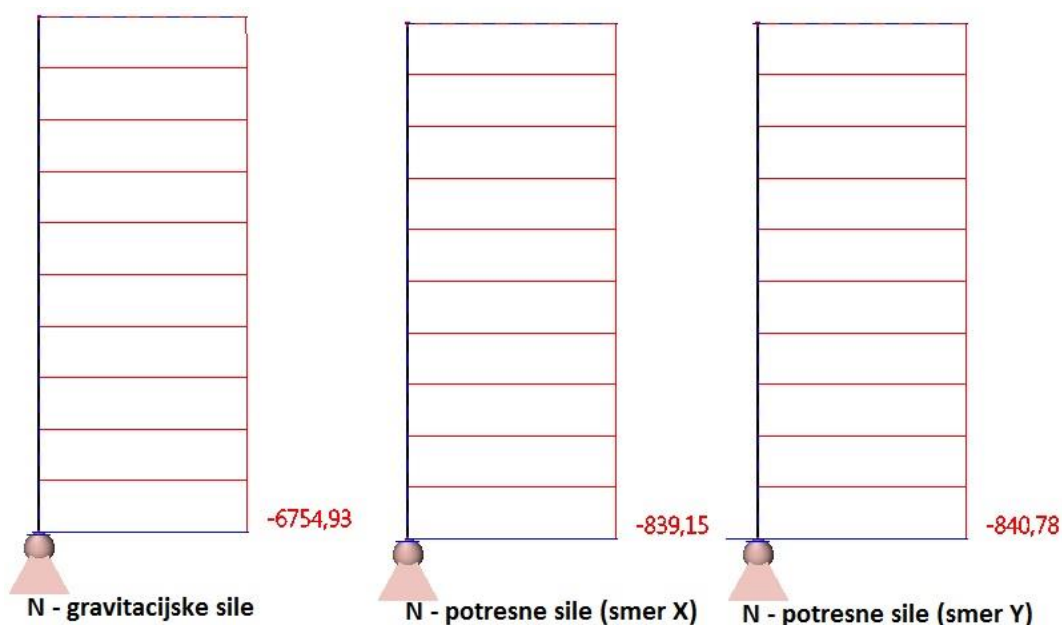
Elemente, ki ne vsebujejo potresnih členov (diagonale in stebri) je potrebno po standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.8.3 točka (1) kontrolirati glede na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije osne sile in upogibnih momentov:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}$$

Kjer so:

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	projektna osna odpornost elementa (stebra ali diagonale) v skladu s SIST EN 1993 ob upoštevanju interakcije z upogibnim momentom M_{Ed} in prečno silo V_{Ed} , izračunanima pri potresnem projektne stanju
$N_{Ed,G}$	tlačna sila v elementu zaradi nepotresnih vplivov, vključenih v potresno stanje
$N_{Ed,E}$	tlačna sila v elementu v potresnem projektne stanju
γ_{ov}	faktor dodatne nosilnosti (priporočljivo izbrati $\gamma_{ov} = 1,25$)
Ω_{min}	faktor izračunan pri strižnih členih ($\Omega_{min} = 1,56$)

8.4.4.1 Kontrola stebra



Slika 119: Grafi maksimalnih vrednosti osnih sil stebra za neseizmični in seizmični del

Najbolj neugodna osna obremenitev stebra pri projektne potresnem stanju:

$$N_{Ed,G} = 6754,93 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E,x} = 839,15 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E,y} = 840,78 \text{ kN}$$

Potres na stebre vpliva iz smeri X in smeri Y hkrati, zato to upoštevamo tako, da potresno obremenitev iz ene smeri upoštevamo v celoti iz druge smeri pa upoštevamo 30% vrednosti celotne potresne obremenitve.

Vodilni potres v prečni smeri $1,0 \cdot E_{Ed,x} + 0,3 \cdot E_{Ed,y}$:

$$N_{Ed,G} = 6754,93 \text{ kN} \quad \text{upoštevamo celotno obtežbo}$$

$$N_{Ed,E,x} = 839,15 \text{ kN} \quad \text{upoštevamo celotno obtežbo}$$

$$N_{Ed,E,y} = 840,78 \text{ kN} \quad \text{upoštevamo 30\% celotne obtežbe}$$

Skupna obremenitev:

$$\begin{aligned} N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E,x} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot 0,3 \cdot N_{Ed,E,y} &= \\ &= 6754,93 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 839,15 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 252,23 \text{ kN} \\ &= \mathbf{9095,94 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Po standardu SIST EN 1993 je potrebno izračunati projektno tlačno odpornost križnih stebrov 2xHEA700. Zaradi ekscentričnih povezji so stebri in diagonale obremenjene samo z osno silo, zato stabilnost kontroliramo po standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.1. Kontrola je izvedena »peš« s programom MS Excel (glej sliko 120)

Redukcijski faktor za uklon: SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.1			
Uklon okoli osi y(z):			
Relativna vitkost $\lambda = L_{u,y} / i_y * \lambda_1 =$			0,31
$L_{u,y} = L_{u,z} =$	495	cm	
$\lambda_1 = 93,9 * \epsilon =$	76,059	$\lambda_T =$	0,72
ϵ	0,81	Zaradi torzijskega in upogibno-torzijskega uklona	
α	0,34		
$\phi =$	0,567		0,851
$\chi =$	0,960	(enak tudi za smer z)	0,770
Upoštevanje vitkosti $\lambda_T = 0,7$ zaradi torzijskega in upogibno-torzijskega uklona			
KONTROLA	$N_{ed} \leq \chi_T * A * f_y / \gamma_T$	9095,94	\leq 14254
		0,64	\leq 1

Slika 120: Kontrola nosilnosti križnega stebra na upogibno-torzijski uklon (vodilni X)

Vodilni potres v vzdolžni smeri $1,0 \cdot E_{Ed,y} + 0,3 \cdot E_{Ed,x}$:

$$N_{Ed,G} = 6754,93 \text{ kN} \quad \text{upoštevamo celotno obtežbo}$$

$$N_{Ed,E,x} = 839,15 \text{ kN} \quad \text{upoštevamo 30\% celotne obtežbe}$$

$$N_{Ed,E,y} = 840,78 \text{ kN} \quad \text{upoštevamo celotno obtežbo}$$

Skupna obremenitev:

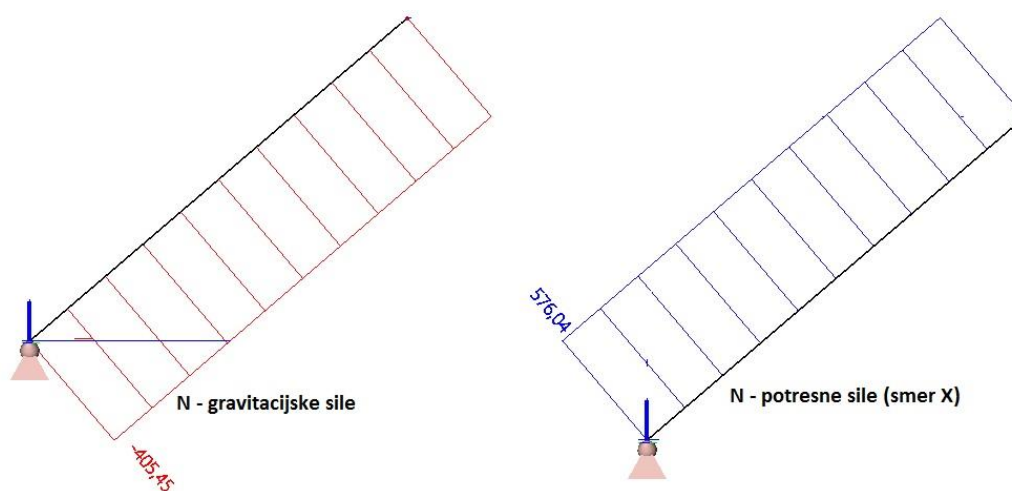
$$\begin{aligned} N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E,y} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot 0,3 \cdot N_{Ed,E,x} &= \\ &= 6754,93 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 840,78 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 251,75 \text{ kN} \\ &= \mathbf{9098,40 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Kontrola je izvedena »peš« po standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.1 s programom MS Excel (glej sliko 121).

Redukcijski faktor za uklon: SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.1			
Uklon okoli osi y(z):			
Relativna vitkost $\lambda = L_{u,y} / i_y * \lambda_1 =$ 0,31			
$L_{u,y} = L_{u,z} =$	495	cm	
	$\lambda_1 = 93,9 * \epsilon =$	76,059	$\lambda_{Tz} =$ 0,72
ϵ	0,81	Zaradi torzijskega in upogibno-torzijskega uklona	
α	0,34		
$\phi =$	0,567		0,851
$\chi =$	0,960	(enak tudi za smer z)	0,770
Upoštevanje vitkosti $\lambda_T = 0,7$ zaradi torzijskega in upogibno-torzijskega uklona			
KONTROLA	$N_{ed} \leq \chi_T * A * f_y / \gamma_T$	9098,4	\leq 14254
		0,64	\leq 1

Slika 121: Kontrola nosilnosti križnega stebra na upogibno-torzijski uklon (vodilni y)

8.4.4.2 Kontrola diagonale



Slika 122: Grafi maksimalnih vrednosti osnih sil diagonal za neseizmični in seizmični del
 Najbolj neugodna osna obremenitev diagonale pri projektne potresnem stanju:

$$N_{Ed,G} = 405,45 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E,x} = 576,04 \text{ kN}$$

Najbolj neugodno na diagonalo vpliva potres iz smeri X, zato bomo kontrolirali samo to kombinacijo po standardu SIST EN 1998-1:2005 poglavje 6.8.3 točka (1).

Vodilni potres v prečni smeri (smer X) vključno z gravitacijskim silam:

$$N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E,x} = 405,45 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 576,04 \text{ kN} \\ = \mathbf{1641,06 \text{ kN}}$$

$$N_{Rd} = 1863,62 \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 1641,06 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Po standardu SIST EN 1993 je potrebno izračunati projektno osno odpornost diagonal MSH300x300x7.1. Zaradi ekscentričnih povezji so stebri in diagonale obremenjene samo z osno silo, zato stabilnost kontroliramo po standardu SIST EN 1993-1-1:2005 poglavje 6.3.1. Kontrola je izvedena »peš« s programom MS Excel (glej sliko 113)

8.4.5 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 v standardu SIST EN 1998-1:2006 poglavje 4.4.3.2 točka (1):

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h_i$$

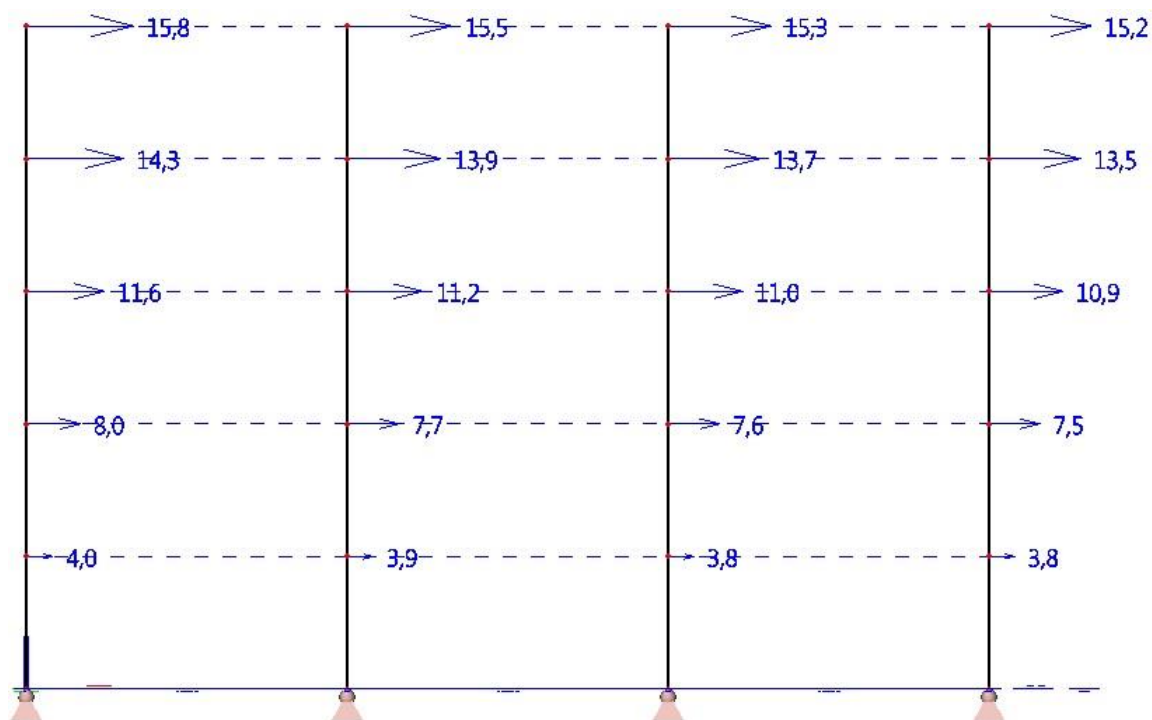
Kjer so:

d_r	projektni etažni pomik
v	redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb (priporočena vrednost $v = 0,5$)
h_i	etažna višina

Kontrola etažnih pomikov v smer X:

Največje pomike v smeri x pri projektne potresnem stanju v prečni smeri ima okvir A-A (glej sliko 123), zato vrednosti teh pomikov kontroliramo v nadaljevanju.

- kontrola projektne etažnega pomika za etažo I:



Slika 123: Največji etažni pomiki prečnega okvirja

Podatki:

✓ $h_I = 4,95 \text{ m}$

✓ $v = 0,5$

✓ $d_{r,I} = u_{x,I} \cdot q = \frac{4,0+3,9+3,8+3,8}{4} \cdot 6,0 = 3,875 \cdot 6,0 = 23,25 \text{ mm}/1000 = 0,0232 \text{ m}$

Kjer so:

$u_{x,I}$ povprečna vrednost pomika I etaže

q faktor obnašanja (poglavje 8.2.1)

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

$$0,0232 \text{ m} \cdot 0,5 \leq 0,0075 \cdot 4,95 \text{ m}$$

$$0,0116 \text{ m} \leq 0,0371 \text{ OK}$$

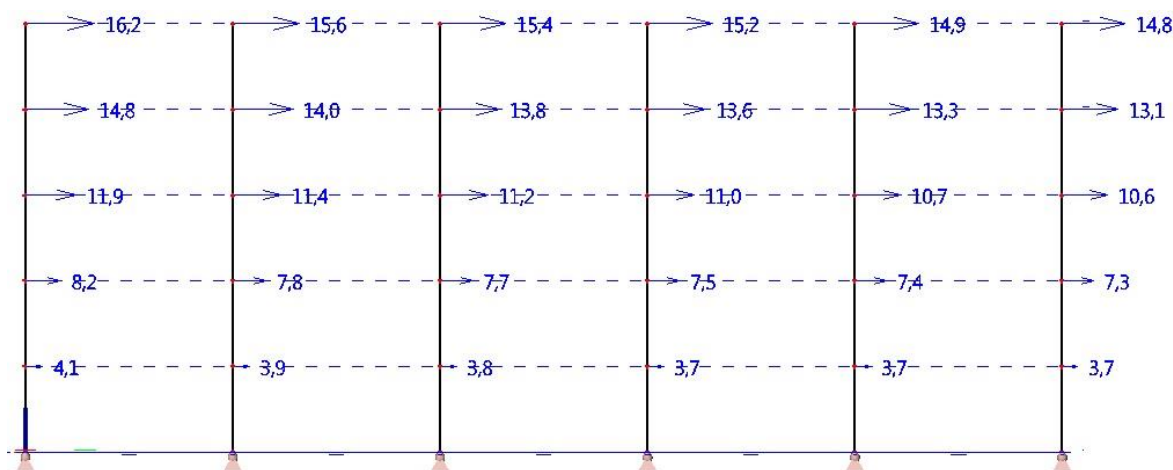
– kontrole projektnih etažnih pomikov za etažo II,III;IV in V prikazano v MS Excel tabeli:

Kontrola etažnih pomikov v smeri X:						
Etaža	Višina etaže (m)	u_x (m)	d_r (m)	$d_r * v$ (m)	$0,0075 * h_i$	Kontrola
V	4,95	0,0090	0,0537	0,0269	0,0371	OK
IV	4,95	0,0065	0,0390	0,0195	0,0371	OK
III	4,95	0,0074	0,0441	0,0221	0,0371	OK
II	4,95	0,0038	0,0230	0,0115	0,0371	OK
I	4,95	0,0039	0,0233	0,0116	0,0371	OK

Slika 124: Excel izračun kontrole etažnih pomikov prečnega okvirja

Kontrola etažnih pomikov v smeri Y:

Največje pomike v smeri y pri projektnem potresnem stanju v vzdolžni smeri ima okvir 4-4 (glej sliko 125), zato vrednosti teh pomikov kontroliramo v nadaljevanju.



Slika 125: Največji etažni pomiki vzdolžnega okvirja

- kontrola projektnega etažnega pomika za etažo I

Podatki:

$$\checkmark h_I = 4,95 \text{ m}$$

$$\checkmark v = 0,5$$

$$\checkmark d_{r,I} = u_{y,I} \cdot q = \frac{4,1+3,9+3,8+3,7+3,7+3,7}{6} \cdot 6,0 = 3,82 \cdot 6,0 = 22,90 \text{ mm}/1000 = 0,0229 \text{ m}$$

Kjer so:

$u_{y,I}$ povprečna vrednost pomika I etaže

q faktor obnašanja (poglavje 8.2.1)

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

$$0,0229 \text{ m} \cdot 0,5 \leq 0,0075 \cdot 4,95 \text{ m}$$

$$0,0115 \text{ m} \leq 0,0371 \text{ m} \quad \mathbf{OK}$$

- kontrole projektnih etažnih pomikov za etažo II,III,IV in V prikazano v MS Excel tabeli:

Kontrola etažnih pomikov v smeri y:						
Etaža	Višina etaže (m)	u_y (m)	d_r (m)	$d_r \cdot v$ (m)	$0,0075 \cdot h_i$	Kontrola
V	4,95	0,0089	0,0577	0,0289	0,0371	OK
IV	4,95	0,0065	0,0420	0,0210	0,0371	OK
III	4,95	0,0073	0,0474	0,0237	0,0371	OK
II	4,95	0,0038	0,0249	0,0125	0,0371	OK
I	4,95	0,0038	0,0248	0,0124	0,0371	OK

Slika 126: Excel izračun kontrole etažnih pomikov vzdolžnega okvirja

9. ANALIZA SPOJEV

9.1 Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700

Ta spoj je dimenzioniran kot polno nosilni spoj glede na prečko HEA600. V nadaljevanju je prikazan postopek dimenzioniranja in kontrole obravnavanega spoja.

