

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Visokošolski strokovni študij
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidat:

Sandi Mohar

PROJEKT ŠTIRIETAŽNE POSLOVNE STAVBE

Diplomska naloga št.: 405

Mentor:
prof. dr. Jože Korelc

Somentor:
asist. dr. Peter Skuber

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **SANDI MOHAR** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»**PROJEKT ŠTIRIETAŽNE STAVBE**«.

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

Ljubljana, 10.11.2010

(podpis)

IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.014.2:624.07 (043.2)
Avtor:	Sandi Mohar
Mentor:	Izr.prof. dr. Jože Korelc
Somentor:	Asist. dr. Peter Skuber
Naslov:	Projekt štirietažne poslovne stavbe
Obseg in oprema:	128 strani, 27 preglednic, 69 slik
Ključne besede:	jeklene konstrukcije, poslovni objekt, dimenzioniranje

Izvleček

Diplomska naloga obravnava izračun štirietažne jeklene stavbe. Prvi del računa obsega globalno analizo konstrukcije. Analiza konstrukcije je bila opravljena po elastični analizi II. reda z upoštevanjem geometrijske nepopolnosti konstrukcije. Za izračun notranjih statičnih količin in dimenzioniranje sem uporabil računalniški program SCIA ENGINEER. Vplive na konstrukcijo sem dobil iz veljavnih slovenskih standardih SIST EN 1991-1998. Potresno obremenitev sem nadomestil z ekvivalentnimi silami, zaradi tlorisne nepravilnosti pa tudi z momentom. Medetažna in strešna konstrukcija je zasnovana kot armirano betonska sovprežna plošča. V okviru diplomske naloge sem dimenzioniral značilne spoje in izdelal pozicijske in delavniške načrte.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.014.2:624.07 (043.2)
Author: Sandi Mohar
Supervisor: Izr.prof. dr. Jože Korelc
Co-supervisor: Asist. dr. Peter Skuber
Title: Design project of a four-storey business building
Notes: 128 p., 27 tab., 69 fig.
Key words: steel construction, four-storey business building, design structure

Abstract

A dissertation deals with a calculation, for the design of a four-storey steel construction. First part of the calculations covers a global construction analysis, which takes into account second-order elastic analysis and geometrical imperfections of the construction. For the calculation of internal static quantities and design a computer program SCIA ENGINEER 2009 was used. The effects on construction were obtained from valid Slovenian standards SIST EN 1991-1998. The earthquake loading was substituted with equivalent forces and with moment also because of ground plan imperfection. Split-level and roof construction is designed as a reinforced concrete composite slab. My diploma work also involves the design of typical joints, positional and working schemes.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Jožetu Korelcu in somentorju dr. Petru Skuberju za pomoč pri reševanju problemov, ki so se pojavljali pri izdelavi diplomske naloge.

Posebna zahvala gre staršem in podjetju GBM d.o.o., ki so mi omogočili študij ter puncu Idi za podporo in pozitivne misli.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	<i>Namen naloge</i>	1
1.2	<i>Opis naloge.....</i>	1
1.3	<i>Modeliranje jeklene konstrukcije</i>	2
1.4	<i>Upoštevanje nepopolnosti</i>	3
1.5	<i>Postopki kontrole stabilnosti in dimenzioniranja okvirjev</i>	5
1.6	<i>Razvrščanje prečnih prerezov.....</i>	6
2	TEHNIČNO POROČILO	7
2.1	<i>Zasnova</i>	7
2.2	<i>Material.....</i>	8
2.3	<i>Obtežba</i>	8
2.4	<i>Metoda računanja notranjih sil.....</i>	9
2.5	<i>Dinamična analiza</i>	9
2.6	<i>Statični sistem.....</i>	9
2.7	<i>Medetažna in strešna konstrukcija</i>	10
2.8	<i>Zavetrovanje.....</i>	10
2.9	<i>Fasada</i>	10
2.10	<i>Spoji</i>	10
2.11	<i>Dvigala.....</i>	11
2.12	<i>Temelji</i>	11
2.13	<i>Izdelava in montaža jeklene konstrukcije</i>	11
2.14	<i>Protikorozijska zaščita.....</i>	12
3	ZASNOVA OBJEKTA.....	13
4	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	14
4.1	<i>Lastna teža in stalna obtežba.....</i>	14

4.1.1	Obtežba strehe.....	14
4.1.2	Medetažna konstrukcija.....	15
4.1.3	Fasadna konstrukcija.....	15
4.2	<i>Koristna obtežba</i>	16
4.3	<i>Obtežba snega</i>	16
4.3.1	Za trajna/začasna projektna stanja določimo obtežbo snega na strehi na naslednji način	17
4.4	<i>Vpliv vetra</i>	18
4.4.1	Izračun osnovne hitrosti vetra.....	19
4.4.2	Tlak vetra w_e na zunanjo ploskve	20
4.4.3	Osnovni tlak vetra q_b	20
4.4.4	Koeficient notranjega tlaka c_{pi}	26
4.4.5	Skupni vpliv tlaka vetra na zunanje ploskve v kombinaciji z notranjim srkom in pritiskom.	27
4.4.6	Učinek trenja vetra na ovoj stavbe.....	28
4.5	<i>Potresna obtežba</i>	30
4.5.1	Prečna smer - momentni okvir	34
4.5.2	Vzdolžna smer (okvir s centričnim povezjem).....	36
4.6	<i>Obtežne kombinacije</i>	39
4.6.1	Mejno stanje nosilnosti.....	39
4.6.2	Mejno stanje uporabnosti.....	40
5	Zasnova računalniškega modela	42
5.1	<i>Začetna globalna geometrijska nepopolnost</i>	43
6	KONTROLA MODELA.....	44
7	Rezultati	45
7.1	<i>Kontrola nosilnosti zaradi vertikalnih obtežb</i>	45
7.1.1	Mejno stanje nosilnosti.....	45
7.1.2	Mejno stanje uporabnosti.....	52
7.2	<i>Kontrola nosilnosti v prečni smeri zaradi potresne obtežbe</i>	54
7.2.1	Zahteva za duktilno obnašanje jeklenih konstrukcij	54
7.2.2	Kontrola vpliva teorije drugega reda	55
7.2.3	Dimenzioniranje prečke	61
7.2.4	Dimenzioniranje stebrov	64

7.3	<i>Kontrola nosilnosti v vzdolžni smeri zaradi potresne obtežbe.....</i>	67
7.3.1	<i>Gravitacijski del potresne obtežne kombinacije.....</i>	68
7.3.2	<i>Potresni del potresne obtežne kombinacije.....</i>	68
7.3.3	<i>Kontrola vpliva teorije drugega reda.....</i>	70
8	MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA.....	74
8.1	<i>Sovprežna plošča.....</i>	74
8.1.1	<i>Pločevina v fazi betoniranja.....</i>	74
8.1.2	<i>Končno stanje.....</i>	74
8.2	<i>Sovprežni nosilec.....</i>	77
8.2.1	<i>Material.....</i>	77
8.2.2	<i>Določitev obtežbe.....</i>	78
8.2.3	<i>Montažno stanje.....</i>	78
8.2.4	<i>Končno sovprežno stanje.....</i>	81
9	FASADNA PODKONSTRUKCIJA.....	86
9.1	<i>Čelna fasada.....</i>	87
10	RAČUN ZNAČILNIH SPOJEV.....	90
10.1	<i>Momentni spoj prečke HEA360 na krajni steber HEA500.....</i>	90
10.2	<i>Momentni spoj prečke HEA360 na vmesni steber HEA500.....</i>	98
10.3	<i>Momentni spoj zgornje prečke HEA360 na krajni steber HEA500.....</i>	99
10.4	<i>Momentni spoj vmesnega stebra HEA 500 in zgornje prečke HEA 360.....</i>	100
10.5	<i>Členkast spoj sekundarnega nosilca na primarni nosilec.....</i>	101
10.6	<i>Priključek diagonale na steber HEA 500.....</i>	106
10.7	<i>Priključek stebra na temelj.....</i>	109
11	OCENA NOSILNOSTI TEMELJEV.....	113
11.1	<i>ZASNOVA.....</i>	114
11.2	<i>OBTEŽBA NA TEMELJ.....</i>	114
11.3	<i>PREVERJANJE NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL.....</i>	120
12	IZVLEČEK MATERIALA.....	125

13	ZAKLJUČEK.....	126
VIRI	127
PRILOGE.....		129

KAZALO SLIK

SLIKA 1: RAZDELITEV SPOJEV GLEDE NA TOGOST	3
SLIKA 2: NADOMESTNA GLOBALNA NEPOPOLNOST	4
SLIKA 3: LOKALNA NEPOPOLNOST	4
SLIKA 4: GRAF PRIKAZA 4 RAZREDOV KOMPAKTNOSTI	6
SLIKA 5: TLOVIS PRITLIČNE ETAŽE POSLOVNEGA OBJEKTA	13
SLIKA 6: VZDOLŽNI PREREZ OBJEKTA	13
SLIKA 7: PRIKAZ SESTAVE STREHE.....	14
SLIKA 8: PRIKAZ SESTAVE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE	15
SLIKA 9: OBTEŽNA KARTA SNEGA V SLOVENIJI PO CONAH	18
SLIKA 10. TEMEJNA VREDNOST OSNOVNE HITROSTI VETRA $V_{B,0}$ [SIST EN 1991-1-4,2007]	19
SLIKA 11: RAZPOREDITEV TLAKOV V ODVISNOSTI OD REFERENČNE VIŠINE z_E [SIST EN 1991-1-4, 2005].....	21
SLIKA 12: RAZDELITEV STEN NA PODROČJA [SIST EN 1991-1-4, 2005]	22
SLIKA 13: RAZDELITEV STEN NA PODROČJA [SIST EN 1991-1-4, 2005]	23
SLIKA 14: RAZDELITEV STREHE NA PODROČJA [SIST EN 1991-1-4, 2005]	25
SLIKA 15: TRENJE PRI DELOVANJU VETRA V SMERI OSI X.....	29
SLIKA 16: TRENJE PRI DELOVANJU VETRA V SMERI OSI Y.....	30
SLIKA 17: RAZPOREDITEV MAS.....	32
SLIKA 18: 3D MODEL IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER	42
SLIKA 19: PRIKAZ REAKCIJ R_z [kN] ZA LINISKO OBTEŽBO 1,2kN/m.....	44
SLIKA 20: OVOJNICA OSNE SILE N [kN] NAJBOLJ OBREMENJENEGA OKVIRJA	45
SLIKA 21: OVOJNICA MOMENTOV M [kNm] NAJBOLJ OBREMENJENEGA OKVIRJA.....	46
SLIKA 22: OVOJNICA PREČNIH SIL V [kN] NAJBOLJ OBRMENJENEGA OKVIRJA.....	47
SLIKA 23: IZPIS DIMENZIONIRANJA PREČKE IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER	49
SLIKA 24: IZPIS DIMENZIONIRANJA STEBRA IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER	51
SLIKA 25: OVOJNICA MOMENTOV M [kNm]	51
SLIKA 26: OVOJNICA PREČNIH SIL V [kN]	51
SLIKA 27: OVOJNICA OSNIH SIL N [kN].....	52
SLIKA 28: OVOJNICA HORIZONTALNIH POMIKOV u [mm] ZA MEJNO STANJE UPORABNOSTI	52
SLIKA 29: OVOJNICA VETRTIKALNIH POMIKOV u [mm] PREČKE ZA MEJNO STANJE UPORABNOSTI	53
SLIKA 30: OVOJNICA HORIZONTALNIH POMIKI u [mm] ZA MEJNO STANJE UPORABNOSTI.....	54
SLIKA 31: GLOBALNI PORUŠNI MEHANIZEM IN KRITERIJI ZA ZAGOTAVLJANJE USTREZNEGA PORUŠNEGA MEHANIZMA	55
SLIKA 32: KONTROLA TEORIJE DRUGEGA REDA	56
SLIKA 33: POMIKI u [mm] ZARADI POTRESNE OBTEŽBE V PREČNI SMERI	56
SLIKA 34: POMIKI u [mm] ZARADI POVEČANE POTRESNE OBTEŽBE V PREČNI SMERI.....	59
SLIKA 35: DIAGRAM MOMENTOV	61