9.1.1 Zasnova spoja in podatki

Vijaki M36, kvalitete 10.9

- premer vijaka $d = 36 \text{ mm}$
- premer luknje $d_0 = d + 3 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$
- natezna trdnost vijaka $f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$

Dimenzije čelne pločevine (S355)

- debelina čelne pločevine $t_{cp} = 36 \text{ mm}$
- širina čelne pločevine $b_{cp} = 300 \text{ mm}$
- dolžina čelne pločevine $l_{cp} = 870 \text{ mm}$

Dimenzije prečne ojačitve stojine stebra 2xHEA700 (S355)

- debelina prečne ojačitve $t_{po} = 18 \text{ mm}$
- širina prečne ojačitve $b_{po} = 311 \text{ mm}$
- dolžina prečne ojačitve $l_{po} = 311 \text{ mm}$

Dimenzije vute primarnega nosilca HEA600 (S355)

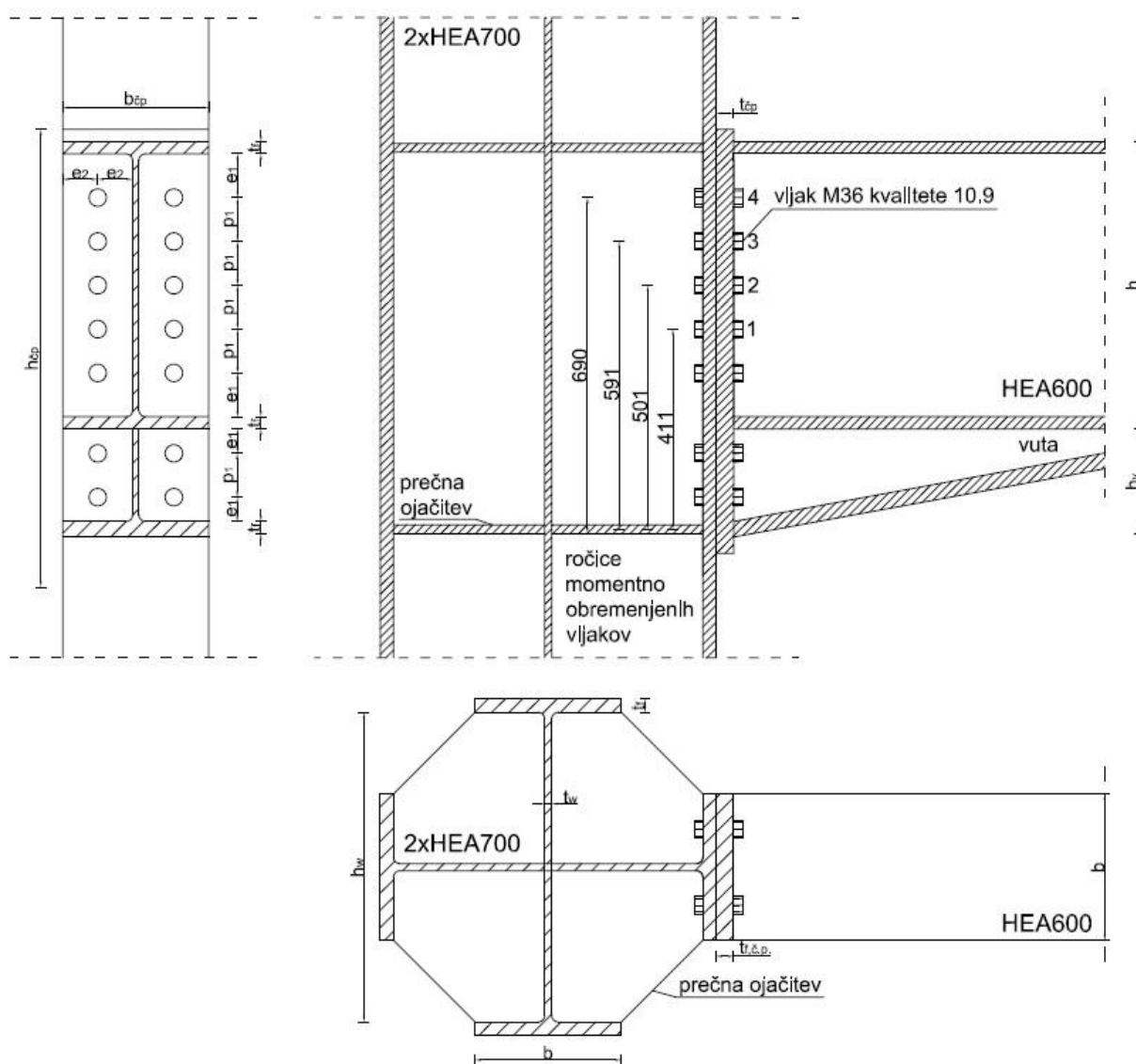
- debelina pasnice vute $t_f^{vuta} = 32 \text{ mm}$
- debelina stojine vute $t_w^{vuta} = 13 \text{ mm}$
- širina vute $b^{vuta} = 300 \text{ mm}$
- višina vute $h^{vuta} = 222 \text{ mm}$

Primarni nosilec HEA600 (S355)

- debelina pasnice $t_f = 25 \text{ mm}$
- debelina stojine $t_w = 13 \text{ mm}$
- višina nosilca $h = 590 \text{ mm}$
- širina nosilca $b = 300 \text{ mm}$

Križni steber 2xHEA700 (S355)

- debelina pasnice $t_f = 27 \text{ mm}$
- debelina stojine $t_w = 14,5 \text{ mm}$
- višina nosilca $h = 690 \text{ mm}$
- širina nosilca $b = 300 \text{ mm}$

Zasnova spoja

Slika 127: Zasnova momentnega spoja med prečko HEA600 in križnim stebrom 2xHEA700

Število in razporeditev vijakov

Razmaki med vijaki:

$$e_{1,min}^{HEA600} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 39 \text{ mm} = 46,8 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_1^{HEA600} = 90 \text{ mm}$$

$$e_{1,min}^{vuta} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 39 \text{ mm} = 46,8 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_1^{vuta} = 50 \text{ mm}$$

$$e_{2,min} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 39 \text{ mm} = 46,8 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_2 = 71,75 \text{ mm}$$

$$p_{1,min} = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 39 \text{ mm} = 85,8 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } p_1 = 90 \text{ mm}$$

Ročice vijakov obremenjenih z momentom:

$$r_1 = 411 \text{ mm} = 41,1 \text{ cm}$$

$$r_2 = 501 \text{ mm} = 50,1 \text{ cm}$$

$$r_3 = 591 \text{ mm} = 59,1 \text{ cm}$$

$$r_4 = r_{max} = 681 \text{ mm} = 68,1 \text{ cm}$$

9.1.2 Obremenitev spoja

Spoj prečka – steber je dimenzioniran kot polnosilni spoj glede na primarni nosilec HEA600. Zato so merodajne obremenitve spoja, plastična upogibna in strižna nosilnost primarnega nosilca HEA600 (S355).

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}^{HEA600} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5350 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 189925 \text{ kNcm} = 1899,25 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{92,75 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 1901 \text{ kN}$$

9.1.3 Kontrola nosilnosti spoja

Prestrig vijaka skozi steblo – strižna nosilnost za eno strižno ravnino:

Za odpornost spoja na prečno silo V_{Ed} skrbijo spodnje tri vrste vijakov. Strižna nosilnost za eno strižno ravnino je:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8,17 \text{ cm}^2}{1,25} = 326,8 \text{ kN} \rightarrow \text{odpornost 1 vijaka}$$

$$F_{v,Rd} = 326,8 \text{ kN/vijak} \geq F_{v,Ed} = \frac{1901 \text{ kN}}{6 \text{ vijakov}} = 316,8 \text{ kN/vijak}$$

Kjer so:

$F_{v,Rd}$ projektna strižna nosilnost vijaka M36, kvalitete 10.9

$F_{v,Ed} = V_{pl,Rd}$ strižna obremenitev enega vijaka

$n = 6$ število vijakov, ki prenašajo strižno obremenitev

Natezna nosilnost vijaka:

Za odpornost spoja na moment M_{Ed} , ki povzroča natezno silo skrbijo zgornje štiri vrste vijakov. Natezna nosilnost vijaka je:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8,17 \text{ cm}^2}{1,25} = 588,2 \text{ kN} \rightarrow \text{odpornost 1 vijaka}$$

$$F_{t,Rd} = 588,2 \text{ kN/vijak} \geq F_{t,Ed} = 524,5 \text{ kN/vijak}$$

Kjer so:

$F_{t,Rd}$ projektna natezna nosilnost vijaka M36, kvalitete 10.9

$F_{t,Ed}$ maksimalna natezna obremenitev vijaka

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{max}}{2} = \frac{1049 \text{ kN}}{2} = 524,5 \text{ kN}$$

$$F_{max} = \frac{M_{Ed} \cdot r_{max}}{\sum r_i^2} = \frac{189925 \text{ kNcm} \cdot 68,1 \text{ cm}}{68,1^2 + 59,1^2 + 50,1^2 + 41,1^2} = 1049 \text{ kN}$$

Kjer so:

F_{max} maksimalna natezna obremenitev vrste vijakov

$F_{t,Ed}$ maksimalna natezna obremenitev vijaka

r_{max} najdaljša ročica (glej poglavje 9.1.1)

$\sum r_i^2$ vsota kvadratov ročic (za vrednosti glej poglavje 9.1.1)

$M_{Ed} = M_{pl,Rd}$ momentna obremenitev spoja

Kontrola interakcije strig – upogib:

Kontrole ni potrebno izvesti, saj so vijaki ločeni glede na strižno in upogibno obremenitev spoja.

Nosilnost vijaka na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,43 \cdot 49 \cdot 3,6 \cdot 2,7}{1,25} = 409,6 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 316,8 \text{ kN}$$

Kjer so:

$$k_1 = 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{71,75 \text{ mm}}{39 \text{ mm}} - 1,7 = 3,45 \leq 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(0,43; \frac{100}{49}; 1,0\right) = 0,43$$

$$\alpha_d = \frac{\min(e_1^{HEA600}; e_1^{vuta})}{3 \cdot d_0} = \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 39 \text{ mm}} = 0,43$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{90 \text{ mm}}{3 \cdot 39 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 0,52$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2 (\text{S355})$$

$$d = 36 \text{ mm} = 3,6 \text{ cm} (\text{M36})$$

$$t = \min(t_{cp}; t_f^{HEA700}) = \min(36 \text{ mm}; 27 \text{ mm}) = 27 \text{ mm} = 2,7 \text{ cm}$$

Kontrola odpornosti proti preboju pločevine:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,9 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot \pi \cdot 6,262 \cdot 2,7 \cdot 49}{1,25} = 1873,9 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 524,5 \text{ kN}$$

Kjer so:

$$d_m = 62,62 \text{ mm} = 6,262 \text{ cm}$$

$$t_p = t_f^{HEA700} = 27 \text{ mm} = 2,7 \text{ cm}$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2 (\text{S355})$$

Kontrola stojine stebra v strigu:

$$V_{Ed} = F_{c,Ed} = 3364,2 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = h_w^{HEA700} \cdot t_w^{HEA700} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$3364,2 \text{ kN} \leq 63,6 \text{ cm} \cdot 1,45 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 3393,3 \text{ kN}$$

$$\frac{h_w^{HEA700}}{t_w^{HEA700}} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \rightarrow \frac{63,6 \text{ cm}}{1,45 \text{ cm}} \leq 72 \cdot \frac{0,81}{1,2} = 48,6 \rightarrow \text{Kompaktna stojina}$$

Stojina stebra prenese strižno obremenitev in je kompaktna.

Kontrola pasnice stebra v upogibu:

Zagotoviti moramo togo obnašanje stebra z zadostno debelino pasnice, zato kontroliramo pogoj:

$$t_f^{HEA700} = 27 \text{ mm} \geq 0,5 \cdot t_{\check{c}p} = 0,5 \cdot 36 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

Ni potrebno namestiti podložne pločevine saj je pasnica stebra sama po sebi dovolj toga.

Kontrola vnosa koncentrirane tlačne sile v steber:

$$F_{c,Ed} = F_{max} \cdot \frac{\sum r_i}{r_{max}} = 1049 \text{ kN} \cdot \frac{68,1 + 59,1 + 50,1 + 41,1}{68,1} = 3364,2 \text{ kN}$$

Sila $F_{c,Ed}$, ki tlačno obremenjuje stojino steber je prevelika, da jo ta sam prenese, zato namestimo v teh predelih prečne ojačitve. Vrednost sile, ki jo prenese sodelujoči del stojine stebra je:

$$N_{Rd, stojine} = b_s \cdot t_w^{HEA700} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 30 \text{ cm} \cdot 1,45 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 1544,25 \text{ kN}$$

Obremenitev, ki jo moramo prenesti z prečnim ojačitevami:

$$N_{Ed} = F_{c,Ed} - N_{Rd, stojine} = 3364,2 \text{ kN} - 1544,3 \text{ kN} = 1819,9 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje prečne ojačitve:

$$h_{po} = \frac{h_w^{HEA700} - t_w^{HEA700}}{2} = \frac{63,6 \text{ cm} - 1,45 \text{ cm}}{2} = 31,08 \text{ cm} = 310,8 \text{ mm}$$

$$b_{po} = h_{po} = 31,08 \text{ cm} = 310,8 \text{ mm}$$

$$t_{po} \geq \frac{N_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0} \cdot b_s} = \frac{1819,9 \text{ kN}}{35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}} = 1,71 \text{ cm} \rightarrow \text{izberemo } t_{po} = 1,8 \text{ cm} = 18 \text{ mm}$$

Kontrola vnosa koncentrirane tlačne sile v pasnico vute:

$$F_{c,Ed} = F_{max} \cdot \frac{\sum r_i}{r_{max}} = 1049 \text{ kN} \cdot \frac{68,1 + 59,1 + 50,1 + 41,1}{68,1} = 3364,2 \text{ kN}$$

Vrednost sile, ki jo prenese pasnica vute:

$$N_{Rd,pasnice}^{vuta} = b \cdot t_f^{vuta} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 30 \text{ cm} \cdot 3,2 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 3408 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,pasnice}^{vuta} = 3408 \text{ kN} \geq F_{c,Ed} = 3364,2 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti zvarov med čelno pločevino in primarnim nosilcem HEA600:

Za spoj čelna pločevina primarni nosilec HEA600 so predpisani polnopenetrirani čelni zvari.

9.2 Členkasti spoj med sekundarnim nosilcem IPE400 in primarnim nosilcem HEA600

9.2.1 Zasnova spoja in podatki

Vijaki M24, kvalitete 8.8

- premer vijaka $d = 24 \text{ mm}$
- premer luknje $d_0 = 26 \text{ mm}$
- natezna trdnost vijaka $f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$

Dimenzije vezne pločevine (S355)

- debelina vezne pločevine $t_{vp} = 8 \text{ mm}$
- širina vezne pločevine $b_{vp} = 105 \text{ mm}$
- dolžina vezne pločevine $l_{vp} = 310 \text{ mm}$

Dimenzije ojačitvene pločevine stojine sekundarnega nosilca IPE400 (S235)

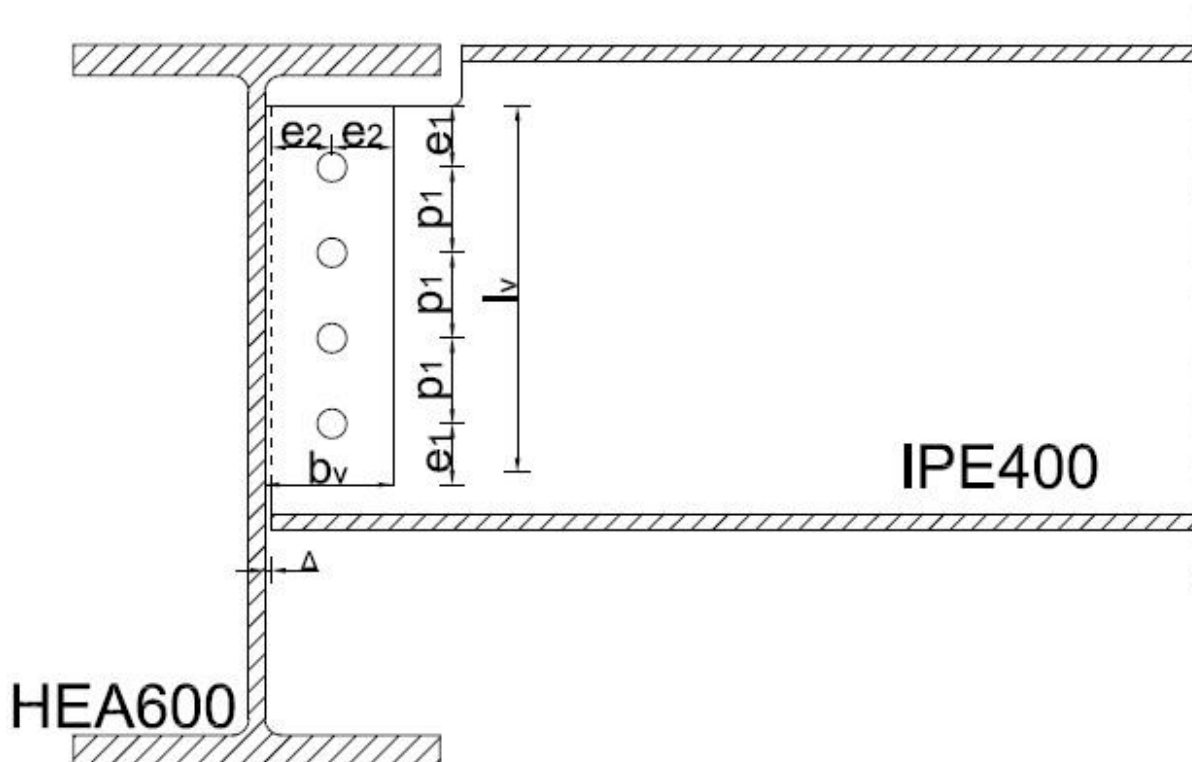
- debelina podložne pločevine $t_{oj} = 4 \text{ mm}$
- širina podložne pločevine $b_{oj} = 170 \text{ mm}$
- dolžina podložne pločevine $l_{oj} = 331 \text{ mm}$

Primarni nosilec HEA600 (S355)

- debelina pasnice $t_f = 25 \text{ mm}$
- debelina stojine $t_w = 13 \text{ mm}$
- višina nosilca $h = 590 \text{ mm}$
- širina nosilca $b = 300 \text{ mm}$

Sekundarni nosilec IPE400 (S235)

- debelina pasnice $t_f = 13,5 \text{ mm}$
- debelina stojine $t_w = 8,6 \text{ mm}$
- višina nosilca $h = 400 \text{ mm}$
- širina nosilca $b = 180 \text{ mm}$

Zasnova spoja

Slika 128: Zasnova členkastega spoja med sekundarnim nosilcem IPE400 in prečko HEA600

Kontrola razdalje Δ med primarnim HEA600 in sekundarnim IPE400 nosilcem

Zaradi členkastega spoja med nosilcema pride do zasuka sekundarnega nosilca v območju spoja. Zaradi zasuka lahko pride do stika med nosilcema, zato je potrebno izbrati zadostno razdaljo Δ . Na podlagi maksimalnega zasuka (ϕ_{max}^{SCIA}) sekundarnega nosilca, ki ga izračuna SCIA Enginner 14 in višine sekundarnega nosilca IPE400 lahko izračunamo minimalno razdaljo Δ , ki prepreči stik nosilcev.

Deformations on memberLinear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Combinations : MSNkoncno

Case	Member	dx [m]	ux [cm]	uy [cm]	uz [cm]	fix [mrad]	fiy [mrad]	fiz [mrad]
MSNkoncno/2	B2	0,000	-0,3	0,0	0,0	0,0	13,1	0,0
MSNkoncno/2	B2	12,000	0,3	0,0	0,0	0,0	-13,1	0,0

Slika 129: Maksimalni zasuki sekundarnega nosilca (SCIA)

$$\phi_{max}^{SCIA} = 13,1 \text{ mrad} = 0,0131 \text{ rad} \rightarrow \phi = \frac{180^\circ}{\pi} \cdot 0,0131 \text{ rad} = 0,75^\circ$$

$$\tan \phi = \frac{\Delta}{h^{IPE400}/2} \rightarrow \Delta = \tan \phi \cdot h^{IPE400}/2 = \tan 0,75^\circ \cdot 40 \text{ cm}/2 = 0,26 \text{ cm}$$

Izbrana je razdalja $\Delta = 5 \text{ mm} \geq 2,6 \text{ mm}$ **Število in razporeditev vijakov**Razmaki med vijaki:

$$e_{1,min} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 26 \text{ mm} = 31,2 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_{2,min} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 26 \text{ mm} = 31,2 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_{1,min} = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 26 \text{ mm} = 57,2 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } p_1 = 70 \text{ mm}$$

Določitev višine in širine vezne pločevine na podlagi razmakov vijakov:

$$h_{vp} = 2 \cdot e_1 + 3 \cdot p_1 = 2 \cdot 50 \text{ mm} + 3 \cdot 70 \text{ mm} = 310 \text{ mm}$$

$$b_{vp} = 2 \cdot e_2 = 2 \cdot 50 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

9.2.2 Obremenitev spoja

Spoj sekundarni nosilec – primarni nosilec je dimenzioniran na največjo vrednost reakcije v smeri z za sekundarni nosilec IPE400 (glej sliko 130).

$$V_{Ed,max} = 272,69 \text{ kN}$$

Reactions

Linear calculation, Extreme : Global

Selection : All

Combinations : MSNkoncno

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn6/N1	MSNkoncno/1	0,00	0,00	272,69	0,00	0,00	0,00
Sn1/N8	MSNkoncno/1	0,00	0,00	272,69	0,00	0,00	0,00
Sn4/N5	MSNkoncno/1	0,00	0,00	272,69	0,00	0,00	0,00
Sn3/N12	MSNkoncno/1	0,00	0,00	272,69	0,00	0,00	0,00
Sn2/N10	MSNkoncno/1	0,00	0,00	172,69	0,00	0,00	0,00

Slika 130: Vrednosti globalnih reakcij sekundarnega nosilca IPE400 (SCIA)

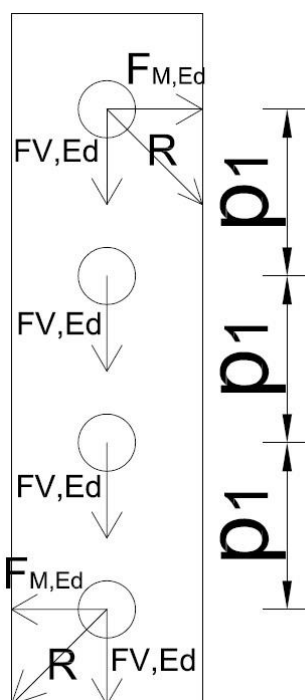
Moment zaradi ekscentričnosti:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot e = V_{Ed} \cdot (\Delta + e_2) = 272,69 \text{ kN} \cdot (0,5 \text{ cm} + 5 \text{ cm}) = 1499,80 \text{ kNcm}$$

$$F_{M,Ed} = \frac{M_{Ed}}{3 \cdot p_1} = \frac{1499,80 \text{ kNcm}}{3 \cdot 7 \text{ cm}} = 71,42 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{272,69 \text{ kN}}{4} = 68,17 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{F_{M,Ed}^2 + F_{V,Ed}^2} = \sqrt{71,42 \text{ kN}^2 + 68,17 \text{ kN}^2} = 98,73 \text{ kN}$$



Slika 131: Razdelitev obtežbe na vijake

9.2.3 Kontrola nosilnosti spoja

Prestrig vijaka skozi steblo – strižna nosilnost za eno strižno ravnino:

Za odpornost spoja na strižno silo skrbijo štiri vijaki. Strižna nosilnost za eno strižno ravnino je:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2}{1,25} = 135,6 \text{ kN} \rightarrow \text{odpornost 1 vijaka}$$

$$F_{v,Rd} = 135,6 \text{ kN/vijak} \geq \max(F_{M,Ed}; F_{V,Ed}; R) = 98,73 \text{ kN/vijak}$$

Kjer so:

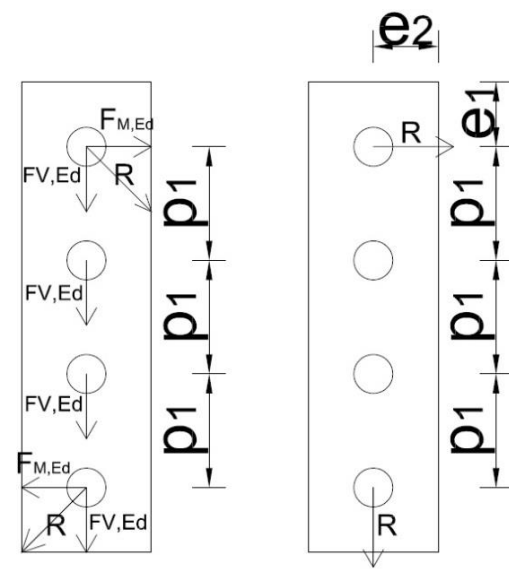
$F_{v,Rd}$ projektna strižna nosilnost vijaka M24, kvalitete 8.8

$F_{v,Ed} = R$ maksimalna strižna obremenitev enega vijaka

$F_{M,Ed}$ strižna obremenitev vijaka zaradi momenta

$F_{V,Ed}$ strižna obremenitev vijaka zaradi prečne sile V_{Ed}

R rezultanta strižnih obremenitev $F_{M,Ed}; F_{V,Ed}$

Nosilnost vijaka na bočni pritisk:


Slika 132: Smer delovanja rezultante sil R

 – Nosilnost zgornjega vijaka na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,1 \cdot 0,64 \cdot 49 \cdot 2,4 \cdot 0,8}{1,25} = 101,15 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 98,73 \text{ kN}$$

Kjer so:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,7; 2,1; 2,5) = 2,1$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(0,64; \frac{80}{36}; 1,0\right) = 0,64$$

$$\alpha_d = \frac{e_2}{3 \cdot d_0} = \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 26 \text{ mm}} = 0,64$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2 (\text{S355})$$

$$d = 24 \text{ mm} = 2,4 \text{ cm} (\text{M24})$$

$$t = \min(t_{vp}; t_w^{IPE400} + t_{oj}) = \min(8 \text{ mm}; 8,6 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) = 8 \text{ mm} = 0,8 \text{ cm}$$

Pri kontroli bočnega pritiska in upogibni nosilnosti nam težavo dela stojina sekundarnega nosilca IPE400, zato je na vsaki strani stojine v območju spoja privarjena pločevina debeline 4 mm.

$$R = 98,73 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 101,15 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 135,6 \text{ kN} \rightarrow \text{duktilno obnašanje spoja}$$

– Nosilnost spodnjega vijaka na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,64 \cdot 49 \cdot 2,4 \cdot 1,2}{1,25} = 120,42 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 98,73 \text{ kN}$$

Kjer so:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; ; 2,5\right) = \min(3,7; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(0,64; \frac{100}{36}; 1,0\right) = 0,64$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{50 \text{ mm}}{3 \cdot 26 \text{ mm}} = 0,64 \quad \alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70 \text{ mm}}{3 \cdot 26 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 0,65$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2 (\text{S355})$$

$$d = 24 \text{ mm} = 3,6 \text{ cm} (\text{M24})$$

$$t = \min(t_{vp}; t_w^{IPE400} + t_{oj}) = \min(12 \text{ mm}; 8,6 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

Pri kontroli bočnega pritiska in upogibni nosilnosti nam težavo dela stojina sekundarnega nosilca IPE400, zato je na vsaki strani stojine v območju spoja privarjena pločevina debeline 4 mm.

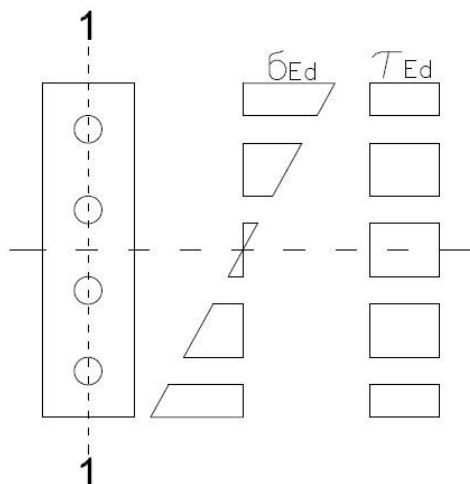
$$R = 98,73 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 120,42 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 135,6 \text{ kN} \rightarrow \text{duktilno obnašanje spoja}$$

Kontrola strižne nosilnosti vezne pločevine (neto prerez 1-1):

$$A_v = (h_{vp} - n \cdot d_0) \cdot t_{vp} = (31 \text{ cm} - 4 \cdot 2,6 \text{ cm}) \cdot 0,8 \text{ cm} = 16,48 \text{ cm}^2$$

$$V_{vp,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 16,48 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 337,77 \text{ kN}$$

$$V_{vp,Rd} = 337,77 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 272,69 \text{ kN}$$

Kontrola interakcije strig – upogib za vezno pločevino (neto prerez 1-1):

Slika 133: Prerez vezne pločevine na mestu oslabitve

$$I_y = \frac{h_{vp}^3 \cdot t_{vp}}{12} - n \cdot \left(\frac{d_0^3 \cdot t_{vp}}{12} \right) - d_0 \cdot t_{vp} \cdot \left(2 \cdot \left(\frac{p_1}{2} \right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{3 \cdot p_1}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_y = \frac{31^3 \cdot 0,8}{12} - 4 \cdot \left(\frac{2,6^3 \cdot 0,8}{12} \right) - 2,6 \cdot 0,8 \cdot \left(2 \cdot \left(\frac{7}{2} \right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{3 \cdot 7}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_y = 1471,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot h_{vp}}{2 \cdot I_y} = \frac{1499,80 \text{ kNcm} \cdot 31 \text{ cm}}{2 \cdot 1471,78 \text{ cm}^4} = 15,80 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_v} = \frac{272,69 \text{ kN}}{24,72 \text{ cm}^2} = 11,03 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola pogoja tečenja:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + \tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$\sqrt{15,80^2 + 11,03^2} = 19,27 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 20,5 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola zvara med primarnim nosilcem HEA600 in vezno pločevino:

Izbran polnonosilni kotni zvar med primarnim nosilcem HEA600 in vezno pločevino:

$$a = 0,58 \cdot t_{vp} = 0,58 \cdot 8 \text{ mm} = 4,64 \text{ mm} \rightarrow \text{izbrano } a = 6 \text{ mm}$$

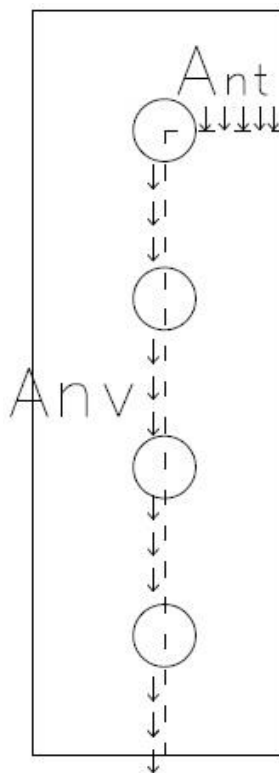
$$l_{zv} = h_{vp} = 310 \text{ mm}$$

$$A_{zv} = a \cdot l_{zv} = 6 \text{ mm} \cdot 310 \text{ mm} = 1860 \text{ mm}^2 = 18,6 \text{ cm}^2$$

$$v_{II} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot A_{zv}} = \frac{272,69 \text{ kN}}{2 \cdot 18,6 \text{ cm}^2} = 7,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{49 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 25,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = 25,15 \text{ kN/cm}^2 \geq v_{II} = 7,33 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola strižnega iztrga vijakov iz vezne pločevine:

Slika 134: Strižni iztrg vijakov

$$A_{nt} = (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t_{vp} = (5\text{cm} - 0,5 \cdot 2,6\text{cm}) \cdot 0,8\text{cm} = 2,96\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = (3 \cdot p_1 + e_1 - 3,5 \cdot d_0) \cdot t_{vp} = (3 \cdot 7\text{cm} + 5\text{cm} - 3,5 \cdot 2,6\text{cm}) \cdot 0,8\text{cm} = 13,52\text{cm}^2$$

Kjer sta:

A_{nt} neto prerez pločevine v nategu

A_{nv} neto prerez pločevine v strigu

$$V_{eff,Rd} = 0,5 \cdot A_{nt} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$V_{eff,Rd} = 0,5 \cdot 2,96\text{cm}^2 \cdot \frac{49\text{ kN/cm}^2}{1,25} + 13,52\text{cm}^2 \cdot \frac{35,5\text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 335,12\text{ kN}$$

$$V_{eff,Rd} = 335,12\text{ kN} \geq V_{Ed} = 272,69\text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti sekundarnega nosilca IPE400 (S235):

– Strižna nosilnost sekundarnega nosilca IPE400 (prerez 1-1)

$$A_v = (h_w - (5,0\text{ cm} - t_f)) \cdot (t_w + t_{oj})$$

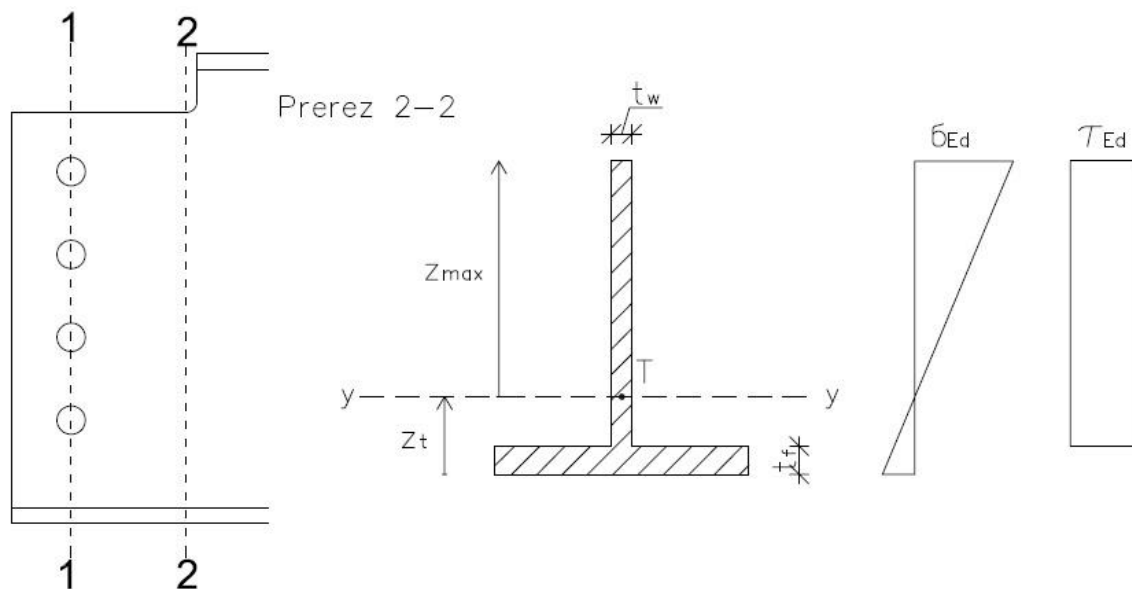
$$A_v = (33,1\text{ cm} - (5,0\text{ cm} - 1,35\text{ cm})) \cdot (0,86\text{ cm} + 0,8\text{ cm}) = 48,89\text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 48,89\text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5\text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 663,33\text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 663,33\text{ kN} \geq V_{Ed} = 272,69\text{ kN}$$

– Upogibna nosilnost sekundarnega nosilca IPE400

Pri prerezu 1-1 upogibna nosilnost ni merodajna, saj je nosilnost večja ali enaka nosilnosti vezne pločevine. Moramo pa preveriti upogibno nosilnost pri prerezu 2-2.



Slika 135: Prerez sekundarnega nosilca IPE400 na mestu oslabitve

$$z_t = \frac{\frac{b \cdot t_f^2}{2} + (h_w - 5 \text{ cm} + t_f) \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w - 5 \text{ cm} + t_f}{2} + t_f \right)}{b \cdot t_f + (h_w - 5 \text{ cm} + t_f) \cdot t_w}$$

$$z_t = \frac{\frac{18 \cdot 1,35^2}{2} + (33,1 - 5 + 1,35) \cdot 1,66 \cdot \left(\frac{33,1 - 5 + 1,35}{2} + 1,35 \right)}{18 \cdot 1,35 + (33,1 - 5 + 1,35) \cdot 1,66} = 10,96 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{b \cdot t_f^3}{12} + b \cdot t_f \cdot \left(z_t - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{(h_w - 5 \text{ cm} + t_f)^3 \cdot t_w}{12} + (h_w - 5 \text{ cm} + t_f) \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w - 5 \text{ cm} + t_f}{2} + t_f - z_t \right)^2$$

$$I_y = \frac{18 \cdot 1,35^3}{12} + 18 \cdot 1,35 \cdot \left(10,96 - \frac{1,35}{2} \right)^2 + \frac{(33,1 - 5 \text{ cm} + 1,35)^3 \cdot 1,66}{12} + (33,1 - 5 \text{ cm} + 1,35) \cdot 1,66 \cdot \left(\frac{33,1 - 5 \text{ cm} + 1,35}{2} + 1,35 - 10,96 \right)^2 = 7386,53 \text{ cm}^4$$

$$M_{Ed,2-2} = V_{Ed} \cdot e_{2-2} = 272,69 \text{ kN} \cdot 15,25 \text{ cm} = 4158,52 \text{ kNcm}$$

$$z_{max} = (h_w - 5,0 \text{ cm} + t_f) + t_f - z_t = (33,1 - 5,0 + 1,35) + 1,35 - 10,96 = 19,84 \text{ cm}$$

$$A_v = (h_w - 5,0 \text{ cm}) \cdot t_w = (33,1 - 5) \cdot 1,66 = 46,65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{Ed,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{I_y} \cdot z_{max} = \frac{4158,52 \text{ kNcm}}{7386,53 \text{ cm}^4} \cdot 19,84 \text{ cm} = 11,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Ed,2-2} = \frac{V_{Ed}}{A_v} = \frac{272,69 \text{ kN}}{46,65 \text{ cm}^2} = 5,85 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola pogoja tečenja:

$$\sqrt{\sigma_{Ed,2-2}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,2-2}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\sqrt{11,17^2 + 3 \cdot 5,85^2} = 15,08 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

9.3 Spoj v področju diagonale MSH300x300x7.1

9.3.1 Zasnova spoja in podatki

Vijaki M30, kvalitete 10.9

- premer vijaka $d = 30 \text{ mm}$
- premer luknje $d_0 = 33 \text{ mm}$
- natezna trdnost vijaka $f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$

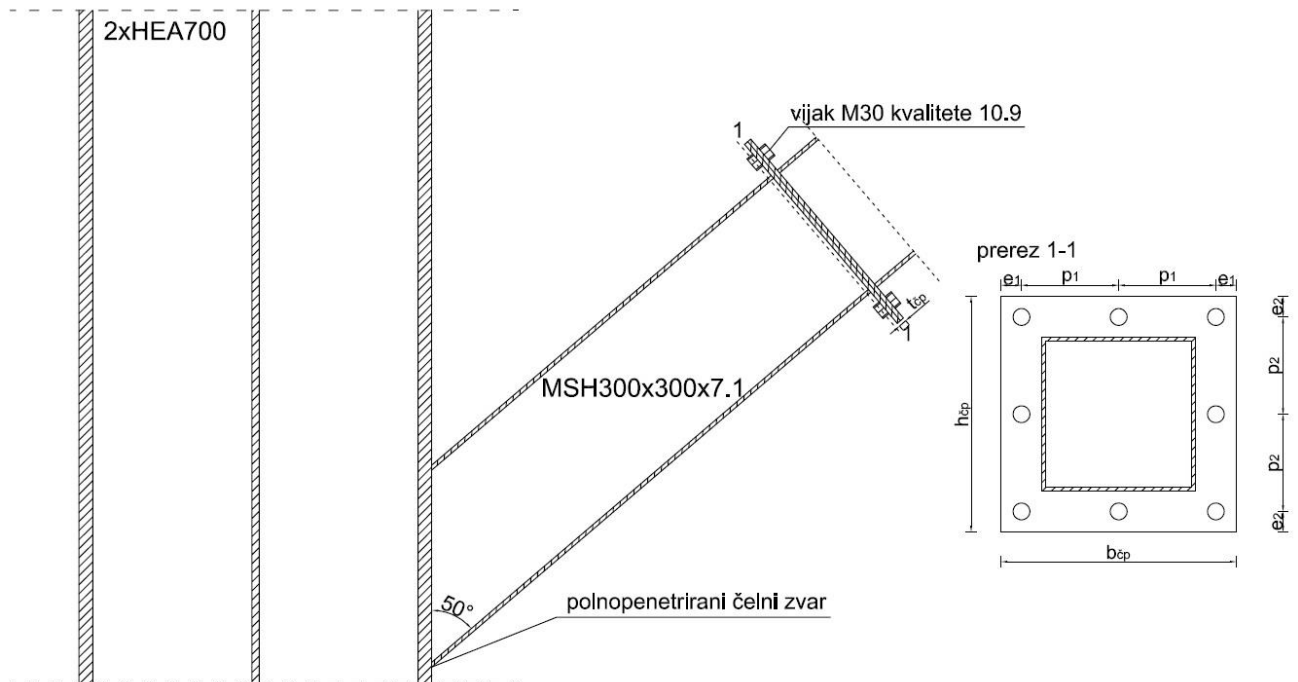
Dimenzije čelne pločevine (S355)

- debelina čelne pločevine $t_{\check{c}p} = 30 \text{ mm}$
- širina čelne pločevine $b_{\check{c}p} = 460 \text{ mm}$
- dolžina čelne pločevine $l_{\check{c}p} = 460 \text{ mm}$

Diagonala MSH300x300x7.1 (S355)

- debelina pasnice $t_f = 7,1 \text{ mm}$
- debelina stojine $t_w = 7,1 \text{ mm}$
- višina nosilca $h = 300 \text{ mm}$
- širina nosilca $b = 300 \text{ mm}$

Zasnova spoja



Slika 136: Zasnova spoja v področju diagonale MSH300x300x7.1

Število in razporeditev vijakov

Razmaki med vijaki:

$$e_{1,min} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 33 \text{ mm} = 39,6 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_{2,min} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 33 \text{ mm} = 39,6 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_{1,min} = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 33 \text{ mm} = 72,6 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } p_1 = 190 \text{ mm}$$

$$p_{2,min} = 2,2 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 33 \text{ mm} = 79,2 \text{ mm} \rightarrow \text{izberemo } p_1 = 190 \text{ mm}$$

9.3.2 Obremenitev spoja

Spoj v področju diagonale MSH300x300x7.1 je dimenzioniran kot polonosilni varovan spoj. Zato je merodajna obremenitev spoja plastična tlačna/natezna nosilnost diagonale MSH300x300x7.1 (S355).

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{82,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 2932,3 \text{ kN}$$

9.3.3 Kontrola nosilnosti spoja

Natezna nosilnost vijaka:

Za odpornost spoja na osno silo N_{Ed} , ki povzroča natezno silo v vijakih spoja skrbi 8 vijakov M30 kvalitete 10.9. Natezna nosilnost vijaka je:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5,61 \text{ cm}^2}{1,25} = 403,9 \text{ kN} \rightarrow \text{odpornost 1 vijaka}$$

$$F_{t,Rd} = 403,9 \text{ kN/vijak} \geq F_{t,Ed} = 366,5 \text{ kN/vijak}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n} = \frac{2932,3 \text{ kN}}{8} = 366,5 \text{ kN}$$

Kjer so:

$F_{t,Rd}$ projektna natezna nosilnost vijaka M30, kvalitete 10.9

$F_{t,Ed}$ maksimalna natezna obremenitev enega vijaka

N_{Ed} maksimalna natezna obremenitev spoja

n število vijakov M30 na spoju

Kontrola odpornosti proti preboju pločevine:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,9 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot \pi \cdot 5,219 \cdot 3,0 \cdot 49}{1,25} = 1735,3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 366,5 \text{ kN}$$

Kjer so:

$$d_m = 52,19 \text{ mm} = 5,219 \text{ cm}$$

$$t_{\check{c}p} \cong d = 30 \text{ mm} = 3,0 \text{ cm}$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2 (\text{S355})$$

Kontrola nosilnosti zvarov med čelno pločevino in diagonalo MSH300x300x7.1:

Za spoj čelna pločevina diagonala MSH300x300x7.1 so predpisani polnopenetrirani čelni zvari.