SLIKA 36: DIAGRAM PREČNIH SIL.....	61
SLIKA 37: DIAGRAM OSNIH SIL	61
SLIKA 38: DIAGRAM MOMENTOV	62
SLIKA 39: DIAGRAM PREČNIH SIL.....	62
SLIKA 40: DIAGRAM NOTRANJNH SIL.....	62
SLIKA 41: POMIKI U [MM] ZARADI POTRESNE OBTEŽBE V VZDOLŽNI SMERI	71
SLIKA 42: ARMATURA ZA RAZNOS OBTEŽBE.....	75
SLIKA 43: NEGATIVNA ARMATURA NAD PODPORO	76
SLIKA 44: ZASNOVA SOVPREŽNEGA NOSILCA	77
SLIKA 45: SODELUJOČA ŠIRINA SOVPREŽNEGA PREREZA.....	81
SLIKA 46: PRIKAZ POSAMETNIH RAZDALJI.....	81
SLIKA 47: RAČUNSKI MODEL FASADNE LEGE IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER.....	86
SLIKA 48: PRIKAZ OVOJNICE MOMENTOV M [kNm] OKROG Y OSI	87
SLIKA 49: PRIKAZ OVOJNICE MOMENTOV M [kNm] OKROG Z OSI	87
SLIKA 50: POMIKI V SMERI Y V MEJNEM STANJU UPORABNOSTI	88
SLIKA 51: POMIKI V SMERI Z V MEJNEM STANJU UPORABNOSTI.....	89
SLIKA 52: MOMENTNI SPOJ PREČKA HEA360 – STEBER HEA500.....	90
SLIKA 53: PRIKAZ ROČIC R_N	90
SLIKA 54: PRIKAZ ZVARA MED PLOČEVINO IN PROFILOM.....	91
SLIKA 55: DELOVANJE OBREMENTITVE NA STEBER.....	95
SLIKA 56: SODELUJOČA ŠIRINA STOJINE STEBRA.....	95
SLIKA 57: PREČNA OJAČITEV	96
SLIKA 58: SPOJ VMESNI STEBER HEA 500 IN PREČKA HEA 360	98
SLIKA 59: SPOJ KRAJNI STEBER HEA500 IN ZGORNJA PREČKA HEA360	99
SLIKA 60: SPOJ VMESNI STEBER HEA500 IN ZGORNJA PREČKA HEA 360.....	100
SLIKA 61: ZASNOVA ČLENKASTEGA SPOJA SEKUNDARNEGA NOSILCA NA PRIMARNI NOSILEC	101
SLIKA 62: SHEMA PRIKAZA RAVNINE 1-1.....	102
SLIKA 63: PRIKAZ ZVARA V RAVNINI 1-1	103
SLIKA 64: SHEMA PRIKAZA RAVNINE 2-2.....	104
SLIKA 65: PRITRDITEV DIAGONALE NA STEBER HEA 500.....	106
SLIKA 66: PRIKAZ RAZDALJI MED VIJAKI	108
SLIKA 67: PRIKLJUČEK STEBRA NA TEMELJ.....	110
SLIKA 68: PROJEKTNNA PLOSKEV RAZNOSA OBTEŽBE PRI LOKALNI OBTEŽBI (SIST EN 1992-1-1).....	111
SLIKA 69: PRIKAZ TOČKOVNEGA TEMELJA.....	114
SLIKA 70: PRIKAZ DELOVANJA POSAMEZNIH REAKCIJ IN NJIHOVE OZNAKE	115
SLIKA 71: POZICIJA TEMELJEV IZ RAČUNALNIŠKEGA PROGRAMA SCIA ENGINEER	116

KAZALO PREGLEDNIC

PREGLEDNICA 1: RAZVRŠČANJE PREČNIH PREREZOV V 4 RAZREDE KOMPAKTNOSTI	6
PREGLEDNICA 2: OBLIKA KOEFICIENTA OBTEŽBE SNEGA (SIST_EN_1991-3)	17
PREGLEDNICA 3: KOEFICIENTI ZUNANJEGA TLAKA IN OBTEŽBE VETRA NA NAVPIČNO STENO PRI VETRU V OSI X ...	22
PREGLEDNICA 4: KOEFICIENTI ZUNANJEGA TLAKA IN OBTEŽBA VETRA NA NAVPIČNO STENO PRI VETRU V OSI Y ..	24
PREGLEDNICA 5: KOEFICIENT ZUNANJEGA TLAKA IN OBTEŽBA VETRA NA STREHO PRI VETRU V OSI X	25
PREGLEDNICA 6: KOEFICIENTI ZUNANJEGA TLAKA IN OBTEŽBE VETRA NA STREHO PRI VETRU V OSI Y	26
PREGLEDNICA 7: KOEFICIENTI ZUNANJEGA IN NOTRANJEGA TLAKA IN OBTEŽBE VETRA NA STENO PRI VETRU V OSI X.....	27
PREGLEDNICA 8: KOEFICIENTI ZUNANJEGA IN NOTRANJEGA TLAKA IN OBTEŽBE VETRA NA STREHO PRI VETRU V OSI X.....	27
PREGLEDNICA 9: KOEFICIENTI ZUNANJEGA IN NOTRANJEGA TLAKA IN OBTEŽBA VETRA NA NAVPIČNO STENO PRI VETRU V OSI Y	28
PREGLEDNICA 10: KOEFICIENTI ZUNANJEGA IN NOTRANJEGA TLAKA IN OBTEŽBA VETRA NA STREHO V OSI Y.....	28
PREGLEDNICA 11: POMIKOV ZARADI POTRESNE OBTEŽBE V [MM]	57
PREGLEDNICA 12: POMIKI U [MM] ZARADI NOVE POVEČNE POTRESNE OBTEŽBE.....	59
PREGLEDNICA 13: KONTROLA POMIKOV ZARADI POTRESNE OBTEŽBE	60
PREGLEDNICA 14: PRIKAZ DIAGRAMOV NOTRANJIH SIL ZARADI POTRESNE OBTEŽBE.....	61
PREGLEDNICA 15. PRIKAZ DIAGRAMOV NOTRANJIH SIL ZARADI GRAVITACIJSKE OBTEŽBE	62
PREGLEDNICA 16: PRIKAZ OBREMITVE V POSAMEZNIH ETAŽAH	63
PREGLEDNICA 17: POMIKI ZARADI POTRESNE OBTEŽBE V [MM].....	71
PREGLEDNICA 18: KONTROLA POMIKOV ZARADI POTRESNE OBTEŽBE	73
PREGLEDNICA 19: PREGLED OBTEŽB.....	78
PREGLEDNICA 20: IZPIS IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER ZA SPOJ KRAJNI STEBER- VMESNA PREČKA	97
PREGLEDNICA 21: IZPIS IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER	98
PREGLEDNICA 22: IZPIS IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER	99
PREGLEDNICA 23: IZPIS IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER	100
PREGLEDNICA 24: DELNI FAKTORJI ZA VPLIVE Γ_F (SIST_EN_1997-1: DODATEK A)	115
PREGLEDNICA 25: PRIKAZ REAKCIJE NA TEMELJ DOBLJENE IZ RAČUNALNIŠKEGA PROGRAMA SCIA ENGINEER..	116
PREGLEDNICA 26. OVOJNICA REAKCIJ NA TEMELJ POZICIJE T1	119
PREGLEDNICA 27: OVOJNICA REAKCIJ NA TEMELJ POZICIJE T2.....	119
PREGLEDNICA 28: IZVLEČEK MATERIALA.....	125

1 UVOD

1.1 Namen naloge

V okviru diplomskega dela sem obravnaval štirietažno poslovno stavbo, katere nosilna konstrukcija je jeklena. Cilj diplomske naloge je izdelati statični izračun obravnavanega objekta na nivoju projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Z diplomskim delom sem skušal prikazati potek in metode projektiranja ter dimenzioniranje jeklene konstrukcije po slovenskih standardih EVROCODE. Za izračun notranjih statičnih količin in dimenzioniranje sem uporabil računalniški program SCIA Engineer.

1.2 Opis naloge

Zasnova konstrukcije temelji na arhitektonskih podlogah. Tloris objekta je zasnovan v obliki črke L in obsega 4. etaže. Nosilna konstrukcija je jeklena, sestavljena iz momentnih okvirjev v prečni smeri, razpon med stebri je 6m. V vzdolžni smeri je zasnovana kot okvir s centričnim povezjem, katerim prevzamem horizontalne obtežbe. Podrobneje sem obravnaval prečni okvir, ki poteka preko treh polj in je lociran v osi E. Nanj odpade največja vertikalna obtežba. V vzdolžni smeri sem podrobneje obravnaval okvir s centričnim povezjem v osi 4. Medetažna in strešna konstrukcija je zasnovana kot armirano betonska sovprežna plošča, tako da tvori togo šipo.

Lastna teža je odvisna od izbranih konstrukcijskih sklopov in izbranih materialov. Koristna obtežba se razlikuje glede na namembnost stavbe. V mojem primeru je stavba poslovnega namena, tako da znaša koristna obtežba 3kN/m^2 .

Obtežba snega je odvisna od geografskega področja, kjer se objekt nahaja, nadmorske višine in oblike strehe.

Vpliv vetra sem obravnaval ločeno za vzdolžno in prečno smer. Hitrost vetra je odvisna od geometrije objekta in izpostavljenosti. Obtežbo vetra v prečni smeri je prevzel momentni okvir, v vzdolžni smeri pa centrično povezje. Pri vetru ločimo zunanji in notranji vpliv na

konstrukcijo. Pri analizi sem upošteval vsoto notranjega in zunanjega vpliva vetra. Veter lahko deluje kot pritisk na objekt in tudi kot srk. V mojem primeru zaradi velike lastne teže konstrukcije srk deluje ugodno.

Za določitev potresne obtežbe sem uporabil metodo z vodoravnimi silami. Velikost sile je odvisna od mase objekta, geografske lokacije in nihajnega časa konstrukcije. Obravnavani objekt stoji v naselju Ribnica. Pospešek temeljnih tal znaša $a_g = 0,15g$. S tem faktorjem se upošteva sposobnost sipanja energije. Za določitev mase sem uporabil lastno in koristno obtežbo, ki sem jo reduciriral s faktorjem q , saj sem predpostavljal, da stavba v primeru potresa ne bo polno zasedena. Pri dimenzioniranju sem upošteval tudi posebna pravila za projektiranje jeklenih stavb na potresnih območjih.

Globalno analizo sem opravil z računalniškim programom Scia Engineer. Izračunal sem notranje statične količine za mejno stanje nosilnosti in pomike za mejno stanje uporabnosti z upoštevanjem začetne geometrijske nepopolnosti konstrukcije.

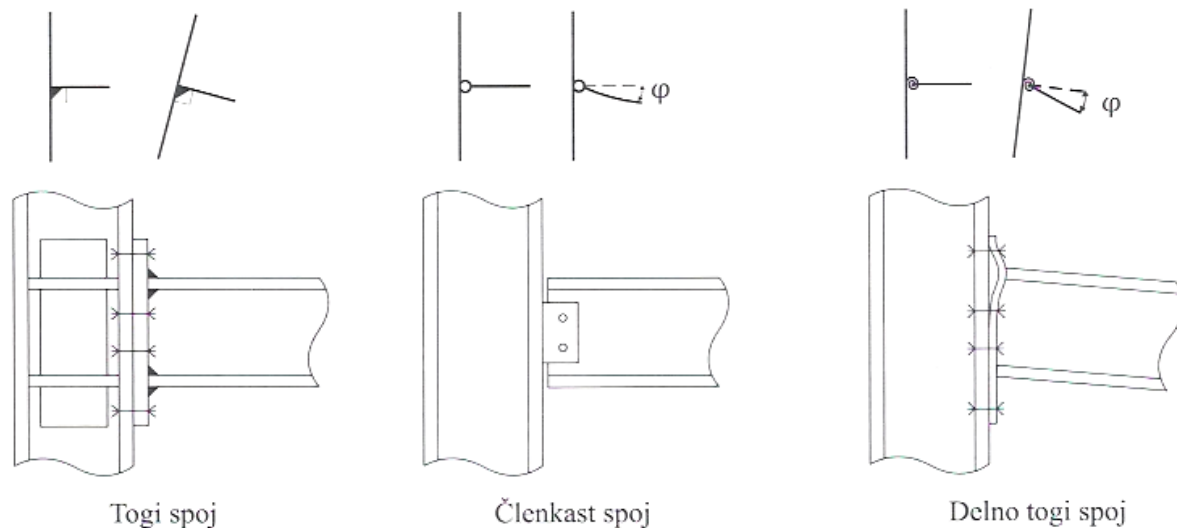
Po opravljenem izračunu sem z omenjenim programom dimenzioniral elemente konstrukcije. Dimenzioniral sem jih na najbolj kritično obtežbeno kombinacijo. Ker so notranje statične količine izračunane po teoriji II. reda, so uklonske dolžine okoli močne osi enake sistemski dolžini elementov. V računalniškem programu je bilo potrebno podati tudi razmak med bočnimi podporami za posamezne elemente zaradi uklona okrog šibke osi in bočne zvrnitve. Uporabil sem jeklo kvalitete S 275.

V okviru diplomske naloge sem dimenzioniral tudi spoje. Spoje momentnega okvirja sem modeliral kot toge, spoje centričnega povezja pa kot členkaste. Dimenzioniranje spojev sem izvedel z zgoraj navedenim računalniškim programom.

1.3 Modeliranje jeklene konstrukcije

Računski model sem zasnoval kot 3d model. Pri modeliranju morajo predpostavke za izračun odražati realno obnašanje konstrukcije kot celote in njenih posameznih delov. Spoje sem modeliral kot toge ali členkaste. Pri togih se kot med spojenima elementoma po obremenitvi konstrukcije ohrani, medtem ko se pri členkastih spojih lahko prosto zasuče. Poznamo pa tudi

delno toge spoje, ki so bolj zahtevni. Delno togi spoj se obnašajo, kot bi bila med spojenima elementoma vgrajena vzmet.



Slika 1: Razdelitev spojev glede na togost

Pri zasnovi je pomembno, da je računalniški model zasnovan v skladu s konstrukcijsko zasnovano spojev in da se spoji in konstrukcija v resnici obnašajo kot v računalniškem modelu.

Štirietažno poslovno stavbo sem modeliral po elastični globalni analizi ob upoštevanju teorije II. reda.

1.4 Upoštevanje nepopolnosti

Ločimo:

- Globalno nepopolnost
- Lokalne nepopolnosti

V globalni analizi konstrukcije je potrebno vključiti vplive nepopolnosti, ki vključujejo predvsem geometrijsko nepopolnost in zaostale napetosti.

Med geometrijske nepopolnosti sodijo:

- Neravnost elementov
- Netočno naleganje (prileganje)

- Naključna ekscentričnost v vozliščih neobremenjenih konstrukcij

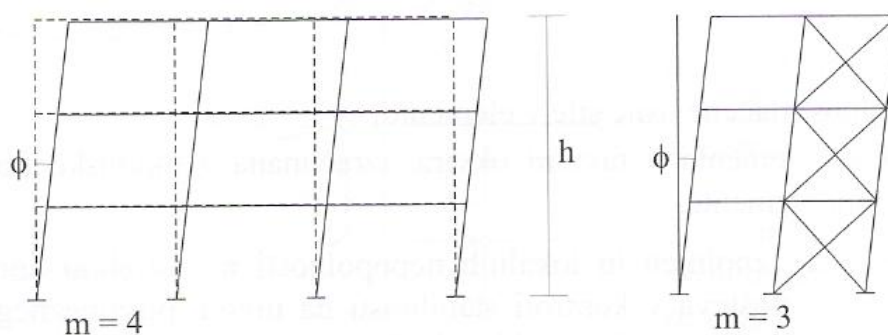
Zaostale napetosti so posledica:

- Varjenje
- Vroče valjanje
- Plamensko rezanje

Naštete nepopolnosti lahko upoštevamo na dva načina:

1. Nadomestna globalna nepopolnost

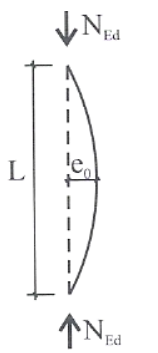
Globalno nepopolnost okvirov upoštevamo vedno.



Slika 2: Nadomestna globalna nepopolnost

2. Lokalne nadomestne nepopolnosti

Lokalne nepopolnosti je v globalni analizi potrebno upoštevati le izjemoma, kadar sta izpolnjena naslednja pogoja:



Slika 3: Lokalna nepopolnost

- Vsaj na enem koncu je element priključen z momentnim spojem
- Omejitev za vitkost tlačnega elementa je prekoračena:

$$\lambda \geq \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$$

N_{Ed} – projektna vrednost tlačne osne sile

λ – relativna vitkost elementa v ravnini okvirja, izračunana z uklonsko dolžino, ki je enaka sistemski dolžini elementa.

Običajno ta kriterij ni izpolnjen, zato lokalne nepopolnosti ni potrebno upoštevati v globalni analizi.

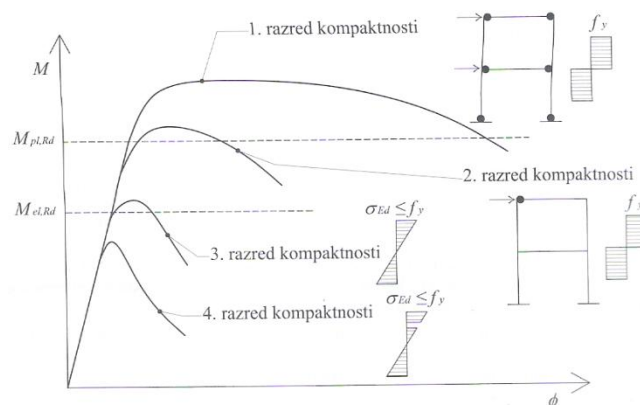
1.5 Postopki kontrole stabilnosti in dimenzioniranja okvirjev

Evrokod 3 daje na voljo tri osnovne postopke, ki temeljijo na teoriji drugega reda:

- Obnašanje okvirja in njegovih posameznih elementov se ob upoštevanju teorije drugega reda ter globalnih in lokalnih nepopolnosti zajame neposredno z globalno analizo. Kontrole stabilnosti posameznih elementov ni potrebno opraviti, zadošča kontrola prečnih prerezov;
- Na ravni okvirja se opravi globalna analiza po teoriji drugega reda ob upoštevanju globalne nepopolnosti, lokalno obnašanje posameznega elementa vključno z lokalnimi geometrijskimi nepopolnostmi pa se preveri v skladu z uklonom in bočno zvrnitvijo. Za uklonsko dolžino posameznih stebrov in prečk se lahko privzame kar njihova sistemski dolžina, saj je globalni vpliv zajet že v povečanih notranjih silah;
- Metoda nadomestnega tlačnega elementa temelji na globalni analizi po teoriji prvega reda brez globalnih ali lokalnih nepopolnosti in na stabilnostni kontroli posameznih elementov z upoštevanjem dejanske uklonske dolžine teh elementov. Ko metode za globalno analizo okvirjev po teoriji drugega reda še niso bile v splošni uporabi, je bila to ključna metoda za kontrolo stabilnosti okvirja.

1.6 Razvrščanje prečnih prereзов

Prečni prerezi elementov jeklenih konstrukcij so običajno sestavljeni iz razmeroma vitkih pločevin, zato je ena glavnih značilnosti jeklenih prečnih prereзов njihova odpornost proti lokalnemu izbočenju oziroma kompaktnost. Prereze delimo v štiri razrede kompaktnosti, ki so prikazani v spodnji preglednici.



Slika 4: Graf prikaza 4 razredov kompaktnosti

Preglednica 1: Razvrščanje prečnih prereзов v 4 razrede kompaktnosti

Razred kompaktnosti	Globalna analiza	Rotacijske kapacitete
1. razred	plastična	Dovolj velika, da omogoči razvoj plastičnega porušnega mehanizma
2. razred	elastična	Omejena, omogoča razvoj prvega plastičnega členka
3. razred	elastična	Ne obstoja
4. razred	elastična	Ne obstoja

2 TEHNIČNO POROČILO

2.1 Zasnova

Poslovni objekt se nahaja v okolici Ribnice na nadmorski višini 492 metrov. Objekt ima tlorisno obliko v obliki črke L. Osnovni del ima dolžino 40,00 m in širino 12,00 m. Izzidek je širok 6,00 m in dolg 16,00 m. Stavba obsega štiri etaže. Višina posamezne etaže je 4,00 m. Objekt je namenjen poslovni rabi. Glavna nosilna konstrukcija je izvedena iz jekla kvalitete S 275, medetažna in strešna konstrukcija pa sta iz armirano betonske sovprežne plošče. Glavno nosilno konstrukcijo objekta tvori 6 prečnih okvirjev v razmaku 8,00 m. Prečke okvirja se priključujejo na stebre z momentnim čelnim spojem. V vzdolžni smeri imamo tri vertikalna povezja (cevne profile) na vsaki strani objekta, v ravnini strehe pa dva horizontalna povezja. Streha je izvedena kot nepohodna, ravna z minimalnim naklonom za ravne strehe.