10. POŽARNA ANALIZA

Jeklo je v gradbeništvu kot osnovni konstrukcijski material pri sobni temperaturi eden najbolj odpornih materialov na različne obremenitve (natezne, tlačne, upogibne, torzijske, itd.). Problem pa se pojavi, ko se material segreje do kritične temperature, ta močno oslabi mehanske lastnosti jekla. Ker iz življenjske dobe konstrukcije ni mogoče odstraniti možnosti požara, je potrebno konstrukcijske elemente požarno zaščititi. Zaščita se lahko aplicira v obliki požarnih plošč, požarnih premazov ali kakršnekoli podobne zaščite.

10.1 Požarna analiza jeklenega križnega stebra 2xHEA700

Za požarno analizo lahko po standardu SIST EN 1994-1-2:2006 poglavje 2.4.2 uporabimo poenostavljeno metodo za določanje obremenitev križnega stebra 2xHEA700 na vpliv požara. Obremenitve izračunamo tako, da reduciramo projektno stanje pri normalni temperaturi (E_d) s faktorjem η_{fi} in tako dobimo obremenitve, ki jih mora konstrukcijski element prevzeti v času požara, če ne prevzame teh obremenitev je potrebno element požarno zaščititi. Redukcijski faktor η_{fi} je razmerje med:

$$\eta_{fi} = \frac{E_{d,A}}{E_d} = \frac{G_k + \Psi_{2,i} + Q_{k,i}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = 0,456$$

Kjer so:

η_{fi} redukcijski faktor obremenitve pri požarnem projektnem stanju

$E_{d,A}$ požarno projektno stanje

E_d projektno stanje določeno pri normalni temperaturi

10.1.1 Obremenitve

Internal forces on member

Nonlinear calculation, Extreme : Global, System : Principal
Class : ULS(nonlinear)

Member	Case	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B434	NC1X	0,000	-12522,39	-2,38	7,51	0,00	0,00	0,00
B546	NC7Y	2,475	-5300,98	-246,37	243,68	0,00	-5,94	5,68
B366	NC7X	2,475	-5312,50	243,05	246,05	0,00	-4,02	-8,19
B21	NC1Y	2,475	-2292,61	-0,79	-335,97	0,00	-5,56	-0,11
B487	NC1X	2,475	-3781,67	-1,63	341,94	0,00	-9,28	-0,74
B487	NC1X	0,000	-3795,83	-1,64	333,51	0,00	-849,67	3,32
B490	NC1X	4,950	-2279,16	-2,03	332,91	0,00	844,75	-7,66
B549	NC7Y	4,950	-3132,46	-239,16	235,40	0,00	597,54	-610,92
B546	NC7Y	0,000	-5315,15	-237,90	235,30	0,00	-603,17	609,50

Slika 137: Maksimalne obremenitve križnih stebrov 2xHEA700 pri statični nelinearni analizi

Obremenitev pri normalni (sobni) temperaturi:

$$N_{Ed,max} = -12522,39 \text{ kN}$$

Obremenitev pri požarnem projektnejm stanju:

$$N_{fi,Ed} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed,max} = 0,456 \cdot -12522,39 \text{ kN} = -5710,21 \text{ kN}$$

10.1.2 Kontrola požarne odpornosti jeklenega križnega stebra 2xHEA700

10.1.2.1 Kontrola nosilnosti

Faktor $\frac{A_m}{V}$ za nezaščitene jeklene elemente izračunamo po standardu SIST EN 1993-1-2:2005 poglavje 4.2.5.1 preglednica 4.2:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{obseg (2xHEA700)}}{\text{površina prečnega prereza}} = \frac{5,102 \text{ m}}{0,052 \text{ m}^2} = 98,12 \frac{1}{\text{m}}$$

Kjer so:

$$A_m = ((2 \cdot b) + (4 \cdot t_f) + 2 \cdot (b - t_w) + 2 \cdot (h - (2 \cdot t_f))) \cdot 2 = ((2 \cdot 30) + (4 \cdot 2,7) + 2 \cdot (30 - 1,45) + 2 \cdot (69 - (2 \cdot 2,7))) \cdot 2 = 510,2 \text{ cm} = 5,102 \text{ m}$$

$$V = 520 \text{ cm}^2 = 0,052 \text{ m}^2$$

Iz nomograma za nezaščitene prečne prereze (glej prilogo A2) odčitamo kritično temperaturo jekla za R60, ki je $\theta_{a,crit,60} = 922,4 \text{ }^\circ\text{C}$. Redukcijski faktor $k_{y,\theta}$ za to kritično temperaturo je $k_{y,\theta} = 0,056$ (SIST EN 1993-1-2:2005 poglavje 3.2.2 preglednica 3.1).

– **Osna nosilnost**

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot N_{pl,b,Rd} = 0,056 \cdot 1 \cdot 17769,9 \text{ kN} = 995,1 \text{ kN}$$

$$N_{fi,\theta,Rd} = 995,1 \text{ kN} \geq N_{fi,Ed} = 5710,21 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{potrebna je požarna zaščita}$$

V zgornjih izračunih je razvidno, da je oslabitev nosilnosti stebra v tlaku v času požara prevelika, da bi ta lahko nosil tlačno obremenitev, zato je potrebno križni steber 2xHEA700 požarno zaščititi. Izbrana je bila požarna zaščita v obliki mavčno kartonskih plošč s katerimi oblečemo steber in ga ustrezno požarno zaščitimo. V nadaljevanju je prikazan izračun potrebne debeline plošč, da bo oslabitev nosilnosti stebra manjša in bo ta prenesel tlačno obremenitev.

$$\frac{\lambda_p}{d_{mkp}} \cdot \frac{A_p}{V} \leq 2000 \text{ W/m}^3\text{K}$$

$$\frac{A_p}{V} = \frac{4 \cdot h}{A} = \frac{4 \cdot 0,69 \text{ m}}{0,052 \text{ m}^2} = 53,08 \frac{1}{\text{m}}$$

Kjer so:

λ_p toplotna prevodnost mavčno kartonske plošče ($\lambda_p = 0,20 \text{ W/mK}$)

d_{mkp} debelina mavčno kartonske plošče

A_p obseg požarne zaščite ($4 \cdot$ višina nosilca HEA700 (h))

V ploščina prečnega prereza 2xHEA700 ($A = 0,052 \text{ m}^2$)

$$d_{mkp} \geq \frac{\lambda_p \cdot 53,08 \frac{1}{\text{m}}}{2000 \text{ W/m}^3\text{K}} = \frac{0,20 \text{ W/mK} \cdot 53,08 \frac{1}{\text{m}}}{2000 \text{ W/m}^3\text{K}} = 0,0053 \text{ m} = 0,53 \text{ cm}$$

Minimalna debelina zaščitne plasti mora znašati 5,3 mm. Za križne stebre 2xHEA700 pa so izbrane ognjevarne mavčno kartonske plošče KNAUF F13, ki v debelino merijo 12,5 mm in nudijo stebrom ustrezno požarno zaščito.

$$\frac{\lambda_p}{d_{mkp}} \cdot \frac{A_p}{V} \leq 2000 \text{ W/m}^3\text{K} \rightarrow \frac{0,20 \text{ W/mK}}{0,0125 \text{ m}} \cdot 53,08 \frac{1}{\text{m}} = 849,28 \text{ W/m}^3\text{K}$$

Iz nomograma za zaščitene prečne prereze (glej prilogo A2) odčitamo kritično temperaturo jekla za R60, ki je $\theta_{a,crit,60} = 430,6 \text{ }^\circ\text{C}$. Redukcijska faktorja $k_{y,\theta}$ in $k_{E,\theta}$ za to kritično temperaturo sta $k_{y,\theta} = 0,933$, $k_{E,\theta} = 0,669$ (SIST EN 1993-1-2:2005 poglavje 3.2.2 preglednica 3.1). Zaradi požarne zaščite zmanjšamo kritično temperaturo jekla in s tem redukcijo tlačne nosilnosti in tako prečni prerez pridobi na tlačni nosilnosti.

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \cdot N_{pl,b,Rd} = 0,933 \cdot 1 \cdot 17769,9 \text{ kN} = 16579,32 \text{ kN}$$

$$N_{fi,\theta,Rd} = 16579,32 \text{ kN} \geq N_{fi,Ed} = 5710,21 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

– Kontrola torzijsko-upogibnega uklona

$$\bar{\lambda}_T = 0,31 \quad (\text{glej stran 102})$$

$$\bar{\lambda}_{T,\theta} = \bar{\lambda}_T \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,31 \cdot \sqrt{\frac{0,933}{0,669}} = 0,37$$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,53$$

$$\phi_{T,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{T,\theta} + \bar{\lambda}_{T,\theta}^2 \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0,53 \cdot 0,37 + 0,37^2 \right) = 0,67$$

$$\chi_{T,\theta} = \frac{1}{\left(\phi_{T,\theta} + \sqrt{\phi_{T,\theta}^2 + \bar{\lambda}_{T,\theta}^2} \right)} = \frac{1}{\left(0,67 + \sqrt{0,67^2 + 0,37^2} \right)} = 0,70$$

$$N_{T,\theta,Rd} = \chi_{T,\theta} \cdot N_{pl,b,Rd} = 0,70 \cdot 18502,17 \text{ kN} = 12951,52 \text{ kN}$$

$$N_{T,\theta,Rd} = 12951,52 \text{ kN} \geq N_{fi,Ed} = 5710,21 \text{ kN}$$

11. ZAKLJUČEK

Namen projektne naloge je bil statični izračun nosilne jeklene konstrukcije za pridobitev gradbenega dovoljenja. S pomočjo definiranih gabaritov pet etažne industrijske stavbe je bil izdelan 3D model v programu Scia Engineer 14. Vsi izračuni notranjih statičnih količin pod vplivom različnih obtežb v ustreznih kombinacijah (stalna, koristna, sneg, veter, potres in požar) so prav tako izračunani s programom. Poleg tega nam program pomaga dimenzionirati skoraj vse nosilne elemente, nekatere dimenzioniramo po »peš« postopku. Čez celotno projektiranje sem naletel na kar nekaj težav, temu je botrovala relativno velika vertikalna in posledično horizontalna obtežba. Največ časa sem porabil, da sem projektiral ustrezno nosilno konstrukcijo za prevzem potresne obtežbe, ki je bila v tem primeru tudi merodajna. Ta je zato spremenila tudi prvotno zasnovo nosilnega sistema prostorskih okvirjev v nosilno konstrukcijo okvirjev z ekscentričnimi povezji. Vse to zaradi premajhne togosti prvotnega nosilnega sistema pod vplivom horizontalne obtežbe. Imeli smo več rešitev za pridobitev ustrezne togosti nosilne konstrukcije. Rešitve so bile: maksimalno povečanje prečnih prereзов nosilnih elementov, oblačenje križnih stebrov v beton ali dodati povezja prostorskim okvirjem. Najbolj optimalna rešitev je bila izbira ekscentričnih povezji, ki so nosilno konstrukcijo naredili dovolj togo. To je bila končna zasnova nosilnega sistema bodočega objekta.

Zaradi vseh teh problemom sem se učinkovito naučil uporabljati standarde Evrokod, na podlagi katerih je bil projektiran celoten projekt. Diplomaska naloga je zelo pripomogla pri razumevanju snovi s področja jeklenih konstrukcij in korelacijo znanja iz drugih področij gradbeništva. Prav tako sem pridobil in nadgradil znanje uporabe računalniških programov, kot so Scia Engineer 14, AutoCad 2011, MS Excel, itd..

12. VIRI

- [1] SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.
- [2] SIST EN 1990:2004 A101;2005. Evrokod 0: Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek.
- [3] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [4] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega.
- [5] SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.
- [6] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi - Obtežbe vetra.
- [7] SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.
- [8] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [9] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [10] SIST EN 1993-1-2:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje.
- [11] SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev.
- [12] SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1.1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [13] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

-
- [14] Fasadne plošče Qbiss One Q 150. 2011 Trimo.
http://www.trimo.si/media/qbiss-one-brochure-slo_19807.pdf
(Pridobljeno 30. 08. 2014.)
- [15] Karta potresne nevarnosti Slovenije (Arso, 2001)
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 05. 09. 2014.)
- [16] Požarna odpornost jeklenih konstrukcij (Fire resistance of steel structures)
<http://www.constructalia.com/repository/Publications/.../pdf>
- [17] Prospekt mavčnih kartonskih plošč KNAUF F13
http://www.topdom.si/files/.../katalogi/knauf_-_katalog.pdf
(Pridobljeno 04. 12. 2014.)
- [18] Hahnove tabele
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Sebastjan/masivni%20objekti/Hahnove%20tabele.pdf>
(Pridobljeno 08. 09. 2014.)
- [19] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- [20] Fajfar, P. 1990. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, FAGG.

13. SEZNAM PRILOG

Priloge A: Prospekti, itd.

Priloga A1: Prospekt fasadnih panelov Qbiss One podjetja Trimco

Priloga A2: Arcelor – požarna odpornost jeklenih konstrukcij (Nomogrami)

Priloge B: Detajlni izpis statičnih izračunov iz programa Scia Engineer 2012

Priloga B1: Detajlni izpis najbolj obremenjenega fasadnega stebra v vogalu objekta

Priloga B2: Detajlni izpis najbolj obremenjenega fasadnega stebra v polju objekta

Priloga B3: Detajlni izpis najbolj obremenjenega križnega stebra objekta

Priloga B4: Detajlni izpis najbolj obremenjenega primarnega nosilca objekta

Priloge C: Dispozicijski načrti

Priloga C1: Tloris konstrukcije: I etaže

Priloga C2: Prerez konstrukcije: okvir C – C, okvir 3 – 3

Priloga C3: Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700 1/3

Priloga C4: Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700 2/3

Priloga C5: Kosovnica mom. spoja med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700 3/3

Priloga C6: Členkasti spoj med sek. nosilcem IPE400 in pri. nosilcem HEA600 1/2

Priloga C7: Kosovnica členkastega spoja med sek. nosilcem in prim. nosilcem 2/2

Priloga C8: Spoj v področju diagonale MSH300x300x7.1 1/2

Priloga C9: Kosovnica spoja v področju diagonale MSH300x300x7.1 2/2

Qbiss by trimo



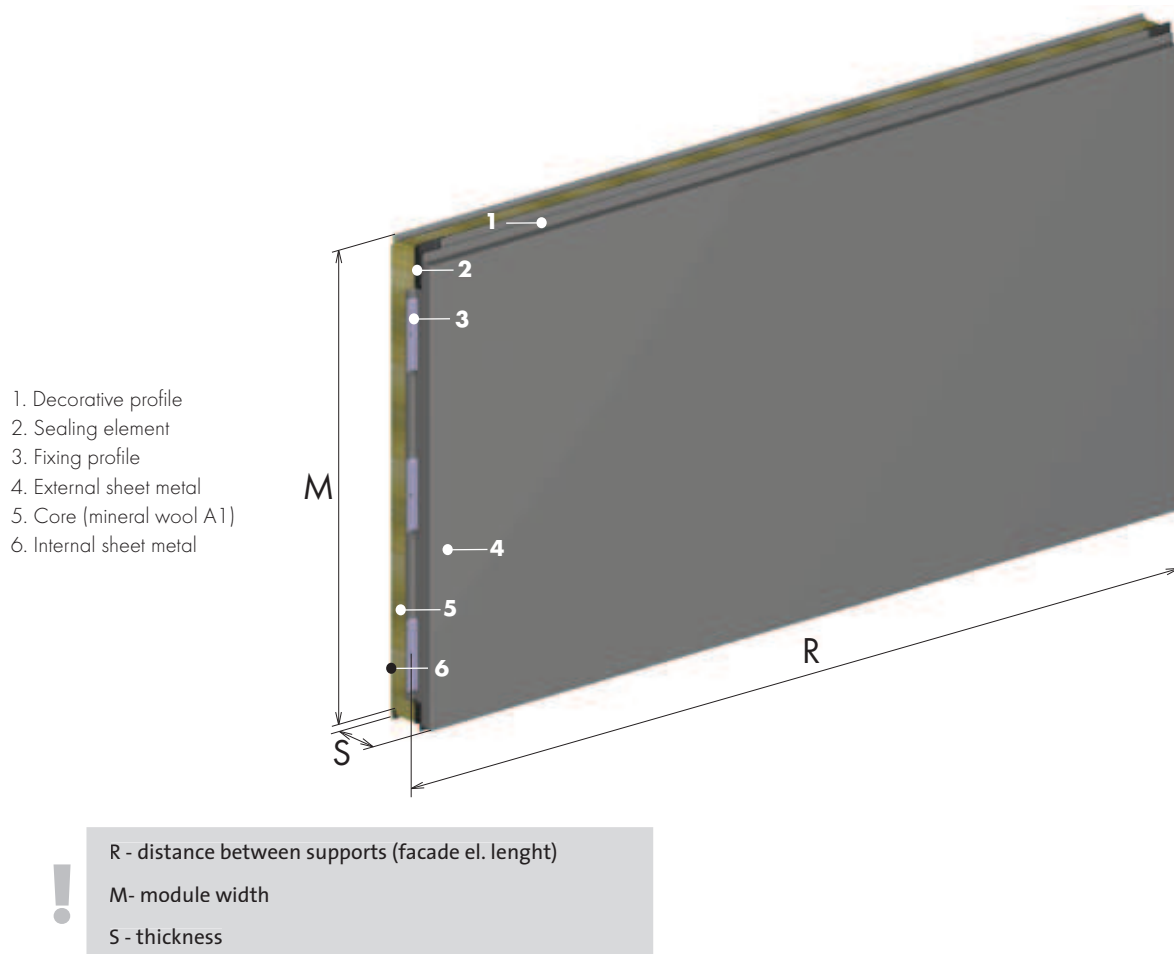
Technical document Q 01, / version 1.2 / march 2009

Technical document
Modular façade system **Qbiss** by trimo

1.3 Element Composition

The façade element is a basic element of the Qbiss modular façade system.

Fig. 1.8: Composition



Qbiss façade element consists of two galvanized and painted metal sheets (internally 0.5 or 0.6 mm thick and externally 0.7 mm thick). The metal sheets are bonded to the core made of non-combustible mineral wool (class A1, EN 13501-1), which ensures excellent thermal and sound insulation and very good fire-resistance properties of Qbiss façade elements.

These three layers make a solid Qbiss façade element in a thicknesses of 60 - 240 mm. Such an element ensures the necessary load-bearing capacity, tightness, and required composure.

A protective polyethylene foil is applied on the element surface to protect it during handling, transport and assembly. The foil is removed after the assembly has been completed.

Table 1: General Technical Data

Thickness (S)	60, 80, 100, 120, 150, 200, 240 mm
Module width (M)	standard 1000 mm non-standardized widths available between 600 mm ÷ 1200 mm
Element length (R):	530 ÷ 6500 mm
External surface (side A)	smooth - 0,7 mm
Core	mineral wool 120 kg/m ³
Internal surface (side B)	V, S, G -profil - 0,5 and 0,6 mm

2.2.1.3 Table of Admissible Distances - Limitations

- Values apply to simple closed buildings - special static calculation is required in case of attics.
- When determining the admissible distance always consider the smallest value (wind (+), wind (-)), fixing.
- Stated admissible distances apply only to support by width $b \geq b_{min}$ and number of screws $n \geq n_{min}$
- Stated admissible distances apply only to combination of G/s profiles and sheet metal in thicknesses 0.7 / 0.6 mm.
- Deformation of Qbiss façade elements is limited to $L/100$ for individual loads, or for wind effects (60%), and temperature differences, respectively.
- Same length and wind effect properties apply for fixing neighbouring Qbiss façade elements
- Static calculation is required in case of any deviations
- Numbers of fixing screws are defined for steel supporting structures, made of material of quality S235, or better; in case of lower quality or other materials (aluminium, wood) a static calculation is required (and also, in most cases, a Pull Out Resistance Test).
- Fixing conditions were defined for supporting sub-structure profile walls of thickness $s > 4$ mm. Static calculation is required in case of thinner sub-structure profiles.