Projekt je izdelan v skladu s slovenskimi standardi EVROCODE.

Primarni steber, ki prenaša obtežbo v temeljna tla, je jekleni profil HEA 500. Za strešno konstrukcijo je določen profil HEA 360, za medetažno konstrukcijo pa HEA 360.

Sekundarni jekleni sovprežni nosilec, ki povezuje in prenese obtežbo medetaže v jeklene stebre, je IPE 270.

Na sekundarnih sovprežnih nosilcih leži medetažna sovprežna betonska plošča debeline 12 cm. Za povezavo med nosilcem in ploščo se uporabljajo Nelson mozniki. V AB sovprežni plošči uporabimo tip pločevine HI BOND 55, $t=0,8\text{mm}$, $f_y=250\text{MPa}$. Armatura v tlačni coni je Q-131, armatura v rebri je rebrasta, prereza $2,6\text{cm}^2/\text{m}$.

Za fasado izberemo fasadne plošče TRIMO FTV_{MS}, $d = 100\text{mm}$. Fasadne plošče so pritrjene na lege U160 (vzdolžna smer), te pa na glavne nosilne stebre HEA 500 . V fasadi so odprtine oken, ki so bile v arhitektonski zasnovi le predlagane.

Armirano betonski parapet, višine 0,60 m, ki služi za stik fasade s tlemi, se izvede na zunanji strani objekta in je ločen od nosilne jeklene konstrukcije. Celotna konstrukcija je predvidena v vijačeni izvedbi.

Tla nad terenom so izvedena kot plavajoči pod v sestavi 10 cm debele talne plošče na nasutem drobljencu, nanjo je izvedena hidroizolacija in toplotna izolacija, ter cementni estrih, kot zaključni sloj pa je položen parket ali keramične ploščice. Objekt ni podkleten.

2.2 Material

Vgrajeni material mora biti opremljen z potrdili o skladnosti in kvaliteti materiala. Celotna konstrukcija, sekundarni nosilci, zavarovalne konstrukcije, bočna podpiranja strešnih leg, fasadna podkonstrukcija se izvedejo v materialu kvalitete S 275.

Spoji na montaži se izvedejo z vijaki kvalitete 10.9. Za čelne pločevine uporabljamo jeklo kvalitete S 275.

Armaturne palice RA v sovprežni plošči so S 500.

Pozitivna in negativna armatura je od spodnjega oziroma zgornjega roba oddaljena za 3,0cm (zaščitna plast). Mozniki so pritrjeni na sekundarnih nosilcih in so dimenzij $\Phi/h = 19/90\text{mm}$. Vsi uporabljeni betoni konstrukcije so iz trdnostnega razreda C25/30.

2.3 Obtežba

Lastna in stalna: - medetaža $G = 4.66 \text{ kN/m}^2$

- streha $G = 5.59 \text{ kN/m}^2$

- fasada $G = 0.55 \text{ kN/m}^2$

Spremenljiva :

- koristna SIST ENV 1991-2-1:

- pisarne

$Q = 3 \text{ kN/m}^2$

- sneg SIST ENV 1991-2-3: $S_k (A_2) = 1,51 \text{ kN/m}^2$
- veter SIST ENV 1991-2-4: cona 1 $q_b = 0.25 \text{ kN/m}^2$, $v_{b,o} = 20\text{m/s}$

- potres EN 1998-1: $a_g = 0.15g$

2.4 Metoda računanja notranjih sil

Okvirna konstrukcija je obravnavana v 3D modelu, ki je preračunan z računalniškim programom SCIA ENGINEER po teoriji drugega reda ob upoštevanju začetnih geometrijskih nepopolnost. V modelu so obravnavani tudi vse ostale konstrukcije ter spoji.

V statičnem računu so uporabljene vse obtežbe, ki so navedene pod točko 2.3..

Dimenzioniranje vseh elementov, temeljev in vijačenih stikov je bilo opravljeno v skladu s standardi iz skupine standardov EC.

2.5 Dinamična analiza

Dinamična analiza je opravljena z zgoraj navedenim računalniškim programom. Potresne sile so določene s spektrom odziva za elastično analizo, ki upošteva disipacijo energije. Projektni pospešek tal $a=0.15g$ (velja za Ribnico).

Konstrukcija je potresno varno projektirana po ENV 1998 tako, da med potresom stebri ostanejo nepoškodovani, do upogibne plastifikacije pride najprej v prečkah glavnih okvirjev. Preprečena je strižna in tlačna plastifikacija prečk. Elementi so dimenzionirani po 1. razredu kompaktnosti, faktor obnašanja za prečno smer je $q = 3,25$ in za vzdolžno smer $q = 4$.

2.6 Statični sistem

V osnovi gre za jekleni sklet, z togimi sovprežnimi ploščami na nivojih etaž. Glavna nosilna konstrukcija je sestavljena iz momentnih okvirjev. V tem primeru imamo dva tipa različnih okvirjev. Prvi tip je momentni okvir. Drugi tip pa je okvir z centričnim povezjem. Med stebri je razpetina v prečni smeri 6,00m. Okvirji so razporejeni z medosno razdaljo 8,00m. Okvirna konstrukcija preko plošč prevzame vso vertikalno in horizontalno obremenitev in jo prenaša na temelje.

V vzdolžni smeri sta dva tipa primarnih okvirjev z centričnim povezjem na razmaku 6,00 m.

2.7 Medetažna in strešna konstrukcija

Medetažne konstrukcije so sovprežne plošče, ki ležijo na sovprežnih nosilcih HEA 300. Primarne prečke so priključene na stebre preko vijačnega stika. Sovprežni nosilci so pritrjeni členkasto. Betonska sovprežna plošča poteka v prečni smeri kontinuirano čez 3 in 4 polja razpona 4,17m. Na polovici objekta je plošča prekinjena z dilatacijo. Izbral sem sovprežno ploščo tipa HI BOND 55, $t=0,8\text{mm}$, $f_y=250\text{MPa}$. Čepi so NELSON $\varnothing 19$, $f_u=45\text{kN/cm}^2$.

2.8 Zavetrovanje

Zavetrovanje je izvedeno s pravokotnimi jeklenimi profili. Izvede se ga v drugem in prezadnjem polju. Profili so členkasto pritrjeni na nosilne stebre. Zavetrovanje prevzame horizontalne vplive v vzdolžni smeri.

2.9 Fasada

Na objektu je kot fasada predvidena trimo sendvič TRIMOTERM FTV 1200, ki je preko fasadne podkonstrukcije, lege U120 v vzdolžni in prečni smeri pritrjena na glavni okvir. Maksimalni razmak med vijaki je 35cm. Ogrevalni paneli Trimoterm FTV so sestavljeni iz dveh profiliranih, obojestransko pocinkanih in obarvanih jeklenih pločevin debeline 0,7mm z izolacijskim polnilom iz negorljive lamelirane mineralne volne debeline 120mm. Vse tri plast sestavljajo kompakten sendvič element, ki zagotavlja potrebno nosilnost, tesnost in sestavljivost. Paneli so dimenzionirani z Diagramom dopustnih razdalj za panele Trimoterm FTV upoštevajo se obtežni primeri zaradi obremenitve z vetrom in temperaturo, diagrame je izdelalo podjetje Trimo. Fasadne plošče so zaščitene z zaščitnim in dekorativnim premazom. Barvo izbere investitor.

2.10 Spoji

Moj objekt vsebuje več različnih tipov spoja. Spoj fasadne lege na zunanji steber. Uporabljeni so vijaki M12 8.8. Zvar ima korensko mero $a=3\text{mm}$. Momentni spoj prečka-steber. Izveden je na krajnih stebrih v medetažnem delu. Izbral sem vijake M22 10.9. Steber je potrebno tudi

ojačati na delu, kjer je izveden spoj. Členkasti spoj primarni-sekundarni nosilec. Izveden je v medetažnih delih. Izbrani so vijaki M16 8.8. Spoj členkasti priključek stebra na temelj. Izbrane so 2 sidrne palice M24 10.9. Na koncu palice je potrebno izvedeti sidrno ploščico in jo dobro zabetonirati v temelj. Strešni spoj je izveden z vijaki M24 10.9. Steber poteka kontinuirano od temelja pa vse do slemena. Strešni prečki se priključita na steber, spoj na medetažnem delu pa na srednji steber. Podobno kot pri slemenu steber poteka kontinuirano, prečki se priključita z čelno pločevino na srednji steber, izbrani so isti vijaki kot pri slemenu.

2.11 Dvigala

Jašek za dvigalo je samostojni objekt v AB izvedbi, dilatacijsko ločen od nosilne jeklene konstrukcije. Debelina sten je 20cm. Strojnica dvigala se nahaja pod streho in je prezračevana preko zračnikov. Širina dilatacije je do 10cm.

2.12 Temelji

Temelji so točkovni in podpirajo primarne jeklene stebre HEA 500, med seboj so povezani s pasovno gredo širine 40cm in globine 80cm. Točkovna temelja sta dimenzij T_1 220/220cm in temelj T_1 240/240cm.

Temeljna tla so dobro nosilna. Kohezija je 18 kN/m^2 , kot notranjega trenja je 22° , specifična teža zemljine 20.5 kN/m^3 , nosilnost temeljnih tal pa 361 kN/m^2 .

2.13 Izdelava in montaža jeklene konstrukcije

Pri izdelavi konstrukcije je potrebno posebno pozornost posvetiti izdelavi vozlišč steber – nosilec. Z ustrežno kontrolo je potrebno zagotoviti, da bo celotna konstrukcija narejena po predpisanih standardih.

Vsi čelni zvari, narejeni v delavnici ali na montaži, morajo biti 1. kvalitete (SIST EN 1090-1)

Detalji, ki potrebujejo posebno pozornost zaradi funkcije, so:

- zvari pri prekinitvi stebra (V zvar 1. kvalitete, popolna penetracija)

- zvari pri stiku strešnih in fasadnih leg (V zvar 1. kvalitete, polna penetracija)
- zvari pri čelni pločevini stika temelj – steber

Ob vseh dodatnih zvarih za stikovanje lamel, ki v projektu niso bili predvideni, je potrebno obvestiti projektanta, ki bo na osnovi lege in obremenitve zvara opravil klasifikacijo.

Jeklena konstrukcija mora biti izdelana in montirana v skladu s projektno dokumentacijo, veljavnimi predpisi in standardi.

Pri montaži je potrebno s pravim vrstnim redom montaže zagotoviti stabilnost konstrukcije v času montaže. Nujna je prisotnost nadzornega organa. Med montažo je potrebno zagotoviti prostorsko lego vozlišč (prostorska konstrukcija) ter varjenje in nanos protikorozijskih premazov v dopustnih vremenskih razmerah.