Fig 2.2: Elements width of support

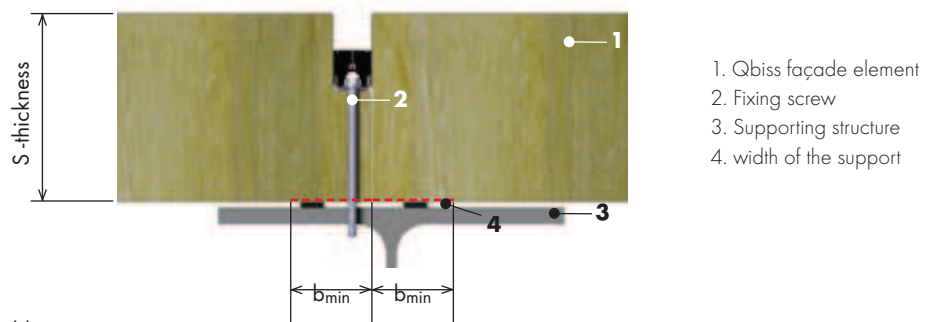


Table 2.2: Table of Admissible Distances - Limitations

		Wind Load [kN/m ²]								
		0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	
Thickness (mm)	Max. admissible length of the façade element (m)									
80	support width b_{min} [mm]	40	40	45	52	58	63	68	73	
	wind +	6,5	6,5	5,36	4,64	4,15	3,79	3,51	3,28	
	wind -	6,5	6,05	4,94	4,28	3,83	3,49	3,23	3,02	
	Fixing	6,5	6,05	4,94	4,11	3,29	2,74	2,35	2,06	
	number of screws n_{min}	2	2	2	2	2	3	3	3	
100	support width b_{min} [mm]	40	40	45	53	59	65	69	75	
	wind +	6,5	6,5	6	5,2	4,65	4,24	3,93	3,68	
	wind -	6,5	6,5	5,33	4,79	4,28	3,91	3,62	3,38	
	Fixing	6,5	6,5	5,33	4,55	3,64	3,03	2,6	2,28	
	number of screws n_{min}	2	2	2	2	3	3	3	3	
120	support width b_{min} [mm]	40	40	45	53	60	65	71	75	
	wind +	6,5	6,5	6,5	5,7	5,09	4,65	4,3	4,03	
	wind -	6,5	6,5	6,06	5,25	4,69	4,28	3,97	3,71	
	Fixing	6,5	6,5	6,06	4,99	3,99	3,33	2,85	2,5	
	number of screws n_{min}	2	2	2	3	3	3	3	5	
150	support width b_{min} [mm]	40	40	41	54	60	66	71	75	
	wind +	6,5	6,5	6,5	6,37	5,7	5,2	4,82	4,5	
	wind -	6,5	6,5	6,5	5,87	5,25	4,97	4,44	4,15	
	Fixing	6,5	6,5	6,5	5,65	4,52	3,77	3,23	2,83	
	number of screws n_{min}	2	2	2	3	3	5	5	5	
200	support width b_{min} [mm]	40	40	40	46	58	65	70	74	
	wind +	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,01	5,56	5,2	
	wind -	6,5	6,5	6,5	6,5	6,06	5,54	5,12	4,79	
	Fixing	6,5	6,5	6,5	6,5	5,41	4,51	3,86	3,38	
	number of screws n_{min}	2	2	2	3	5	5	5	5	
240	support width b_{min} [mm]	40	40	40	41	52	62	73	79	
	wind +	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,24	
	wind -	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,14	5,75	
	Fixing	6,5	6,5	6,5	6,5	6,11	5,10	4,36	3,82	
	number of screws n_{min}	2	2	2	3	5	5	5	*	

* Static calculation is required

The Qbiss façade elements can be also fixed with self-drilling screws. Table 2.5 states minimal required lengths of the screws.

Table 2.5: Required minimum lengths of SELF-DRILLING screws

element thickness (mm)	self-drilling screw (A2) nominal screw diameter 5.5 mm			
	fixation in transversal joint (screw length in mm)		fixation through the element (screw length in mm)	
	sub-structure thickness to 5 mm	sub-structure thickness between 4 and 14 mm	sub-structure thickness to 5 mm	sub-structure thickness between 4 and 14 mm
60	32	38	92	99
80	62	71	113	118
100	92	99	133	147
120	113	118	163	168
150	163	168	193	193
200	193	193	236	243
240	236	243	/	/

NOTE:

Prior drilling is required in case of the use of self-tapping screws. The filings created by the drilling have to be completely removed from the Qbiss façade elements immediately after fixation of screws, since they may cause surface corrosion!

Fig. 2.9: Consequences of excessively tightened screw



NOTE:

Screws must not be excessively tightened for this could lead to local deformities on the Qbiss façade element's external sheet metal.

Fig. 2.10: Proper and improper fixing of screws





FIRE RESISTANCE OF STEEL STRUCTURES

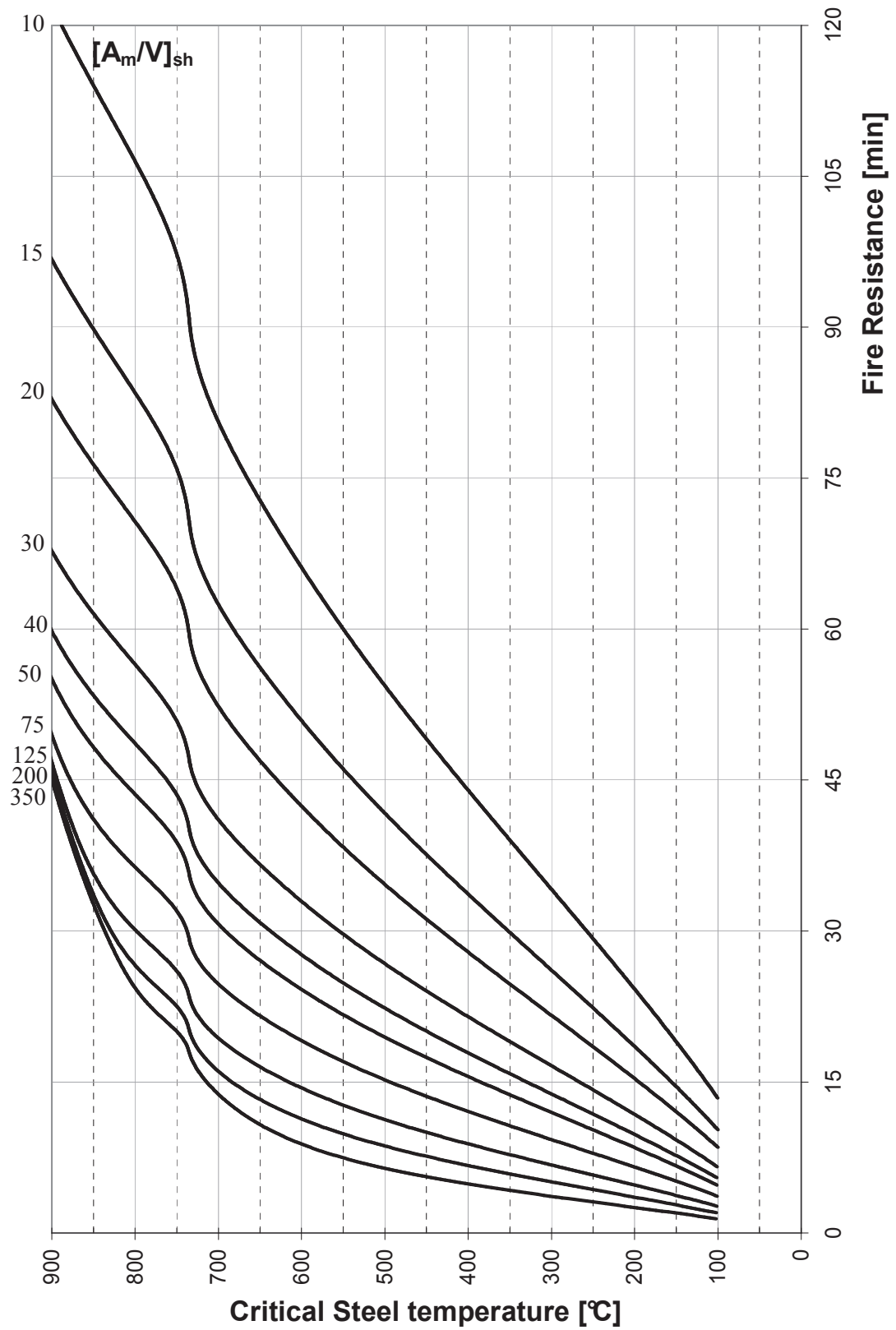
(BASED ON EN1993 PART 1-2 "DESIGN OF STEEL STRUCTURES – STRUCTURAL FIRE DESIGN) JAN 2006

Abstract:

This tool provides a first estimation of the ISO fire resistance of steel beams and columns, both protected and unprotected. The approach is based on EN 1993-1-2, the European Research project "Buckling curves of hot rolled H sections submitted to fire" as well as the former Nomogram of the ECCS document N°89. The method used for beams is based on the definition of the degree of utilisation and provides the critical temperature. The method for columns is a new simplified approach based on the European research project that provides as well the critical steel temperature. For unprotected members a new section factor, including the shadow affect was defined and according to the required fire resistance class, a steel temperature is obtained that should remain below the critical one. For protected members, a set of protection materials is given with their fire properties. In combination with the section factor this allows one by the same to calculate the maximum steel temperature.

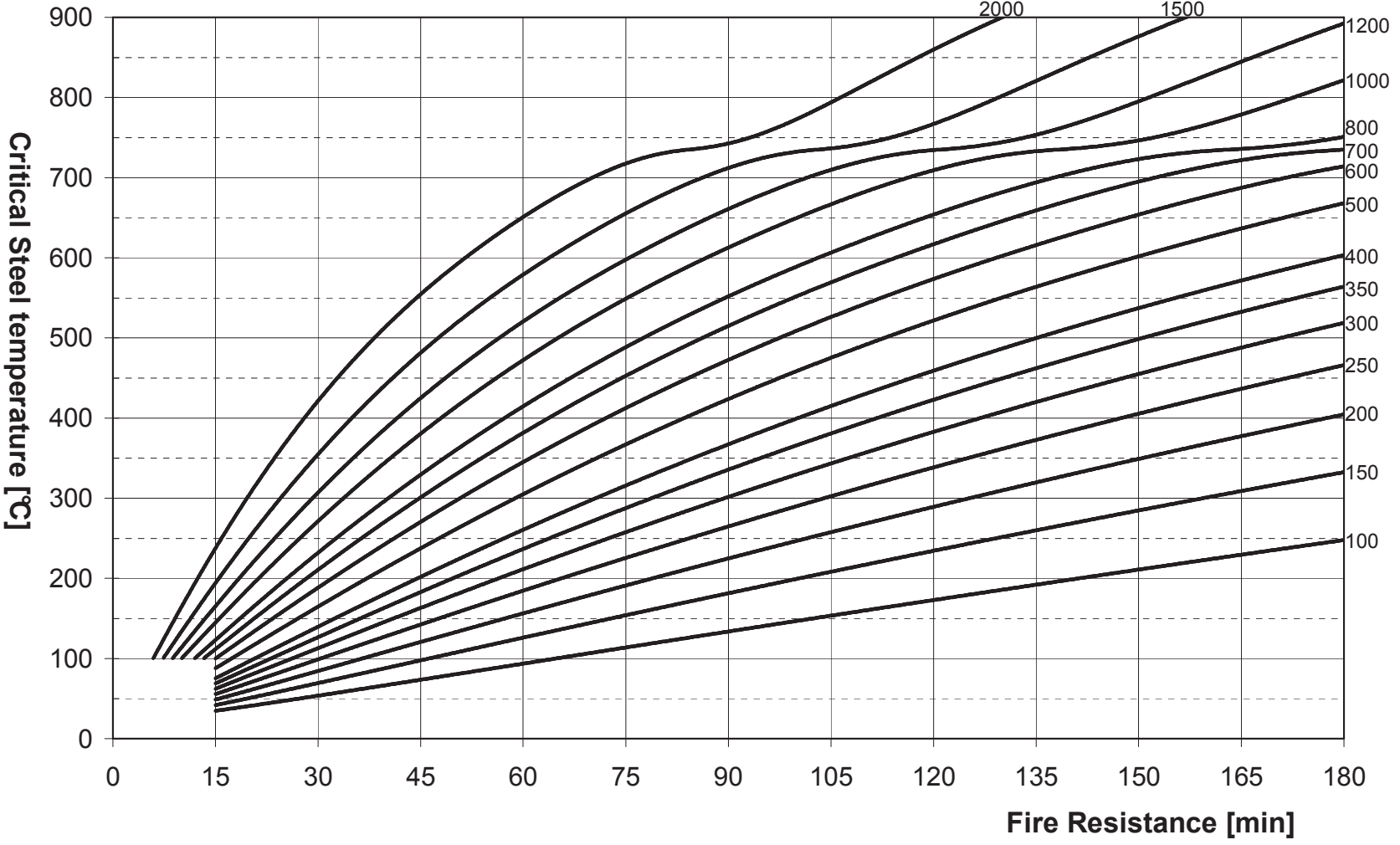
HALLER Mike
CAJOT Louis-Guy
Arcelor LCS Research Centre

5.2 Nomogram for unprotected steel members



6.3 Nomogram for protected steel members

$$\frac{A_p \cdot \lambda_p}{V \cdot d_p}$$



Member B1	4,850 m	HEA100	S 235	MSN_veter -	0,71 -
-----------	---------	--------	-------	-------------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stuc</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stuc</i>		
Yield strength fy	235,0	MPa
Ultimate strength fu	360,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stuc</i>		
N,Ed	-44,63	kN
Vy,Ed	0,00	kN
Vz,Ed	-4,65	kN
T,Ed	0,00	kNm
My,Ed	0,00	kNm
Mz,Ed	0,00	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	11,20
Class 1 Limit	33,00
Class 2 Limit	38,00
Class 3 Limit	42,00

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,44
Class 1 Limit	9,00
Class 2 Limit	10,00
Class 3 Limit	14,00

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	2,1200e-03	m ²
Nc,Rd	498,20	kN
Unity check	0,09	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	7,5200e-04	m ²
Vpl,z,Rd	102,03	kN
Unity check	0,05	

The member satisfies the section check.

....STABILITY CHECK:....

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	11,20
Class 1 Limit	33,00
Class 2 Limit	38,00
Class 3 Limit	42,00

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,44
Class 1 Limit	9,00
Class 2 Limit	10,00
Class 3 Limit	14,00

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for member buckling design

Buckling parameters	yy	zz	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>			
Sway type	sway	non-sway	
System length L	4,850	4,850	m
Buckling factor k	1,00	1,00	
Buckling length Lcr	4,850	4,850	m
Critical Euler load Ncr	307,51	118,07	kN
Slenderness Lambda	119,54	192,91	
Relative slenderness Lambda,rel	1,27	2,05	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	b	c	
Imperfection Alpha	0,34	0,49	
Reduction factor Chi	0,44	0,19	
Buckling resistance Nb,Rd	219,31	93,34	kN

Flexural Buckling verification		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Cross-section area A	2,1200e-03	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	93,34	kN
Unity check	0,48	-

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	1.399	
kyz	1.776	
kzy	0.764	
kzz	1.605	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	2.1200e-03	m ²
Wy	8.4000e-05	m ³
Wz	4.1200e-05	m ³
NRk	498.20	kN
My,Rk	19.74	kNm
Mz,Rk	9.68	kNm
My,Ed	6.01	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	22.95	kNm
reduced slenderness 0	0.93	
Psi y	0.000	
Psi z	1.000	
Cmy,0	0.945	
Cmz,0	1.091	
Cmy	0.981	
Cmz	1.091	
CmLT	1.217	
muy	0.913	
muz	0.669	
wy	1.154	
wz	1.500	
npl	0.090	
aLT	0.985	
bLT	0.000	
cLT	0.115	
dLT	0.000	
eLT	0.027	
Cyy	0.912	
Cyz	0.617	
Czy	0.644	
Czz	0.731	

$$\text{Unity check (6.61)} = 0,20 + 0,43 + 0,00 = 0,63$$

$$\text{Unity check (6.62)} = 0,48 + 0,23 + 0,00 = 0,71$$

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.

The member satisfies the stability check.

Member B1	4,850 m	HEA100	S 235	MSN_veter_+	0,97 -
-----------	---------	--------	-------	-------------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
Yield strength fy	235,0	MPa
Ultimate strength fu	360,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
N,Ed	-70,82	kN
Vy,Ed	0,00	kN
Vz,Ed	4,73	kN
T,Ed	0,00	kNm
My,Ed	0,00	kNm
Mz,Ed	0,00	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	11,20
Class 1 Limit	33,00
Class 2 Limit	38,00
Class 3 Limit	42,00

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,44
Class 1 Limit	9,00
Class 2 Limit	10,00
Class 3 Limit	14,00

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	2,1200e-03	m ²
Nc,Rd	498,20	kN
Unity check	0,14	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	7,5200e-04	m ²
Vpl,z,Rd	102,03	kN
Unity check	0,05	-

The member satisfies the section check.

....STABILITY CHECK:....

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	11,20
Class 1 Limit	33,00
Class 2 Limit	38,00
Class 3 Limit	42,00

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,44
Class 1 Limit	9,00
Class 2 Limit	10,00
Class 3 Limit	14,00

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for member buckling design

Buckling parameters	yy	zz	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>			
Sway type	sway	non-sway	
System length L	4,850	4,850	m
Buckling factor k	1,00	1,00	
Buckling length Lcr	4,850	4,850	m
Critical Euler load Ncr	307,51	118,07	kN
Slenderness Lambda	119,54	192,91	
Relative slenderness Lambda,rel	1,27	2,05	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	b	c	
Imperfection Alpha	0,34	0,49	
Reduction factor Chi	0,44	0,19	
Buckling resistance Nb,Rd	219,31	93,34	kN

Flexural Buckling verification		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
Cross-section area A	2,1200e-03	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	93,34	kN
Unity check	0,76	-

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 2

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
kyy	1.133	
kyz	1.237	
kzy	0.680	
kzz	2.062	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	2.1200e-03	m ²
Wy	8.4000e-05	m ³
Wz	4.1200e-05	m ³
NRk	498.20	kN
My,Rk	19.74	kNm
Mz,Rk	9.68	kNm
My,Ed	-6.11	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 2		
Psi y	0.000	
Psi z	1.000	
Cmy	0.900	
Cmz	1.000	
CmLT	0.652	

$$\text{Unity check (6.61)} = 0.32 + 0.35 + 0.00 = 0.67$$

$$\text{Unity check (6.62)} = 0.76 + 0.21 + 0.00 = 0.97$$

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.

The member satisfies the stability check.

Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Member
Selection : B543
Nonlinear combinations : NC1Y

EN 1993-1-1 Code Check

National annex: Slovenian SIST-EN NA

Member B543	4,950 m	2xHEA700	S 355	NC1Y	1,00 -
-------------	---------	----------	-------	------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>		
Yield strength f_y	355,0	MPa
Ultimate strength f_u	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

Warning: Strength reduction in function of the thickness is not supported for this type of cross-section.

.....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>		
N,Ed	-8682	kN
Vy,Ed	-200	kN
Vz,Ed	204	kN
T,Ed	0	kNm
My,Ed	-518	kNm
Mz,Ed	505	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Warning: Classification is not supported for this type of cross-section.

The section is checked as elastic, class 3.

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	5,2119e-02	m ²
Nc,Rd	18502	kN
Unity check	0,47	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

Wel,y,min	6,5968e-03	m ³
Mel,y,Rd	2342	kNm
Unity check	0,22	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

Wel,z,min	6,5968e-03	m ³
Mel,z,Rd	2342	kNm
Unity check	0,22	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.19)

Tau,Vy,Ed	20,4	MPa
Tau,Rd	205,0	MPa
Unity check	0,10	-

Note: No shear area is given for this section/fabrication, therefore the plastic shear resistance cannot be determined. As a result the elastic shear resistance according to EN 1993-1-1 article 6.2.6(4) is verified.

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.19)

Tau,Vz,Ed	20,8	MPa
Tau,Rd	205,0	MPa
Unity check	0,10	-

Note: No shear area is given for this section/fabrication, therefore the plastic shear resistance cannot be determined. As a result the elastic shear resistance according to EN 1993-1-1 article 6.2.6(4) is verified.

Combined bending, axial force and shear force check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.1(5) and formula (6.1)

Elastic verification		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>		
Fibre	3	
Sigma,N,Ed	166,6	MPa
Sigma,My,Ed	78,5	MPa
Sigma,Mz,Ed	33,3	MPa

**Student version* *Student version* *Student version* *Student*

Elastic verification		
Sigma,tot,Ed	278,3	MPa
Tau,Vy,Ed	20,4	MPa
Tau,Vz,Ed	0,0	MPa
Tau,t,Ed	0,0	MPa
Tau,tot,Ed	20,4	MPa
Sigma,von Mises,Ed	280,5	MPa
Unity check	0,79	-

The member satisfies the section check.

.....**STABILITY CHECK**:.....

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	non-sway	non-sway	
System length L	4,950	4,950	m
Buckling factor k	1,00	1,00	
Buckling length Lcr	4,950	4,950	m
Critical Euler load Ncr	192515	192515	kN
Slenderness Lambda	23,69	23,69	
Relative slenderness Lambda,rel	0,31	0,31	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	b	b	
Imperfection Alpha	0,34	0,34	
Reduction factor Chi	0,96	0,96	
Buckling resistance Nb,Rd	17770	17770	kN

Flexural Buckling verification		
Cross-section area A	5,2119e-02	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	17770	kN
Unity check	0,49	-

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	4.950	m
Ncr,T	35369	kN
Ncr,TF	192515	kN
Relative slenderness Lambda,T	0.72	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	
Buckling curve	b	
Imperfection Alpha	0.34	
A	5.2119e-02	m ²
Reduction factor Chi	0.77	
Buckling resistance Nb,Rd	14254	kN
Unity check	0.61	-

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	6.5968e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	62652	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.19	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

Mcr Parameters		
LTB length	4.950	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.57	
C2	0.00	
C3	0.00	

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 2

Table of values		
kyy	0.754	
kyz	0.755	
kzy	0.983	

Table of values		
kzz	0.755	
Delta My	0	kNm
Delta Mz	0	kNm
A	5.2119e-02	m ²
Wy	6.5968e-03	m ³
Wz	6.5968e-03	m ³
NRk	18502	kN
My,Rk	2342	kNm
Mz,Rk	2342	kNm
My,Ed	534	kNm
Mz,Ed	-525	kNm
Interaction Method 2		
Psi y	-0.970	
Psi z	-0.961	
Cmy	0.691	
Cmz	0.692	
CmLT	0.691	

Unity check (6.61) = 0.49 + 0.17 + 0.17 = 0.83

Unity check (6.62) = 0.61 + 0.22 + 0.17 = 1.00

The member does NOT satisfy the stability check!