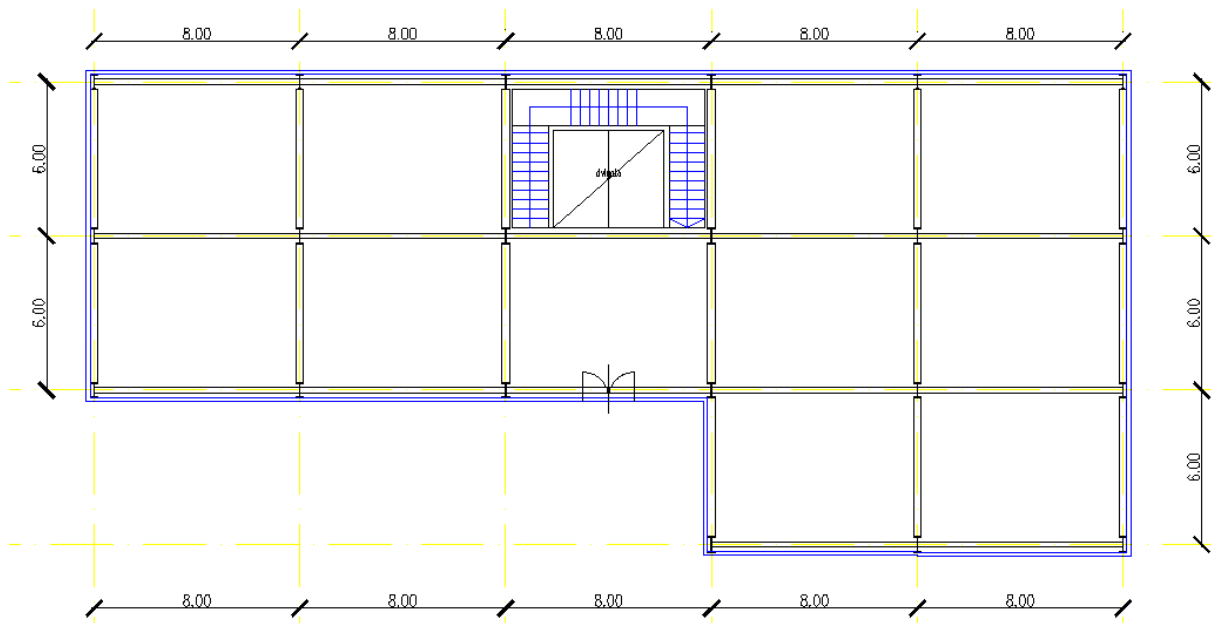
Pri izdelavi posameznih elementov jeklene konstrukcije je potrebno pozornost posvetiti dimenzijski kontroli in pripravi zvarnih žlebov.

Med izdelavo in montažo jeklene konstrukcije morata biti zagotovljena stalna merska kontrola in stalen strokovni nadzor, ki ga izvaja strokovnjak za jeklene konstrukcije. Ob vsaki izvedeni spremembi je potrebno pridobiti pisno soglasje projektanta in strokovnega nadzora.

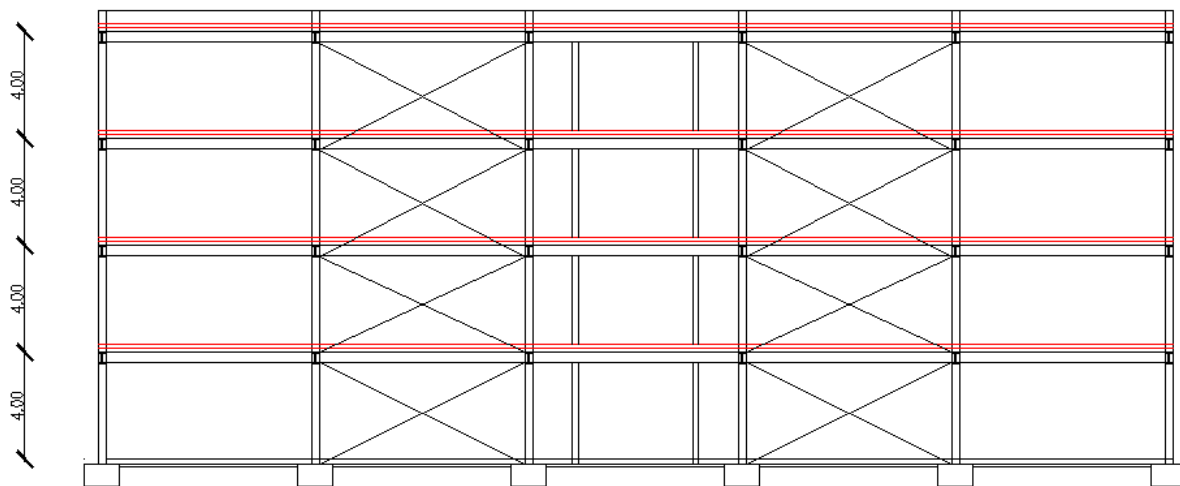
2.14 Protikorozijska zaščita

Vsi jekleni elementi morajo biti protikorozijsko zaščiteni. Predlagam uporabo enega temeljnega in dveh prekrivnih premazov v skupni debelini suhega filma 0,15-0,20mm. Vsa poškodovana mesta je potrebno po montaži očistiti in protikorozijsko zaščititi. Pred nanosom temeljnega premaza morajo biti konstrukcijski elementi očiščeni s peskanjem.

3 ZASNOVA OBJEKTA



Slika 5: Tloris pritlične etaže poslovnega objekta



Slika 6: Vzдолžni prerez objekta

4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

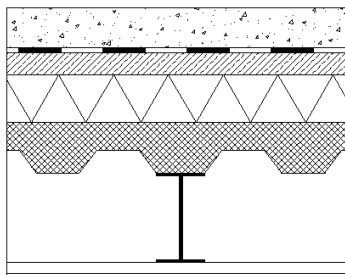
Med vplive na konstrukcijo sodijo vsi dejavniki obremenitve, ki so pomembni za obnašanje objekta. Vplivi so določeni v skladu z evropskimi standardi za posamezno vrsto obremenitve. V diplomski nalogi sem se soočil z naslednjimi vplivi: lastno težo, preostalo stalno obtežbo, koristno obtežbo, obtežbo snega in vetra ter potresno obtežbo. Vplive sem ponazoril s silami oz. porazdeljeno obtežbo, ki predstavljajo vpliv na konstrukcijo.

4.1 Lastna teža in stalna obtežba

(SIST EN 1991-1-1)

Lastno težo in stalno obtežbo konstrukcije poslovnega objekta sestavljajo stalni nepomični vplivi, ki predvidoma delujejo na konstrukcijo ves čas njegove življenjske dobe.

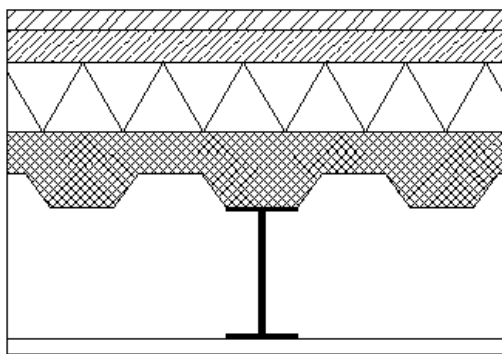
4.1.1 Obtežba strehe



Slika 7: Prikaz sestave strehe

- nasutje (gramoz)	$g = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- hidroizolacija	$g = 0,22 \text{ kN/m}^2$
- naklonski beton	$g = 1,68 \text{ kN/m}^2$
- toplotna izolacija	$g = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna plošča H74-1 h=12 cm	$g = 2,41 \text{ kN/m}^2$
- jekleni profil (IPE 270 – sekund. nosilec)	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- instalacije	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- spuščeni strop	$g = 0,30 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma g = 5,91 \text{ kN/m}^2$

4.1.2 Medetažna konstrukcija



Slika 8: Prikaz sestave medetažne konstrukcije

- finalna obdelava	$g = 0,25 \text{ kN/m}^2$
- estrih	$g = 1,25 \text{ kN/m}^2$
- toplotna izolacija	$g = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna plošča H74-1 h=14 cm	$g = 2,41 \text{ kN/m}^2$
- jekleni profil (IPE 270 – sekund. nosilec)	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- instalacije	$g = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- spuščeni strop	$g = 0,30 \text{ kN/m}^2$
	<hr/>
	$\Sigma g = 4,66 \text{ kN/m}^2$

4.1.3 Fasadna konstrukcija

Za fasado sem izberal Trimo fasadne panele, ki bodo pritrjene na 1,4 metra in 2,8 metra višine etaže. Teža fasadnih panelov vključno s fasadno podkonstrukcijo je:

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

4.2 Koristna obtežba

(SIST EN 1991-1-1:2004)

Koristno obtežbo v splošnem obravnavamo kot spremenljiv pomični vpliv. Navadno jo upoštevamo kot navidezen statičen vpliv, kar pomeni, da dinamičen vpliv prestavimo z enakovrednim statičnim vplivom v računskem modelu konstrukcije.

- nepohodna streha kategorije »H« $q = 0,40 \text{ kN/m}^2$
/dostopna le za vzdrževanje/
- medetažna – pisarne kategorije »B« $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- stopnice $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- predelne stene $q = 1,20 \text{ kN/m}^2$

4.3 Obtežba snega

(SIST EN 1991-1-3:2004)

Obtežbo snega moramo upoštevati kot spremenljivo nepomično obtežbo. Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe ter drugi dejavniki kot so:

- oblika strehe
- toplotne lastnosti strehe
- hrapavost površine strehe
- količina toplote, generirana pod streho
- sosednje stavbe
- teren v okolici stavbe
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin

4.3.1 Za trajna/začasna projektna stanja določimo obtežbo snega na strehi na naslednji način

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

kjer so:

μ_1 oblikovni koeficient obtežbe snega

s_k karakteristična obtežba snega na tleh

C_e koeficient izpostavljenosti (vzamemo vrednost 1,0)

C_t toplotni koeficient (vzamemo vrednost 1,0)

s obtežba snega na strehi

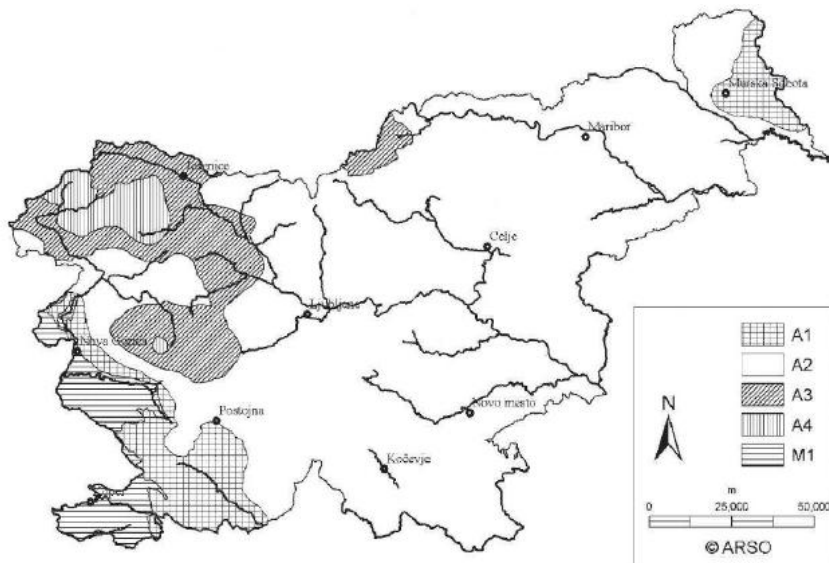
Preglednica 2: Oblika koeficienta obtežbe snega (SIST_EN_1991-3)

Nagib strehe α	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60^\circ < \alpha$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

V obravnavanem primeru je naklon strehe $\alpha = 0^\circ$. Zato je vrednost $\mu_1 = 0,8$.

Karakteristična vrednost obtežbe snega se določi po spodnji enačbi, ki je prilagojena za posamezne cone v Sloveniji.

Osnova za zgoraj navedeno enačbo izhaja iz karte obtežbe snega.



Slika 9: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah

Objekt se nahaja v Ribnici na nadmorski višini $A = 492\text{m}$ v coni A2.

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{492}{728} \right)^2 \right] = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = C_e \cdot C_t \cdot \mu_1 \cdot s_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1,88 \text{ kN/m}^2 = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

4.4 Vpliv vetra

(SIST EN 1991-1-4:2005)

Pri objektih je potrebno upoštevati vplive vetra na konstrukcijo, saj ta lahko deluje ugodno, v veliki večini pa neugodno. Vpliv je odvisen od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije. Veter je obtežba, ki se spreminja s časom in lahko deluje neposredno kot tlak na zunanje in notranje površine konstrukcije. Vpliv vetra na zunanje površine lahko obravnavamo v primerih, ko predpostavimo, da so okna in vrata med nevihto zaprta, in s tem preprečijo prepustnost ovoja stavbe. Dejansko pa lahko vpliv vetra zaradi prepustnosti ovoja stavbe posredno deluje na notranje površine. Zunanji in notranji vpliv vetra je potrebno upoštevati takrat, ko predvidevamo skupno delovanje. Dejanski vpliv vetra na konstrukcijo je naveden turbolentni značaj, ki ga predstavimo s silami oz. tlaki, ki imajo enakovreden vpliv. Tlaki delujejo na površine kot rezultirajoča sila pravokotno na površino stavbe.

4.4.1 Izračun osnovne hitrosti vetra

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

kjer so:

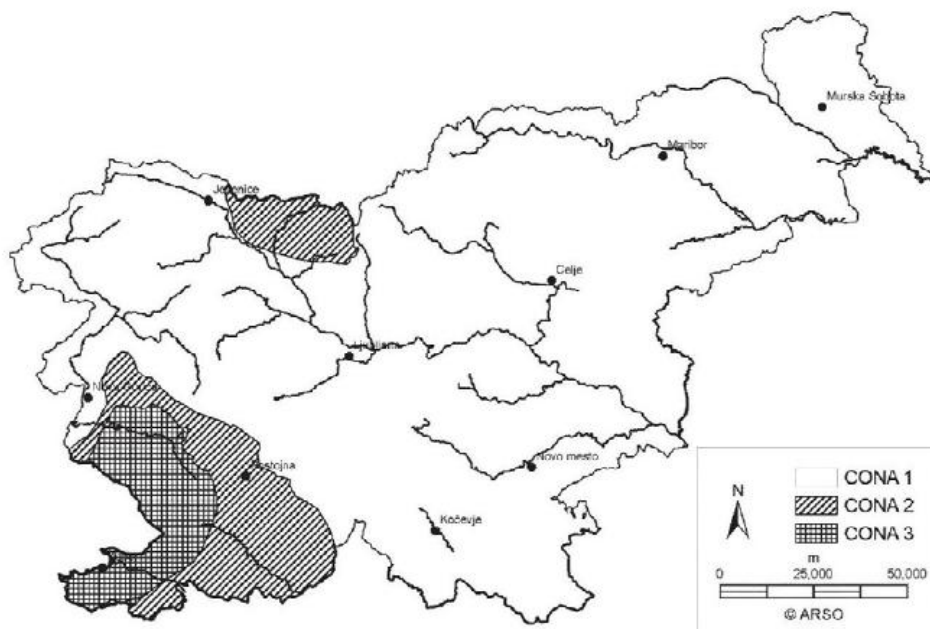
C_{dir} smerni vektor (izberem priporočeno vrednost, ki znaša 1,0)

C_{season} faktor letnega časa (izberem priporočeno vrednost, ki znaša 1,0)

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

V_b osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10m nad terenom II. kategorije

Na podlagi spodaj prikazane slike in izbrane lokacije objekta sem izbral cono 1, ki sicer zavzema večji del Slovenije, in izbrano temeljno vrednosti osnovne hitrosti vetra $V_{b,0}$, ki znaša 20m/s v krajih z nadmorsko višino pod 800m.



Slika 10. Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $V_{b,0}$ [SIST EN 1991-1-4,2007]

$$V_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

4.4.2 Tlak vetra w_e na zunanjo ploskve

Tlak vetra na zunanjo ploskev se izračuna po naslednji enačbi:

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

kjer so:

$q_p(z_e)$ največji tlak pri sunku vetra

z_e referenčna višina za zunanji tlak

c_{pe} koeficient zunanjega tlaka

4.4.3 Osnovni tlak vetra q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 =$$

$$q_b = 250 \text{ kg} \cdot \text{m}^2/\text{m}^3 \cdot \text{s}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

kjer so:

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju.

Za gostoto ρ privzamemo vrednost $1,25 \text{ kg/m}^3$

Faktor izpostavljenosti (SIST EN 1991-1-4:2005; slika 4.2):

Kategorija terena, kjer se objekt nahaja je IV. Pri uporabi diagrama faktorja izpostavljenosti se zanemari faktor hribovitosti.

$$C_e(z = 17\text{m}) = 2,1$$

Pritisk pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z :

$$q_p(z_e) = C_e(z_e) \cdot q_b = 2,1 \cdot 250 \text{ N/m}^2 = 525 \text{ N/m}^2 =$$

$$q_p(z_e) = 0,525kN/m^2$$

4.4.3.1 Koeficient zunanlega tlaka c_{pe} na navpične stene in obtežba vetra

Koeficient zunanlega tlaka na stavbe je odvisen od velikosti površine delovanja obtežbe in je opredeljen na dva načina. Delovanje obtežbe na površino je lahko obravnava kot globalno ali pa kot lokalno delovanje. Pri globalnem delovanju se osredotočimo na delovanje obtežbe na celotni objekt, ki ga označimo s koeficientom $c_{pe,10}$, kar pomeni, da je koeficient zunanlega tlaka izračunan za površino delovanja obtežbe večje ali enake $10m^2$, medtem ko je v določenih primerih potrebna tudi lokalna obdelava koeficienta $c_{pe,1}$, kar pomeni, da je koeficient zunanlega tlaka izračunan za površino delovanja obtežbe manjše ali enake $1m^2$.

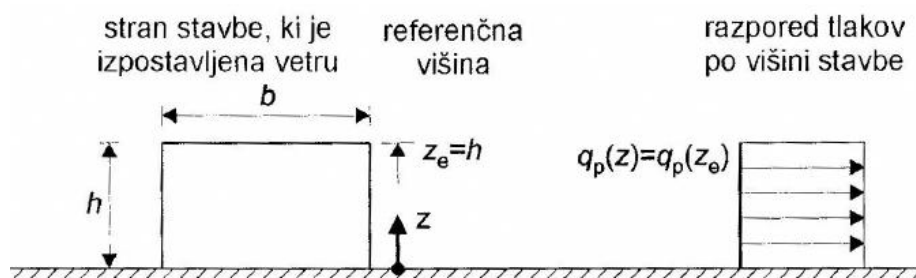
Koeficient zunanlega tlaka pri delovanju vetra v smeri osi X

Ker je razporeditev tlakov po višini stavbe odvisna od razmerja med višino in širino objekta, moramo ugotoviti, kakšen razpored tlakov imamo po objektu na sledeči način:

$$h \leq b$$

$$17m < 40m$$

Iz tega pogoja sklepam, da je razporeditev tlakov po višini stavbe konstantna, kot prikazuje spodnja slika.



Slika 11: Razporeditev tlakov v odvisnosti od referenčne višine z_e [SIST EN 1991-1-4, 2005]

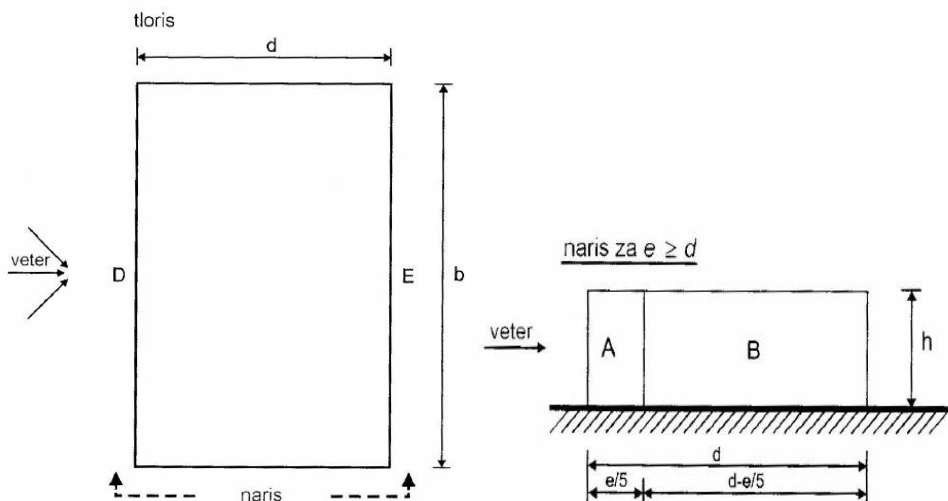
Na podlagi izpolnjenega pogoja o razporeditvi tlakov po višini je potrebna tudi razdelitev tlakov po celotnem ovoju stavbe na posamezna področja, ki so razdeljena od A do E.

$$e = \min \{b \text{ ali } 2h\} = \min \{40m \text{ ali } 34m\}$$

$$e > d$$

$$34m > 18m$$

$$\frac{e}{5} = \frac{34}{5} = 6,8m$$



Slika 12: Razdelitev sten na področja [SIST EN 1991-1-4, 2005]

Na podlagi razmerja h/d in z uporabo linearne interpolacije za posamezno področje sem uporabil naslednje rezultate koeficientov tlaka:

$$\frac{h}{d} = \frac{17}{18} = 0,944$$

Preglednica 3: Koeficienti zunanega tlaka in obtežbe vetra na navpično steno pri vetru v osi x

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
A	0,525	-1,2	-0,63
B	0,525	-0,8	-0,42
D	0,525	0,8	0,42
E	0,525	-0,5	-0,26