Student version

Member B715	7,000 m	HEA600	S 355	NC1X	0,98 -
-------------	---------	--------	-------	------	--------

Partial safety factors	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student</i>	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
Yield strength fy	355,0	MPa
Ultimate strength fu	490,0	MPa
Fabrication	Rolled	

....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 3.500 m

Internal forces	Calculated	Unit
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>		
N,Ed	-141,23	kN
Vy,Ed	-0,12	kN
Vz,Ed	-166,93	kN
T,Ed	-0,07	kNm
My,Ed	999,08	kNm
Mz,Ed	0,18	kNm

Classification for cross-section design

According to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	37,38
Class 1 Limit	54,52
Class 2 Limit	62,78
Class 3 Limit	94,13

=> Internal Compression parts Class 1

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,66
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,20

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 1 for cross-section design

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	2,2700e-02	m ²
Nc,Rd	8058,50	kN
Unity check	0,02	-

Bending moment check for My

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12), (6.13)

Wpl,y	5,3600e-03	m ³
Mpl,y,Rd	1902,80	kNm
Unity check	0,53	-

Bending moment check for Mz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12), (6.13)

Wpl,z	1,1560e-03	m ³
Mpl,z,Rd	410,38	kNm
Unity check	0,00	-

Shear check for Vy

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	1,5520e-02	m ²
Vpl,y,Rd	3180,97	kN
Unity check	0,00	-

Shear check for Vz

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	9,3750e-03	m ²
Vpl,z,Rd	1921,49	kN
Unity check	0,09	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as insignificant and is ignored in the combined checks.

Combined bending, axial force and shear force check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.1 and formula (6.41)

Mpl,y,Rd	1902,80	kNm
Alpha	2,00	
Mpl,z,Rd	410,38	kNm
Beta	1,00	

Unity check (6.41) = 0,28 + 0,00 = 0,28 -

Note: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

Note: Since the axial force satisfies both criteria (6.33) and (6.34) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the y-y axis is neglected.

Note: Since the axial force satisfies criteria (6.35) of EN 1993-1-1 article 6.2.9.1(4) its effect on the moment resistance about the z-z axis is neglected.

The member satisfies the section check.

....:STABILITY CHECK:....

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification of Internal Compression parts

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1

Maximum width-to-thickness ratio	37,38
Class 1 Limit	26,85
Class 2 Limit	30,92
Class 3 Limit	37,11

=> Internal Compression parts Class 4

Classification of Outstand Flanges

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 2

Maximum width-to-thickness ratio	4,66
Class 1 Limit	7,32
Class 2 Limit	8,14
Class 3 Limit	11,38

=> Outstand Flanges Class 1

=> Section classified as Class 4 for member buckling design

Calculation effective area properties with direct method.

Properties					
sectional area A eff	2.1388e-02	m ²			
Shear area Vy eff	1.5000e-02	m ²	Vz eff	6.3881e-03	m ²
radius of gyration iy eff	253	mm	iz eff	73	mm
moment of inertia Iy eff	1.3685e-03	m ⁴	Iz eff	1.1260e-04	m ⁴
elastic section modulus Wy eff	4.6389e-03	m ³	Wz eff	7.5066e-04	m ³
Eccentricity eny	0	mm	enz	0	mm

Flexural Buckling Check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	sway	non-sway	
System length L	12,000	12,000	m
Buckling factor k	0,25	1,00	
Buckling length Lcr	3,000	12,000	m
Critical Euler load Ncr	324709,98	1626,43	kN
Slenderness Lambda	12,04	170,08	
Relative slenderness Lambda,rel	0,15	2,16	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	a	b	
Imperfection Alpha	0,21	0,34	
Reduction factor Chi	1,00	0,18	
Buckling resistance Nb,Rd	7592,77	1384,62	kN

Flexural Buckling verification

Cross-section effective area Aeff	2,1388e-02	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	1384,62	kN
Unity check	0,10	-

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	4.6389e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	33116.18	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.22	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

Mcr Parameters		
<i>*Student version* *Student version* *Student version*</i>		
LTB length	3.000	m
k	0.25	
kw	1.00	
C1	1.05	
C2	0.48	
C3	0.34	

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 2

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student versio</i>		
kyy	0.902	
kyz	0.867	
kzy	0.721	
kzz	0.867	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	2.1388e-02	m ²
Wy	4.6389e-03	m ³
Wz	7.5066e-04	m ³
NRk	7592.77	kN
My,Rk	1646.79	kNm
Mz,Rk	266.48	kNm
My,Ed	-1732.48	kNm
Mz,Ed	-4.64	kNm
Interaction Method 2		
Psi y	0.945	
Psi z	0.674	
Cmy	0.900	
Cmz	0.817	
CmLT	0.564	

$$\text{Unity check (6.61)} = 0.02 + 0.95 + 0.02 = 0.98$$

$$\text{Unity check (6.62)} = 0.10 + 0.76 + 0.02 = 0.88$$

Shear buckling check

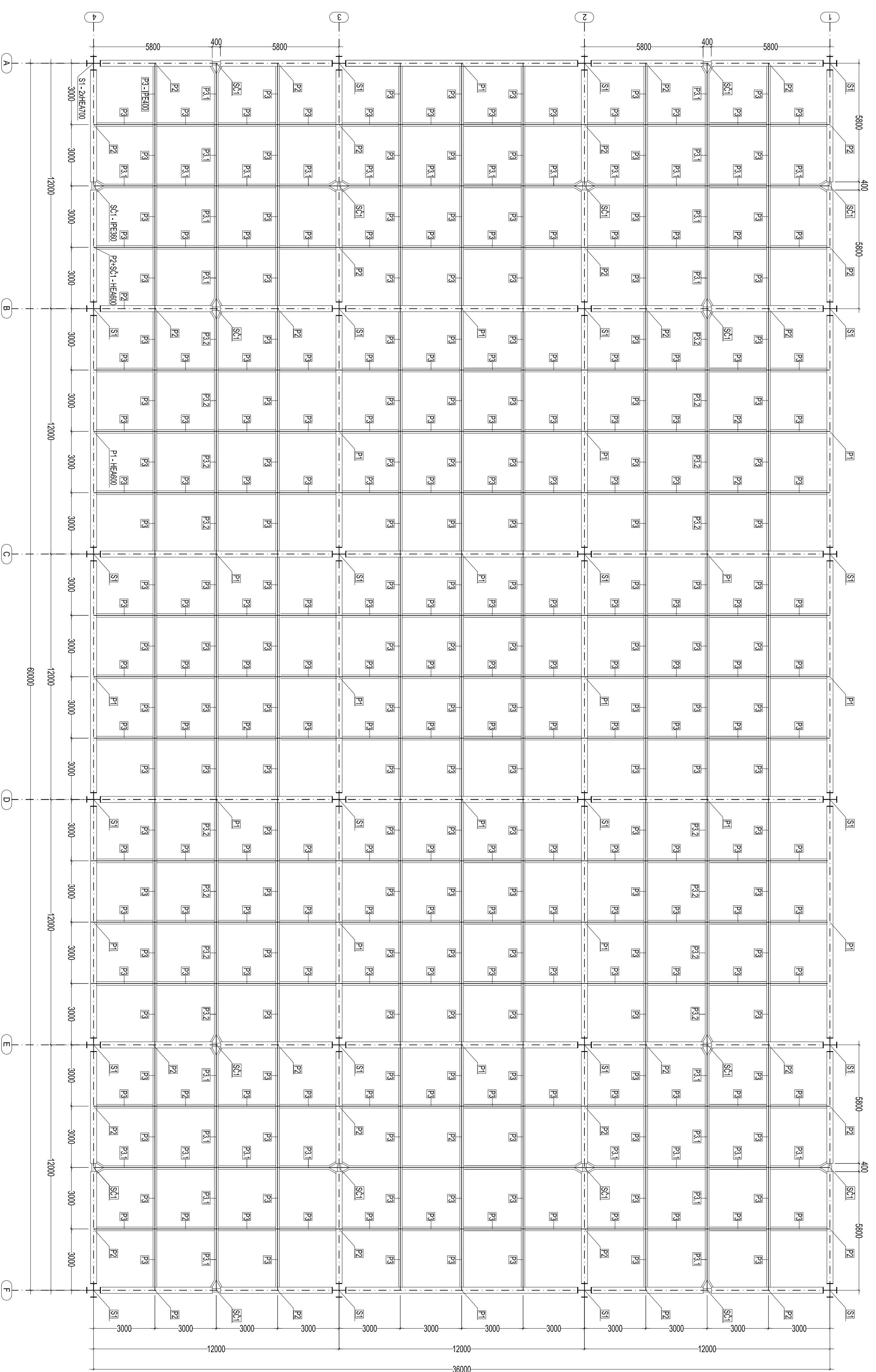
in buckling field 1

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	41.538

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
The member satisfies the stability check.

Tloris I. etaže



- Legenda:
- S1 2xHEA700
 - P1 HEA600
 - P2 HEA600 + stični člen na sredini primarnega nosilca
 - P3 IPE400
 - P3.1 IPE400 + na obeh koncih menjalnik
 - P3.2 IPE400 + na enem koncu menjalnik
 - SC1 IPE360

KOSOVNICA					
pozicija	material	dolžina (mm)	količine	masa (kg)	vsota mase (kg)
S1	S 355	4950,0	24	2025,2	48604,8
P1	S 355	11310,0	22	2015,4	44338,8
P2	S 355	10910,0	16	1935,5	30968,0
P3	S 235	11700,0	76	3256,2	247469,7
P3.1	S 235	11700,0	10	3256,2	32562
P3.2	S 235	11700,0	4	3256,2	13024,8
SC1	S 235	400	16	22,8	364,8
				vsota	417332,9

Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD

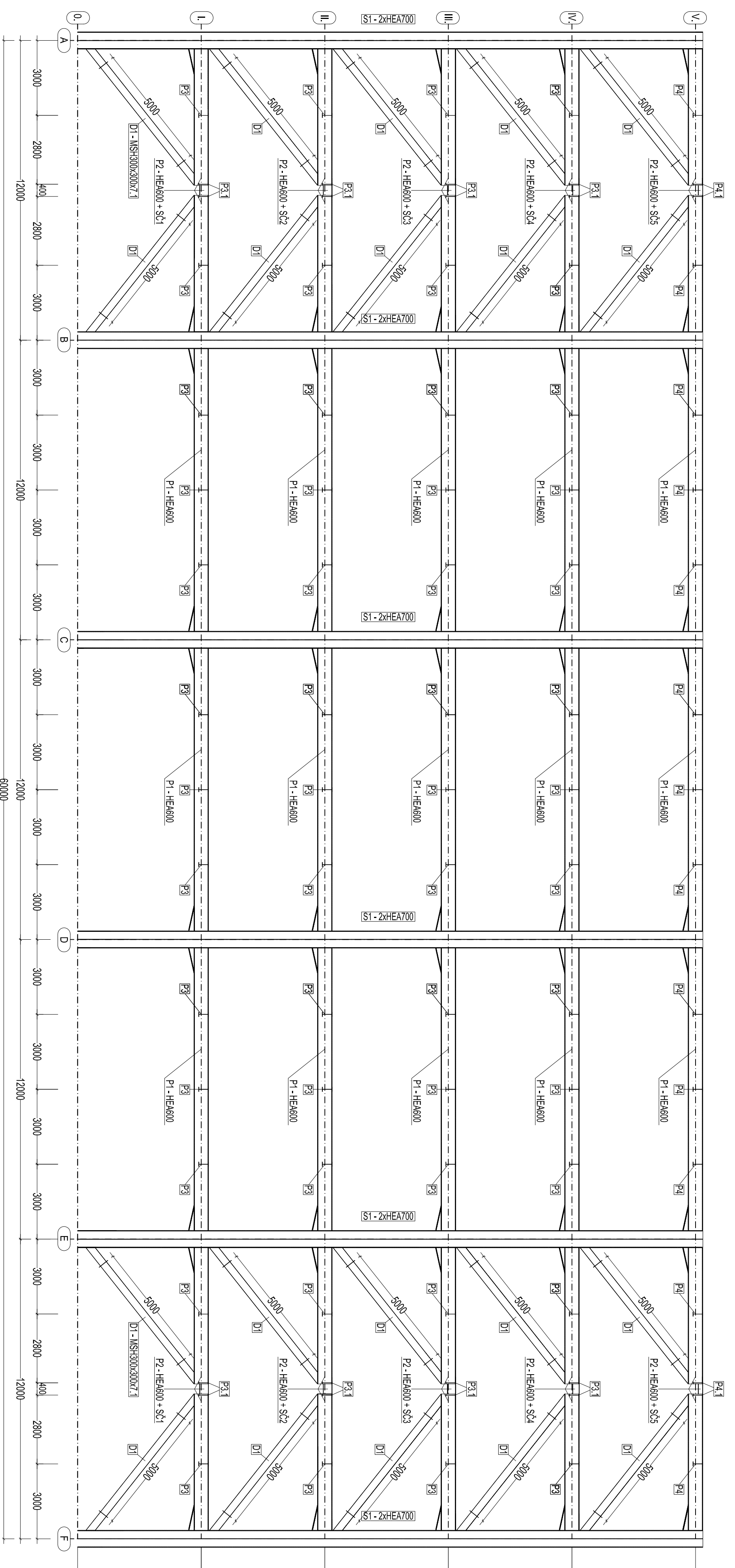
Vsebinska načrta
Tloris prve etaže

Številka lista
Priloga C1

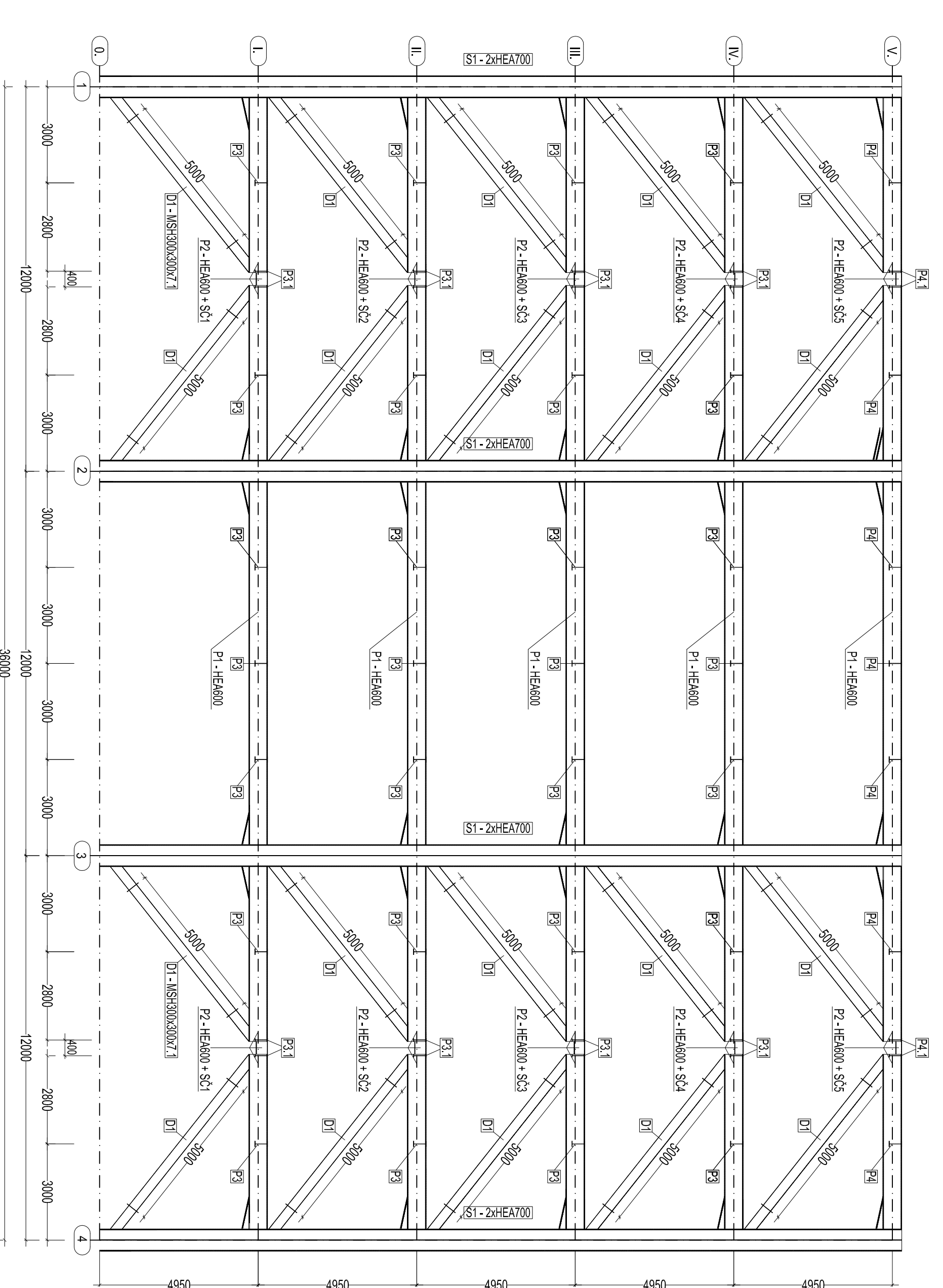
Merilo: **1 : 100** Narisal: **Jan Gradišek**

Datum: **Januar 2015** Pregledal:

Prerez 3 - 3 (vzdolžni momentni okvir)



Prerez E - E (prečni momentni okvir)



Legenda:

- S1 2XHEA700
- P1 HEA600
- P2 HEA600 + strižni člen na sredini primarnega nosilca
- P3 IPE400
- P3.1 IPE400 + na obeh koncih menjalnik
- P3.2 IPE400 + na enem koncu menjalnik
- P4 IPE360
- P4.1 IPE360 + na obeh koncih menjalnik
- P4.2 IPE360 + na enem koncu menjalnik
- SČ1 IPE360, SČ2 IPE360, SČ3 IPE330, SČ4 IPE3270
- SČ5 varjen

KOSOVNICA - prerez 3 - 3

pozicija	material	dolžina (mm)	količine	masa (kg)	vsota mase (kg)
S1	S 355	24750,0	6	10126,1	60756,4
P1	S 355	11310,0	15	2015,4	30231,0
P2	S 355	10910,0	10	1944,1	19441,0
P3	S 355	11700,0	52	3256,2	169322,4
P3.1	S 355	11700,0	8	3256,2	26049,6
P4	S 355	11700,0	13	3148,3	40927,9
P4.1	S 355	11700,0	2	3148,3	6296,6
D1	S 355	5000	20	324,2	6484
				vsota	359508,9

KOSOVNICA - prerez E - E

pozicija	material	dolžina (mm)	količine	masa (kg)	vsota mase (kg)
S1	S 365	24750,0	4	10126,1	40504,4
P1	S 365	11310,0	5	2015,4	10077,0
P2	S 365	10910,0	10	1944,1	19441,0
P3	S 365	11700,0	28	3256,2	91173,6
P3.1	S 365	11700,0	8	3256,2	26049,6
P4	S 365	11700,0	7	3148,3	22038,1
P4.1	S 365	11700,0	2	3148,3	6296,6
D1	S 365	5000	20	324,2	6484
				vsota	222064,3

Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD

Vsebina načrta

Prerez C - C

Prerez 3 - 3

Šifra lista
Priloga C2

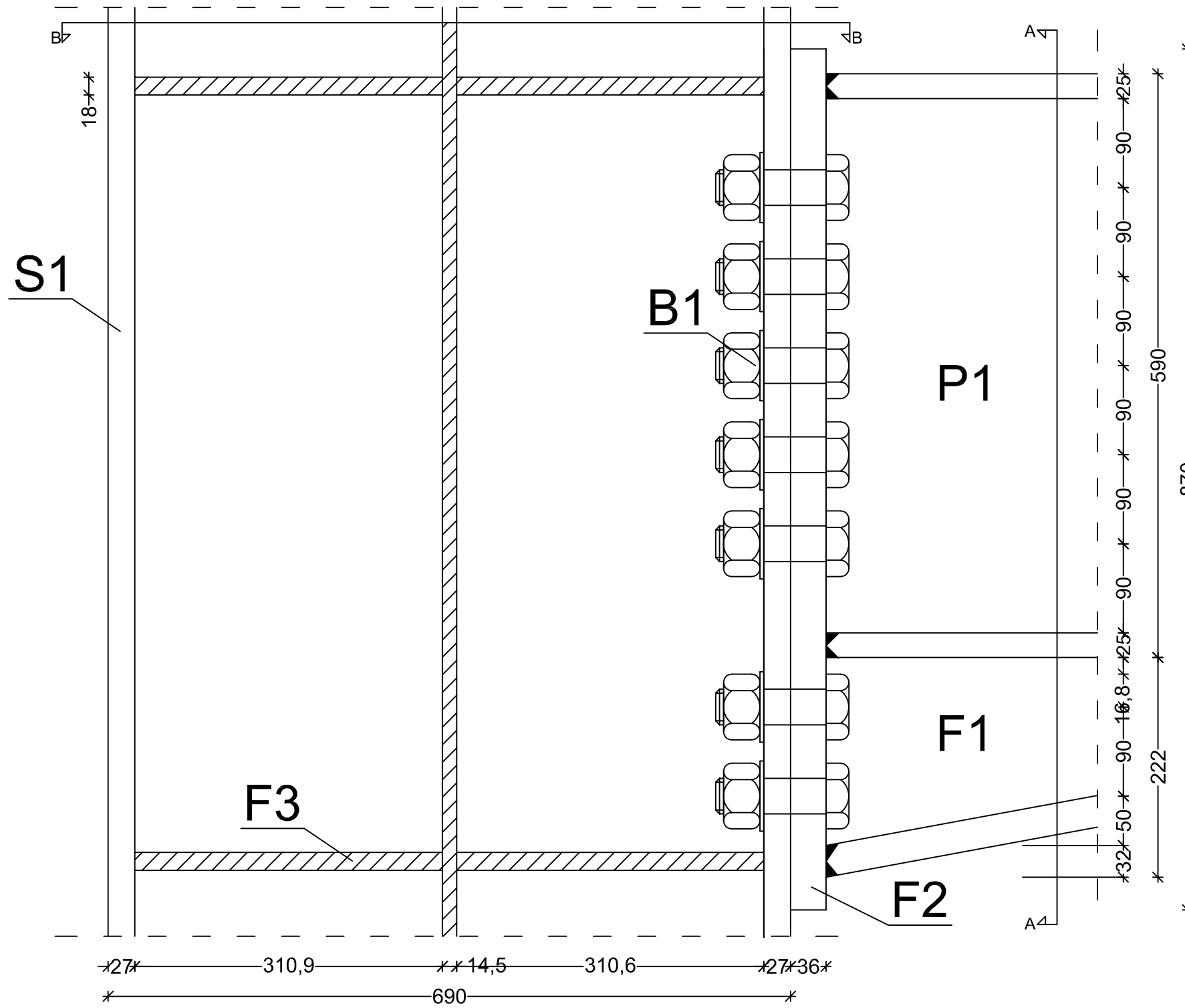
Merilo: 1 : 100

Narisal: Jan Gradišek

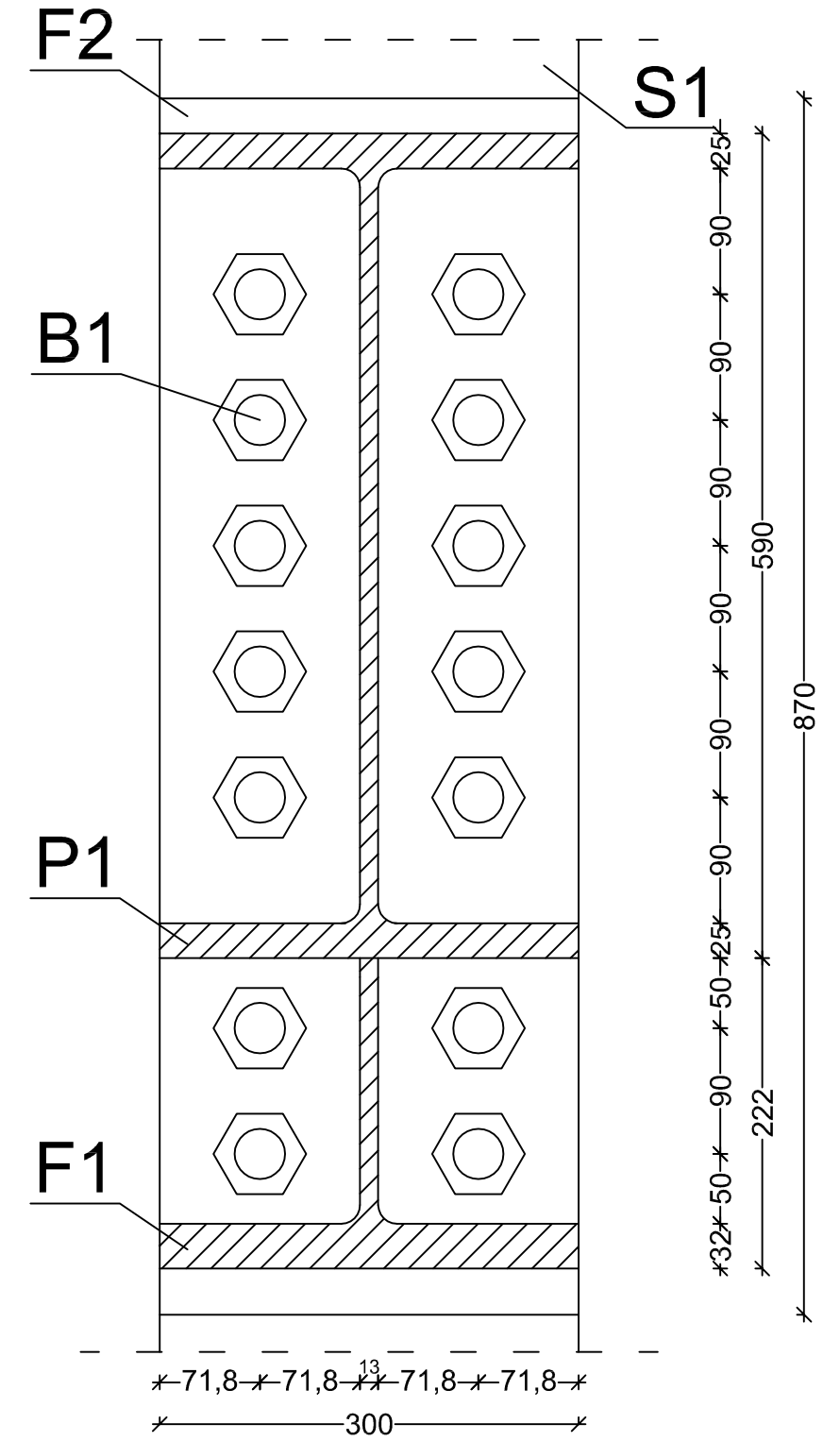
Datum: Januar 2015

Pregledal:

NARIS



PREREZ A - A

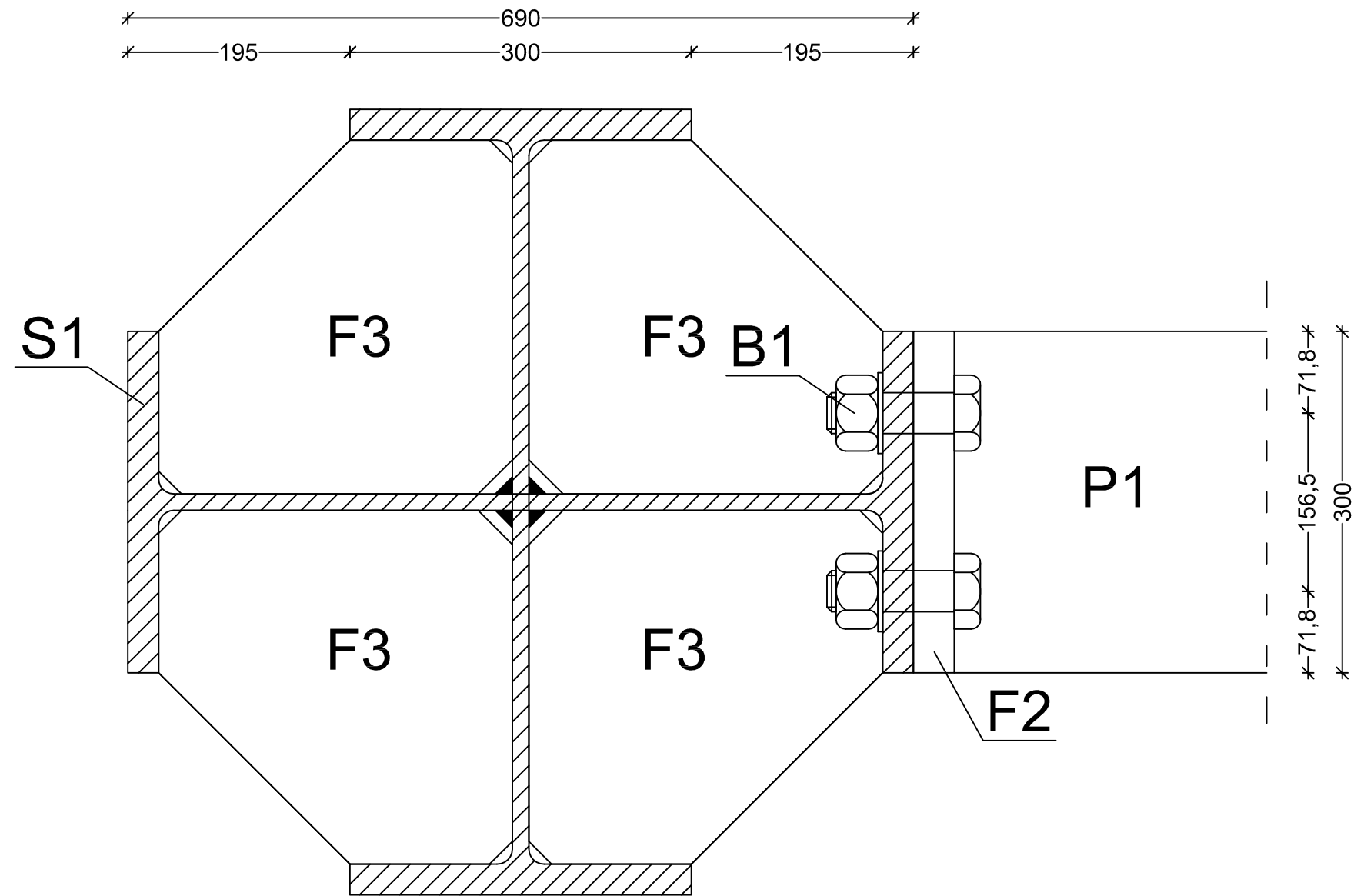


Legenda:

- S1 - 2xHEA700
- P1 - HEA600
- F1 - vuta HEA600
- F2 - čelna pločevina
- F3 - prečna ojačitev
- B1 - vijaki M36 10.9

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD		
VSEBINA:	Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700 1/3		
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C3
merilo:	1:5	Faza:	PZI
		pregledal:	

PREREZ B - B



Legenda:

S1 - 2xHEA700

P1 - HEA600

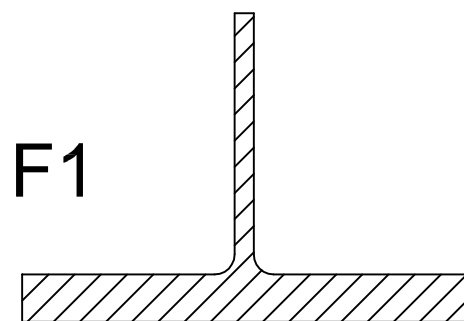
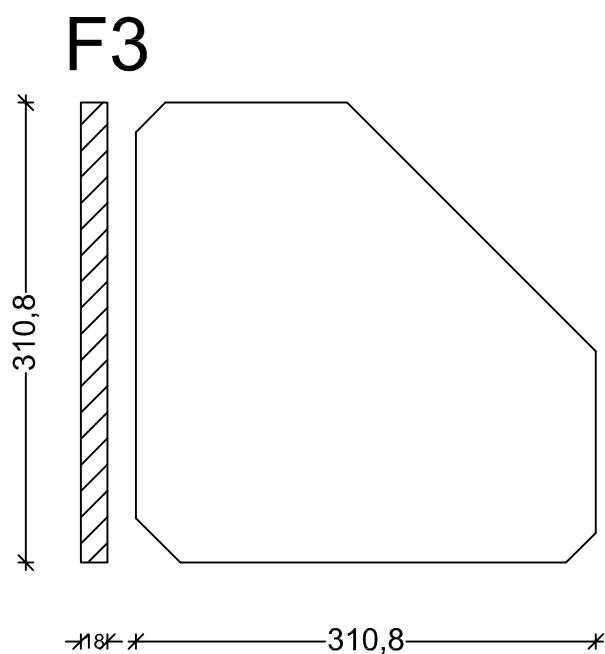
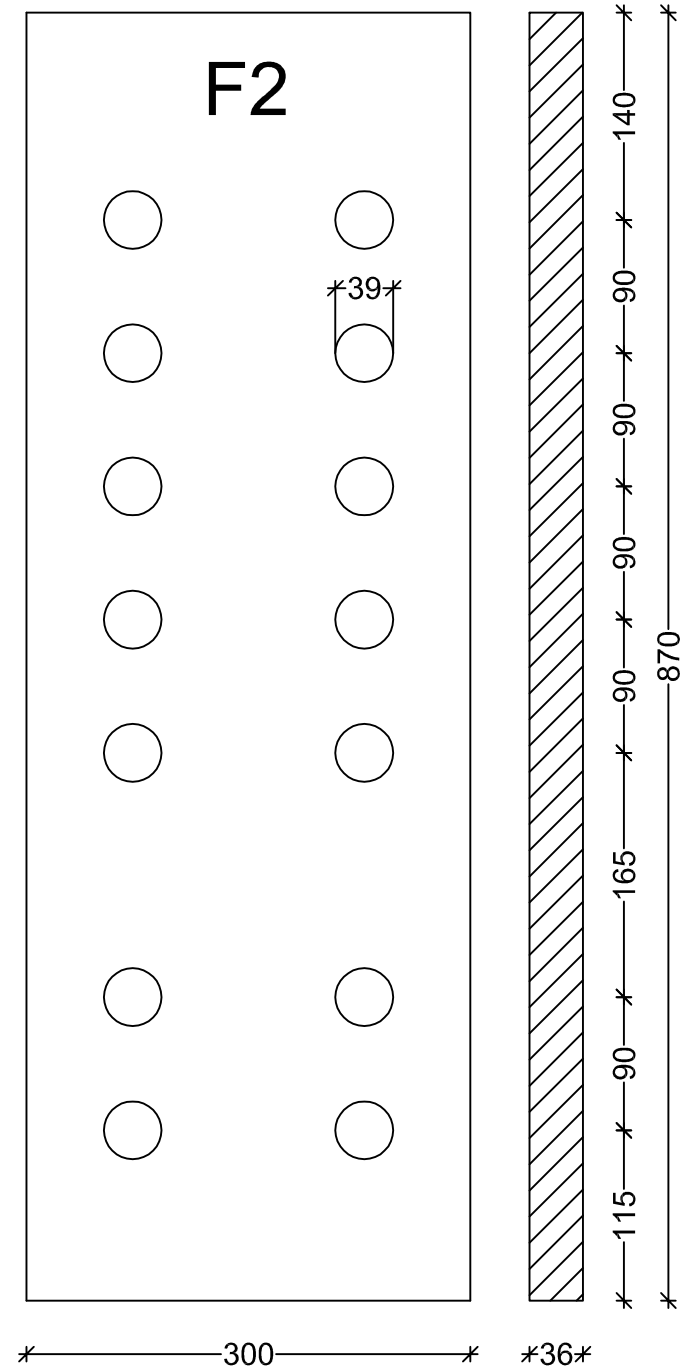
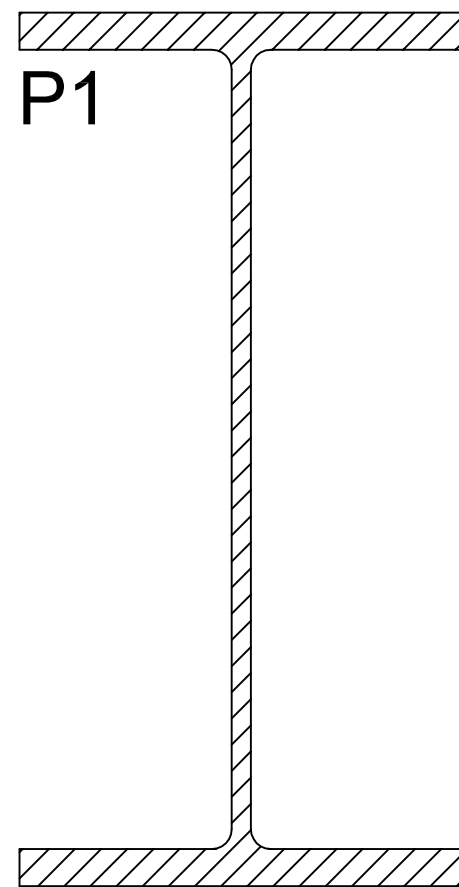
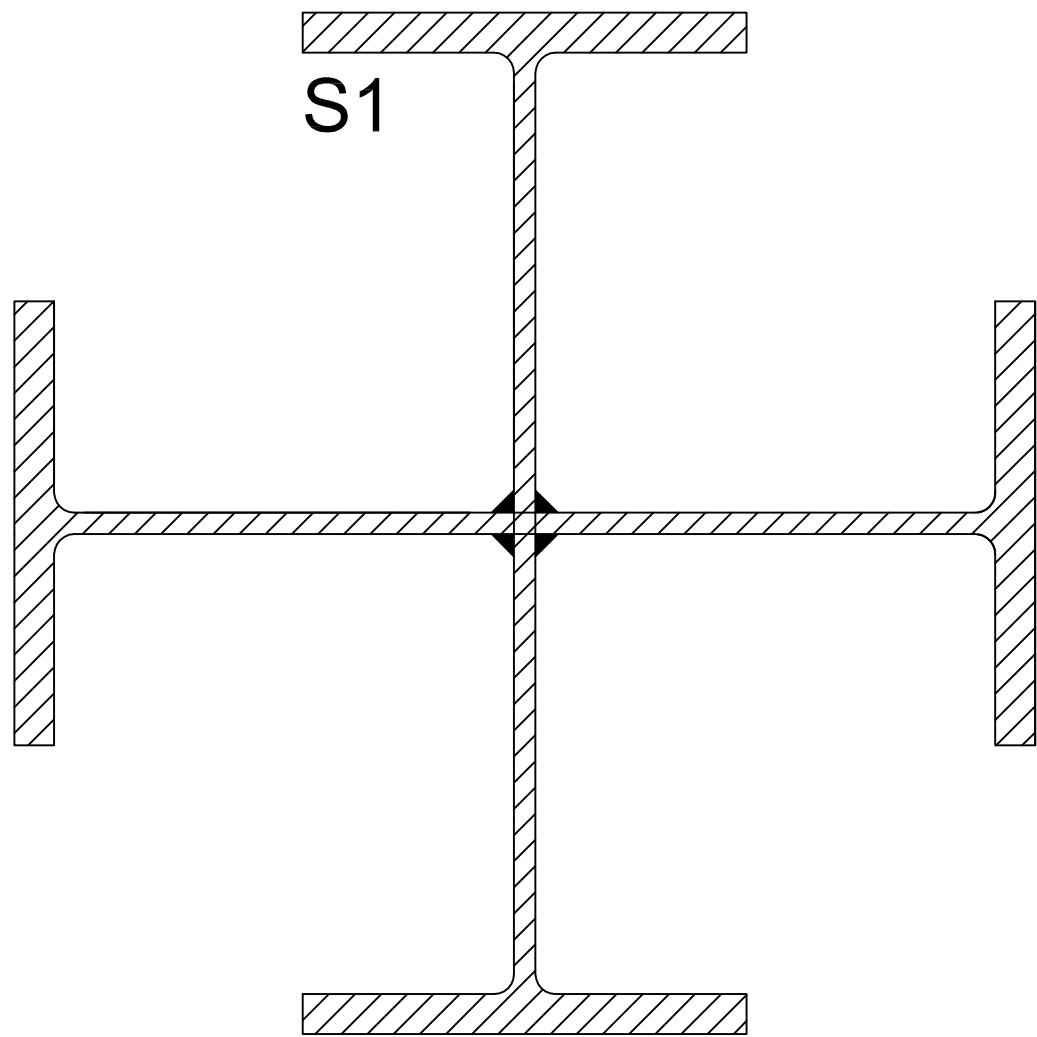
F1 - vuta HEA600

F2 - čelna pločevina

F3 - prečna ojačitev

B1 - vijaki M36 10.9

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD		
VSEBINA:	Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700 2/3		
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C4
merilo:	1:5	Faza:	PZI
		pregledal:	



KOSOVNICA

pozicija	material	dimenzije (mm)	količine	masa (kg)	vsota mase (kg)
S1	S355	2xHEA700	/	/	/
P1	S355	HEA600	/	/	/
F1	S355	vuta HEA600	1	46,69	46,69
F2	S355	300 / 36 / 970	1	82,24	82,24
F3	S355	310,8 / 18 / 310,8	8	13,65	109,19
				skupna masa (kg)	238,12