Koeficient zunanje tlaka pri delovanju vetra v smeri osi Y

Ker je razporeditev tlakov po višini stavbe odvisna od razmerja med višino in širino objekta, moramo ugotoviti, kakšen razpored tlakov imamo po objektu na sledeči način:

$$h \leq b$$

$$17\text{m} < 18\text{m}$$

$$e = \min \{ b \text{ ali } 2h \} = \min \{ 18\text{m} \text{ ali } 34\text{m} \}$$

$$e < d$$

$$18\text{m} < 40\text{m}$$

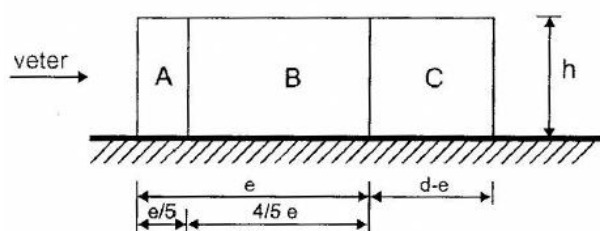
$$\frac{e}{5} = \frac{18}{5} = 3,6\text{m}$$

$$\frac{4}{5} \cdot e = 2,88\text{m}$$

$$d - e = 40\text{m} - 2,88\text{m} = 37,12\text{m}$$

b : širina prečno na smer vetra

naris za $e < d$



Slika 13: Razdelitev sten na področja [SIST EN 1991-1-4, 2005]

Na podlagi razmerja h/d in z uporabo linearne interpolacije za posamezno področje sem uporabil naslednje rezultate koeficientov tlaka:

$$\frac{h}{d} = \frac{17}{40} = 0,425$$

Preglednica 4: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpično steno pri vetru v osi y

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
A	0,525	-1,2	-0,63
B	0,525	-0,8	-0,42
C	0,525	-0,5	-0,26
D	0,525	0,72	0,378
E	0,525	-0,35	-0,18

4.4.3.2 Koeficient zunanje tlaka c_{pe} za ravne strehe

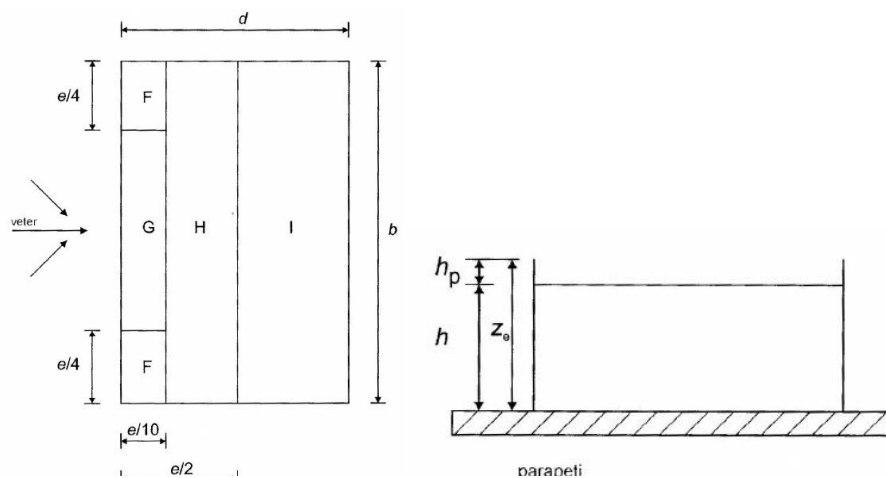
Koeficient zunanje tlaka pri delovanju vetra v smeri osi X

Za ravne strehe so koeficienti zunanje tlaka različni glede na področja, ki so označena od F do I. Ta področja se delijo podobno kot pri računu koeficientov za navpične stene ob upoštevanju določenih zahtev za ravne strehe.

$$e = \min \{ b \text{ ali } 2h \} = \min \{ 40\text{m} \text{ ali } 34\text{m} \}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{34\text{m}}{10} = 3,4\text{m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{34\text{m}}{2} = 17\text{m}$$



Slika 14: Razdelitev strehe na področja [SIST EN 1991-1-4, 2005]

Na podlagi razmerja h_p/h in z uporabo linearne interpolacije za posamezno področje sem uporabil naslednje rezultate koeficientov tlaka:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{1,0m}{16m} = 0,063$$

Preglednica 5: Koeficient zunanega tlaka in obtežba vetra na streho pri vetru v osi x

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
F	0,525	-1,39	-0,73
G	0,525	-0,9	-0,47
H	0,525	-0,7	-0,37
I	0,525	-0,2	-0,11
		0,2	0,11

Koeficient zunanega tlaka pri delovanju vetra v smeri osi Y

$$e = \min \{ b \text{ ali } 2h \} = \min \{ 18m \text{ ali } 34m \}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{18m}{10} = 1,8m$$

$$\frac{e}{2} = \frac{18m}{2} = 9m$$

Na podlagi razmerja h_p/h in z uporabo linearne interpolacije za posamezno področje sem uporabil naslednje rezultate koeficientov tlaka:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{1,0m}{16m} = 0,063$$

Preglednica 6: Koeficienti zunanega tlaka in obtežbe vetra na streho pri vetru v osi y

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
F	0,525	-1,39	-0,73
G	0,525	-0,9	-0,47
H	0,525	-0,7	-0,37
I	0,525	-0,2	-0,11
		0,2	0,11

4.4.4 Koeficient notranjega tlaka c_{pi}

Koeficienti notranjega tlaka C_{pi} :

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

4.4.5 Skupni vpliv tlaka vetra na zunanje ploskve v kombinaciji z notranjim srkom in pritiskom.

I. Primer: zunanji tlak na steno in streho ter notranji tlak $c_{pi} = -0,3$ v pri vetru v osi X

Preglednica 7: Koeficienti zunanjega in notranjega tlaka in obtežbe vetra na steno pri vetru v osi x

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
A	0,525	-1,1	-0,58
B	0,525	-0,8	-0,42
D	0,525	1,1	0,58
E	0,525	-0,2	-0,11

Preglednica 8: Koeficienti zunanjega in notranjega tlaka in obtežbe vetra na streho pri vetru v osi x

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
F	0,525	-1,09	-0,57
G	0,525	-0,6	-0,32
H	0,525	-0,4	-0,21
I	0,525	0,1	0,05
		0,5	0,26

II. Primer: zunanji tlak na steno in streho ter notranji tlak $c_{pi} = -0,3$ v pri vetru v osi Y

Preglednica 9: Koeficienti zunanje in notranje tlaka in obtežba vetra na navpično steno pri vetru v osi y

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
A	0,525	-0,9	-0,47
B	0,525	-0,5	-0,26
C	0,525	-0,3	-0,02
D	0,525	1,02	0,54
E	0,525	-0,05	-0,03

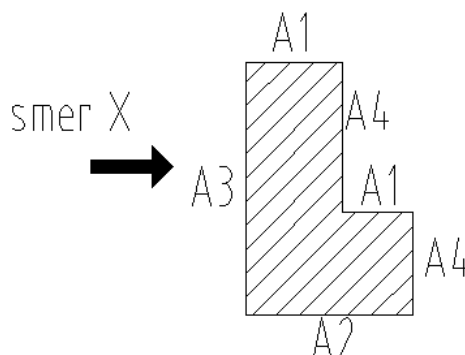
Preglednica 10: Koeficienti zunanje in notranje tlaka in obtežba vetra na streho v osi y

Področja	q_p (kN/m ²)	c_{pe}	w_e (kN/m ²)
F	0,525	-1,09	-0,57
G	0,525	-0,6	-0,32
H	0,525	-0,4	-0,21
I	0,525	0,1	0,05
		0,5	0,26

4.4.6 Učinek trenja vetra na ovoj stavbe

Učinek trenja vetra na ploskev lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter.

4.4.6.1 Učinek trenja vetra na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X



Slika 15: Trenje pri delovanju vetra v smeri osi X

$$A_{\text{vzporedno}} = A1_{\text{fasade}} + A2_{\text{fasade}} + A_{\text{strehe}} = 306\text{m}^2 + 306\text{m}^2 + 576\text{m}^2$$

$$A_{\text{vzporedno}} = 1188\text{m}^2$$

$$A_{\text{pravokotno}} = A3_{\text{fasade}} + A4_{\text{fasade}} = 680\text{m}^2 + 680\text{m}^2$$

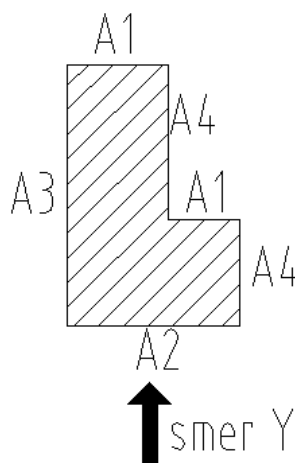
$$A_{\text{pravokotno}} = 1360\text{m}^2$$

$$A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}}$$

$$1188\text{m}^2 \leq 4 \cdot 1360\text{m}^2 = 5440\text{m}^2$$

Ker je celotna površina ploskev, vzporednih z vplivom vetra, manjša od štirikratne površine ploskev, pravokotnih na vpliv, ni potrebno upoštevati učinka trenja.

4.4.6.2 Učinek trenja vetra na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y



Slika 16: Trenje pri delovanju vetra v smeri osi Y

$$A_{\text{vzporedno}} = A_{3\text{ fasade}} + A_{4\text{ fasade}} = 680\text{m}^2 + 680\text{m}^2$$

$$A_{\text{vzporedno}} = 1360\text{m}^2$$

$$A_{\text{pravokotno}} = A_{1\text{ fasade}} + A_{2\text{ fasade}} + A_{\text{strehe}} = 306\text{m}^2 + 306\text{m}^2 + 576\text{m}^2$$

$$A_{\text{pravokotno}} = 1188\text{m}^2$$

$$A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}}$$

$$1360\text{m}^2 \leq 4 \cdot 1188\text{m}^2 = 4752\text{m}^2$$

Ker je celotna površina ploskev, vzporednih z vplivom vetra, manjša od štirikratne površine ploskev pravokotnih na vpliv, ni potrebno upoštevati učinek trenja.

4.5 Potresna obtežba

(SIST EN 1998-1:2005)

Potresni vpliv predstavlja gibanje tal. Potres lahko deluje v treh smereh x,y,z. V okviru mojega diplomskega dela sem analiziral potres samo v horizontalnih smereh.

Za izračun potresnih sil je uporabljena metoda z vodoravnimi silami (SIST EN 1998-1:2005; Preglednica 3.2).