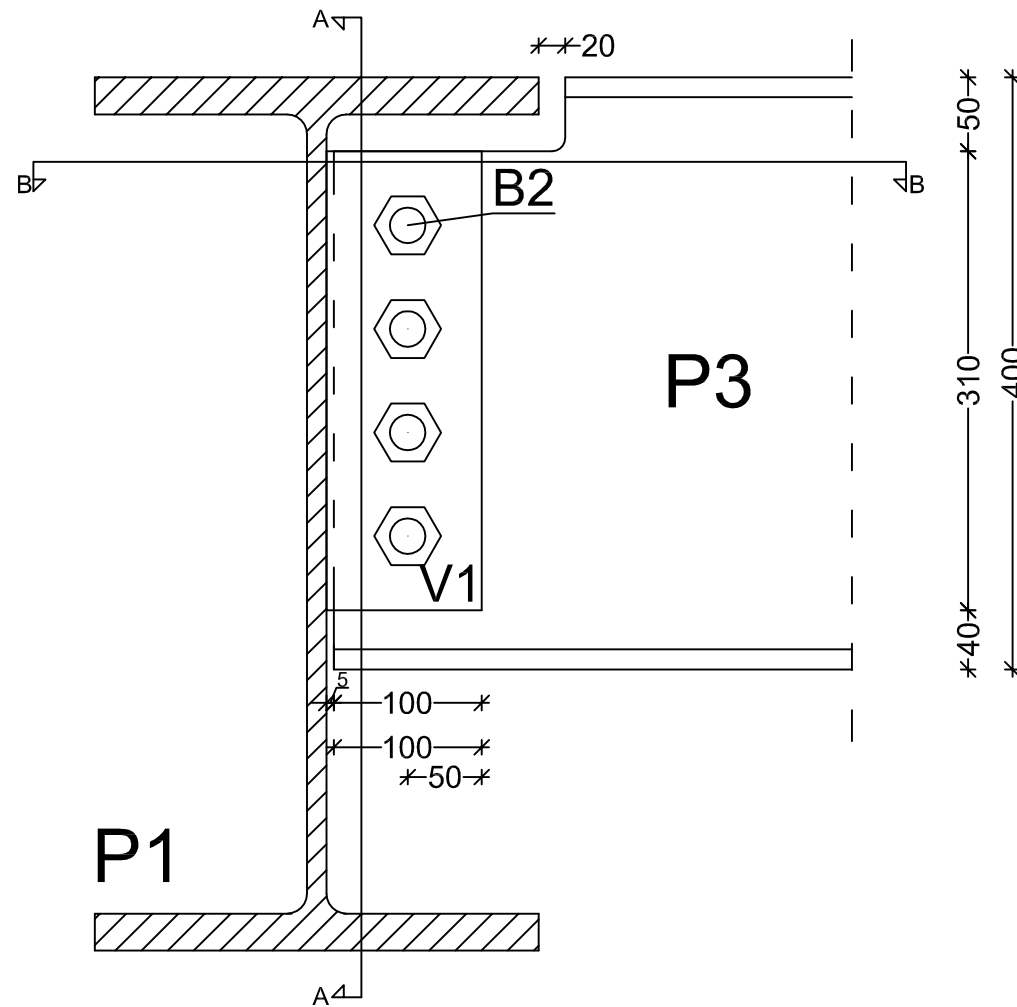
Legenda:

- S1 - 2xHEA700
- P1 - HEA600
- F1 - vuta HEA600
- F2 - čelna pločevina

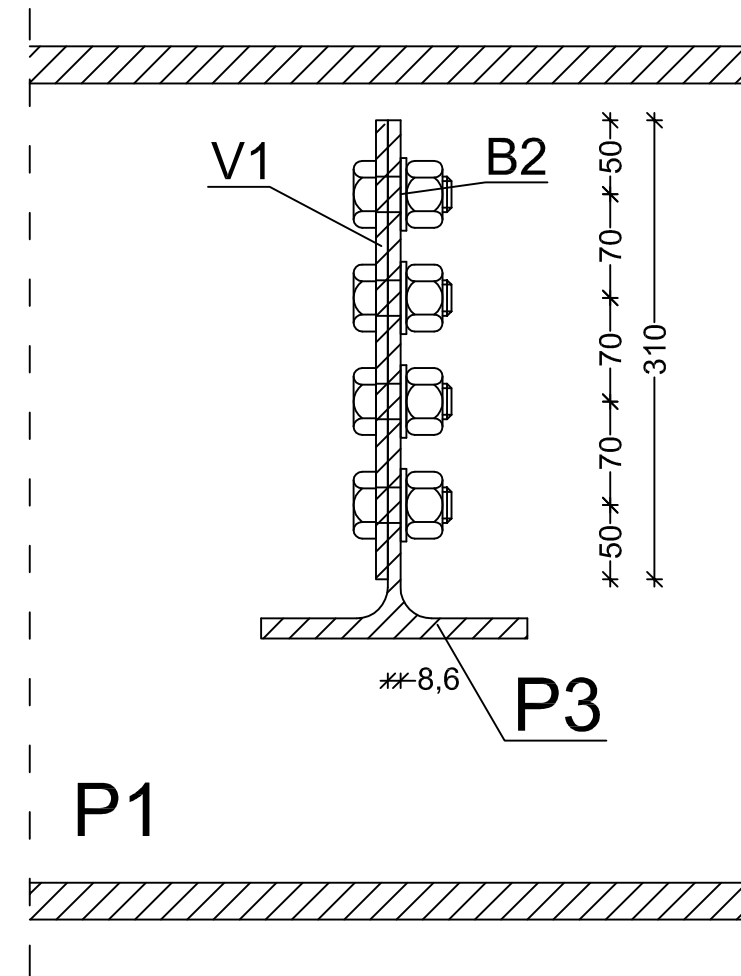
- F3 - prečna ojačitev
- B1 - vijaki M36 10.9

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD		
VSEBINA:	Momentni spoj med prečko HEA600 in stebrom 2xHEA700 3/3		
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C5
merilo:	1:5	Faza:	PZI
		pregledal:	

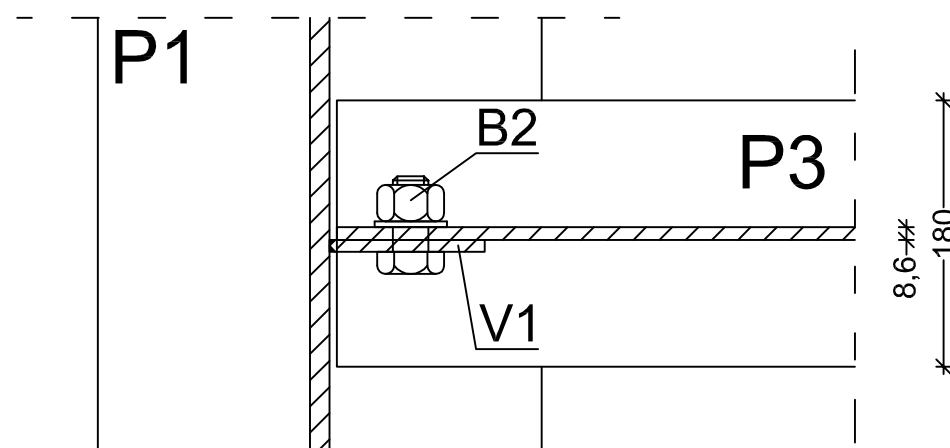
NARIS



PREREZ A - A



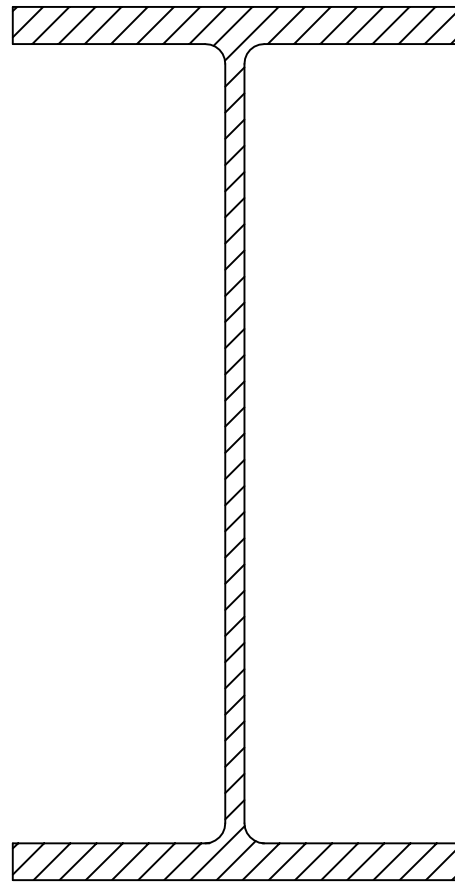
PREREZ B - B



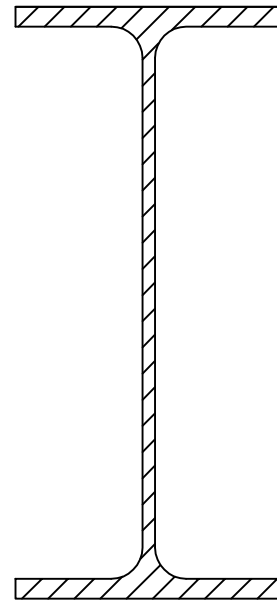
- Legenda:
 P1 - HEA600
 P3 - IPE400
 V1 - vezna pločevina
 B2 - vijaki M24 10.9

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD		
VSEBINA:	Členkasti spoj med sek. nosilcem IPE400 in prim. nosilcem HEA600 1/2		
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C6
merilo:	1:5	Faza:	PZI
		pregledal:	

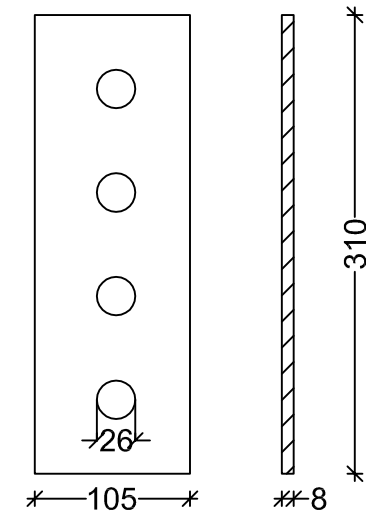
P1



P3



V1

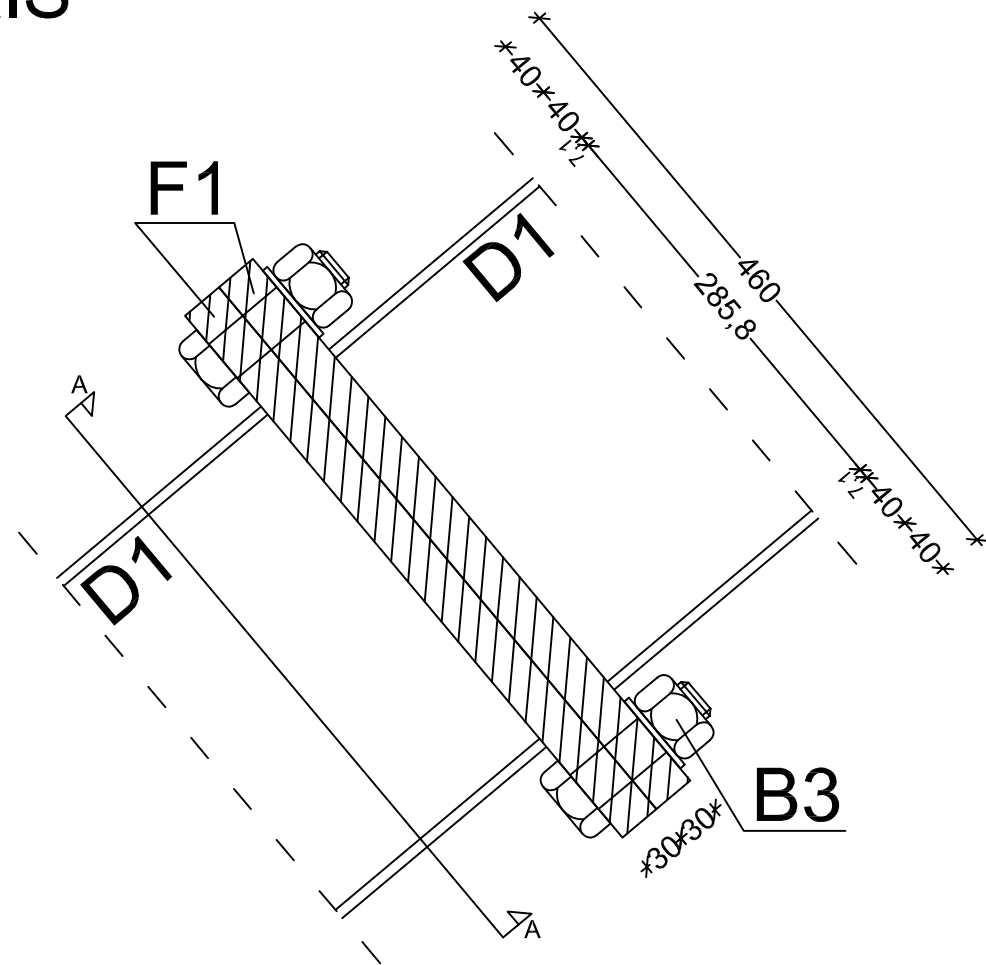


Legenda:
 P1 - HEA600
 P3 - IPE400
 V1 - vezna pločevina
 B2 - vijaki M24 10.9

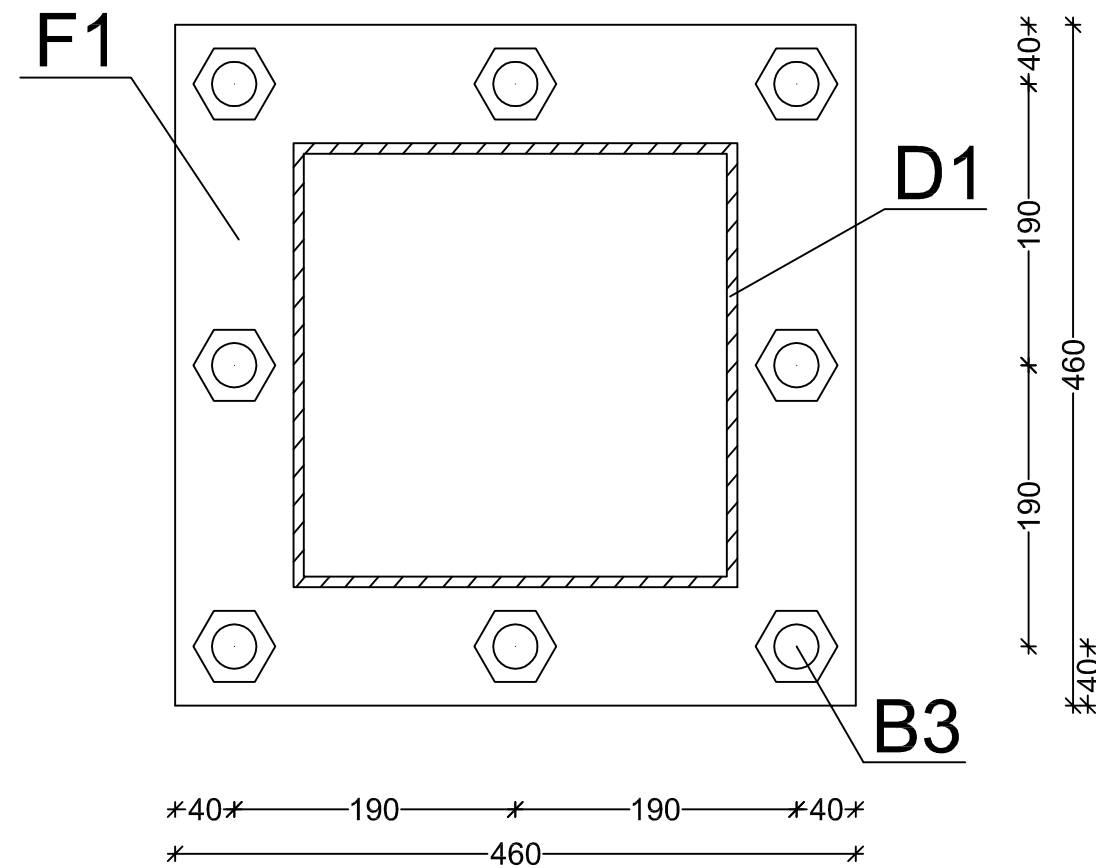
KOSOVNICA					
pozicija	material	dimenzije (mm)	količine	masa (kg)	vsota mase (kg)
P1	S355	HEA600	/	/	/
P3	S235	IPE400	/	/	/
V1	S355	105 / 8 / 310	1	2,04	2,04
skupna masa (kg)					2,04

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD				
VSEBINA:	Členkasti spoj med sek. nosilcem IPE400 in prim. nosilcem HEA600 2/2				
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C		
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C7		
merilo:	1:5	Faza:	PZI	pregledal:	

NARIS



PREREZ A - A



Legenda:

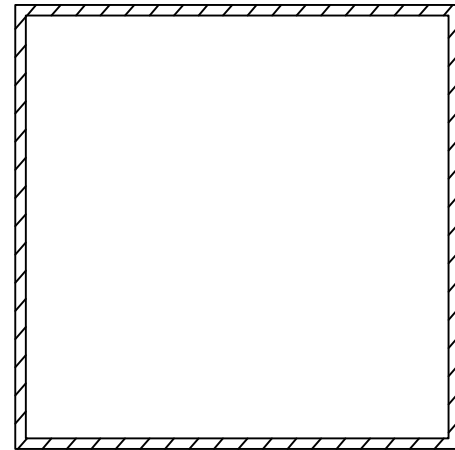
D1 - MSH300x300x7.1

F1 - čelna pločevina

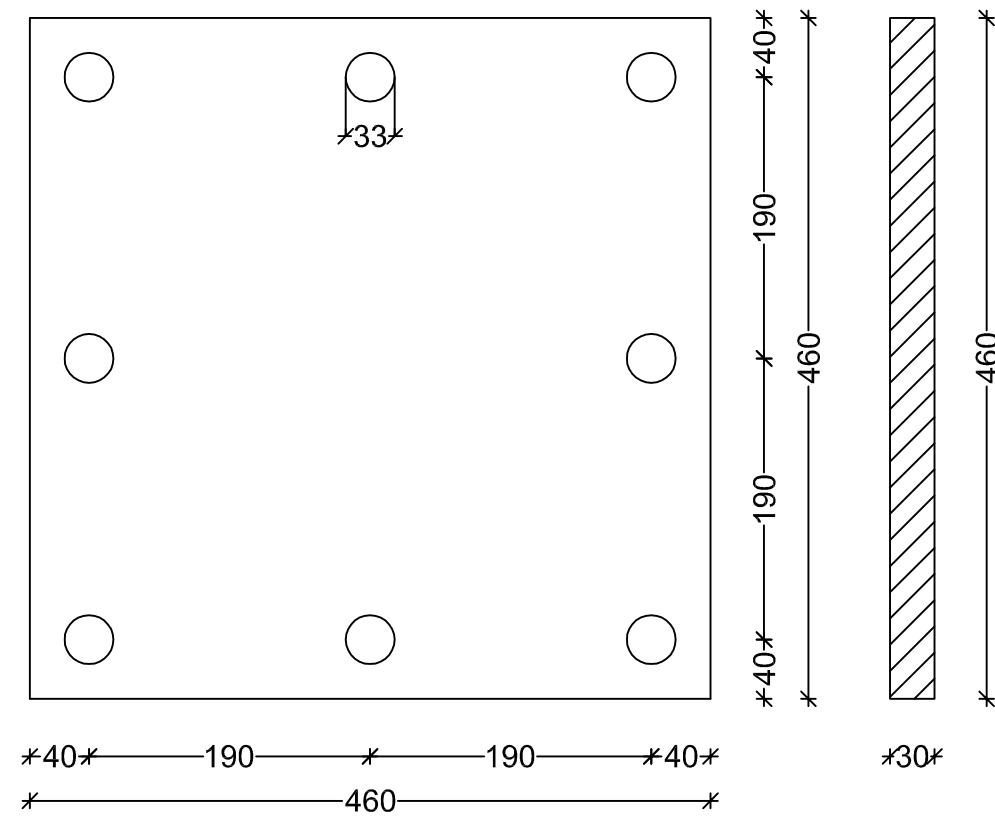
B3 - vijaki M30 10.9

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD		
VSEBINA:	Spoj v področju diagonale MSH300x300x7.1 1/2		
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C8
merilo:	1:5	Faza:	PZI
		pregledal:	

D1



F1



Legenda:

D1 - MSH300x300x7.1

F1 - čelna pločevina

B3 - vijaki M30 10.9

KOSOVNICA

pozicija	material	dimenzije (mm)	količine	masa (kg)	vsota mase (kg)
D1	S355	MSH300x300x7.1	/	/	/
F1	S355	460 / 30 / 460	2	49,83	99,66
				skupna masa (kg)	99,66

NASLOV:	Projekt pet etažne jeklene industrijske stavbe v obsegu PGD		
VSEBINA:	Spoj v področju diagonale MSH300x300x7.1 1/2		
avtor:	Jan Gradišek	št. projekta:	Priloge C
datum:	Januar 2015	št. lista:	Priloga C9
merilo:	1:5	Faza:	PZI
		pregledal:	