Ta tip analize se lahko uporablja za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike ne vplivajo pomembno na odziv. Upošteva se, da je omenjena zahteva izpolnjena, če stavba ustreza dvema pogojema:

- imajo osnovne nihajne čase T_1 dveh glavnih smereh manjše od 2sek oziroma $4 \cdot T_c$
- ustrezajo kriterijem za pravilnost po višini

Celotna prečna sila F_b je za vsako od obeh smereh, ki ju analiziramo, določena z enačbo:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$$

F_bcelotna potresna sila

$S_d(T_1)$ordinata v projektnem spektru pri osnovnem nihajnem času T_1

λkorekcijski faktor

Osnovna nihajnega časa konstrukcije T_1 obeh ravninskih modelov stavbe se lahko izračunata s pomočjo približnih izrazov. Za stavbe višine do 40m, v katero sodi tudi moj obravnavani objekt, lahko približno vrednost T_1 (s) izračunam z enačbo:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

Hvišina stavbe (v m), merjena od vrha temeljev

$C_t = \begin{cases} 0,085 \dots \text{za prostorske jeklene momentne okvirje} \\ 0,075 \dots \text{za prostorske betonske okvirje} \\ 0,050 \dots \text{za ostale konstrukcije} \end{cases}$

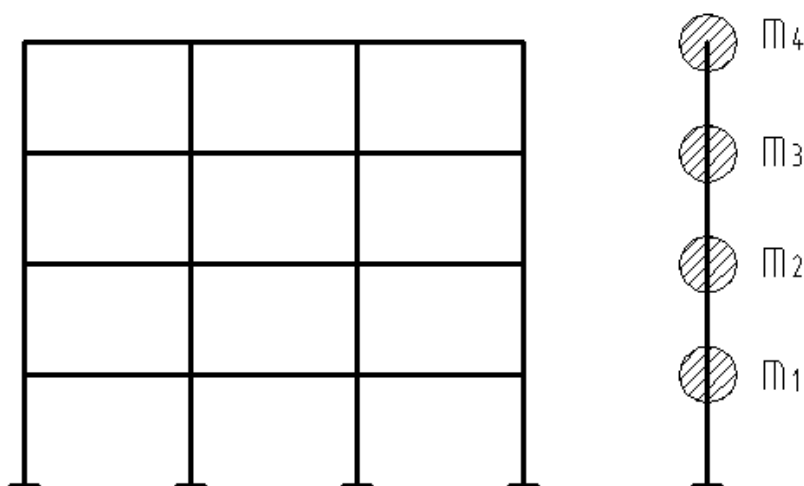
Pri delovanju potresnega vpliva ne kombiniramo vetra in potresa. Verjetnost, da nastopita istočasno je zelo majhna. Tako tudi ne upoštevamo vpliv snega.

Tla so kategorije B.

Objekt stoji v Ribnici, zato je projektni pospešek temeljnih tal:

$$a_g = 0,15 \cdot g$$

Določitev projektnega potresnega vpliva (upoštevam mase, ki so povezane z vsemi težnostnimi silami) SIST EN 1998-1: točka 3.2.4 (2)P



Slika 17: Razporeditev mas

Določitev mas v posamezni etaži:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,j} \cdot Q_{k,j}$$

kjer je:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

$$\psi_{E,4} = \varphi \cdot \psi_2 = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3$$

$$\psi_{E,4} = \varphi \cdot \psi_2 = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$$

V $\sum G_{k,j}$ so zajete mase izbranih profilov, stalna teža konstrukcije ter masa fasade in fasadne podkonstrukcije. Vse etaže obravnavam enako. Lastno težo profilov pomnožim z 1,1, s tem upoštevam vijake, čelne pločevine in zware.

Teža zgornje etaže:

$$\begin{aligned} G_4 &= \left[(g \cdot b \cdot l) + (g_{\text{HEA } 450} \cdot 21 \cdot v_{\text{etaže}} \cdot 1,1) + (g_{\text{HEA } 360} (b \cdot 15 + l \cdot 17) \cdot 1,1) + \right. \\ &\left. (g_f \cdot (v_{\text{panela}} \cdot b \cdot 2 + v_{\text{panela}} \cdot l \cdot 2)) \right] = \\ &= [(5,91 \text{ kN/m}^2 \cdot (24 \text{ m} \cdot 12 \text{ m} + 16 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) + (1,40 \text{ kN/m} \cdot 21 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 1,1) + \\ &(1,12 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m} \cdot 15 + 8 \text{ m} \cdot 17) \cdot 1,1) + (0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot (3 \text{ m} \cdot 18,0 \text{ m} \cdot 2 + 3 \text{ m} \cdot 40,0 \text{ m} \cdot \\ &2))] = 3982,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_3 &= \left[(g \cdot b \cdot l) + (g_{\text{HEA } 450} \cdot 21 \cdot v_{\text{etaže}} \cdot 1,1) + (g_{\text{HEA } 360} (b \cdot 15 + l \cdot 17) \cdot 1,1) + \right. \\ &\left. (g_f \cdot (b \cdot 2 + v_{\text{panela}} \cdot l \cdot 2)) \right] = \\ &= [(4,66 \text{ kN/m}^2 \cdot (24 \text{ m} \cdot 12 \text{ m} + 16 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) + (1,40 \text{ kN/m} \cdot 21 \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 1,1) + \\ &(1,12 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m} \cdot 15 + 8 \text{ m} \cdot 17) \cdot 1,1) + (0,6 \text{ kN/m}^2 \cdot (4 \text{ m} \cdot 18,0 \text{ m} \cdot 2 + 3 \text{ m} \cdot \\ &40,0 \text{ m} \cdot 2))] = 3322,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_4 = q_k \cdot b \cdot l = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot (12 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} + 16 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) = 230,40 \text{ kN}$$

$$Q_3 = q_k \cdot b \cdot l = 4,2 \text{ kN/m}^2 \cdot (12 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} + 16 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) = 2419,2 \text{ kN}$$

$$m_4 = G_4 + \psi_{E,4} \cdot Q_4 = 3982,65 \text{ kN} + 0,3 \cdot 230,40 \text{ kN} = 4051,77 \text{ kN} = 405,18 \text{ t}$$

$$m_3 = G_3 + \psi_{E,3} \cdot Q_3 = 3322,35 \text{ kN} + 0,15 \cdot 2419,2 \text{ kN} = 3685,23 \text{ kN} = 368,52 \text{ t}$$

$$\psi_{E,3} = \varphi \cdot \Psi_2 = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$$

Mase etaž so enake, razen mase zgornje etaže, in sicer $m_1 = m_2 = m_3$

Masa celotne konstrukcije:

$$\sum m = 368,52 \text{ t} \cdot 3 + 405,18 \text{ t} = 1510,74 \text{ t}$$

4.5.1 Prečna smer - momentni okvir

Izračun nihajnega časa:

$$C_t = 0,085$$

$$T = C_t \cdot H^{3/4} = 0,085 \cdot (17,0m)^{3/4} = 0,71s$$

Faktor obnašanja:

Faktor obnašanja je faktor, ki se uporablja pri projektiranju. Z njim se zmanjšujejo sile, dobljene z linearno analizo, da se upošteva nelinearen odziv konstrukcij. Faktor je povezan z materialom, konstrukcijskim sistemom in postopki projektiranja.

$$q = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot \frac{1}{2} = 5 \cdot 1,3 \cdot \frac{1}{2} = 3,25$$

Tlorisna pravilnost vpliva na izbiro metode analize ter faktor dodatne nosilnosti $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$. V mojem primeru je stavba tlorisno nepravilna, zato se upošteva samo polovična vrednost faktorja dodatne nosilnosti.

Določitev projektne spektra $S_d(T)$:

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,15g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,25} \cdot \left[\frac{0,5}{0,71} \right] = 0,098g \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,15g = 0,03g \end{cases}$$

Celotna potresna sila (SIST EN 1998-1:2005, točka 4.3.3.2.2):

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

Kjer je:

$$\lambda = \begin{cases} 0,85; \text{ če } T_1 < 2T_C \text{ in ima stavba več kot dve etaži} \\ \lambda = 1 \text{ za druge primere} \end{cases}$$

$$F_b = 0,098 \cdot 9,81m/s^2 \cdot 1510,74t \cdot 0,85 = 1234,54kN$$

Razporeditev potresnih sil po višini (SIST EN 1998-1:2005, točka 4.3.3.2.3(3)) na celotno etažo:

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

$$\sum z_j \cdot m_j = 4,0m \cdot 3685,23kN + 8,0m \cdot 3685,23kN + 12,0m \cdot 3685,23kN + 16,0m \cdot 4051,77kN = 153273,84kN/m$$

$$F_1 = 1234,54kN \cdot \frac{4,0m \cdot 3685,23kN}{153273,84kN/m} = 118,73kN$$

$$F_2 = 1234,54kN \cdot \frac{8,0m \cdot 3685,23kN}{153273,84kN/m} = 237,46kN$$

$$F_3 = 1234,54kN \cdot \frac{12,0m \cdot 3685,23kN}{153273,84kN/m} = 356,19kN$$

$$F_4 = 1234,54kN \cdot \frac{16m \cdot 4051,77kN}{1153273,84kN/m} = 522,16kN$$

Upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Pri prostorskem modelu konstrukcije je potrebno upoštevati tudi vpliv naključne torzije, pri kateri obtežbo predstavlja torzijski moment M_{ai} okoli navpične osi v etaži i . Vpliv torzijskega momenta izračunamo po naslednji enačbi:

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

kjer so:

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i

F_i vodoravna sila v etaži i

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

Naključno ekscentričnost izračunamo po naslednji enačbi:

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

$$e_{a1} = \pm 0,05 \cdot 40m = 2,0 m$$

$$M_{a1} = 2,0m \cdot 118,73kN = 237,46kNm$$

$$e_{a2} = \pm 0,05 \cdot 40m = 2,0 m$$

$$M_{a2} = 2,0m \cdot 237,46kN = 474,92kNm$$

$$e_{a3} = \pm 0,05 \cdot 40m = 2,0 m$$

$$M_{a3} = 2,0m \cdot 356,19kN = 712,38kNm$$

$$e_{a4} = \pm 0,05 \cdot 40m = 2,0 m$$

$$M_{a4} = 2,0m \cdot 522,16kN = 1044,32kNm$$

4.5.2 Vzдолžna smer (okvir s centričnim povezjem)

Izračun nihajnega časa:

$$C_t = 0,05$$

$$T = C_t \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot (17,0m)^{3/4} = 0,42s$$

Faktor obnašanja:

$$q = 4$$

Določitev projektne spektra $S_d(T)$:

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,15 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{4} = 0,11g$$

Celotna potresna sila (SIST EN 1998-1:2005, točka 4.3.3.2.2):

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

Kjer je:

$$\lambda = \begin{cases} 0,85; & \text{če } T_1 < 2T_c \text{ in ima stavba več kot dve etaži} \\ \lambda = 1 & \text{za druge primere} \end{cases}$$

$$F_b = 0,11 \cdot 9,81\text{m/s}^2 \cdot 1510,74\text{t} \cdot 0,85 = 1385,70\text{kN}$$

Razporeditev potresnih sil po višini (SIST EN 1998-1:2005, točka 4.3.3.2.3(3)) na celotno etažo:

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

$$\begin{aligned} \sum z_j \cdot m_j &= 4,0\text{m} \cdot 3685,23\text{kN} + 8,0\text{m} \cdot 3685,23\text{kN} + 12,0\text{m} \cdot 3685,23\text{kN} + 16,0\text{m} \\ &\cdot 4051,77\text{kN} = 153273,84\text{kN/m} \end{aligned}$$

$$F_1 = 1385,70\text{kN} \cdot \frac{4,0\text{m} \cdot 3685,23\text{kN}}{153273,84\text{kN/m}} = 133,27\text{kN}$$

$$F_2 = 1385,70\text{kN} \cdot \frac{8,0\text{m} \cdot 3685,23\text{kN}}{153273,84\text{kN/m}} = 266,54\text{kN}$$

$$F_3 = 1385,70\text{kN} \cdot \frac{12,0\text{m} \cdot 3685,23\text{kN}}{153273,84\text{kN/m}} = 399,80\text{kN}$$

$$F_4 = 1385,70\text{kN} \cdot \frac{16\text{m} \cdot 4120,89\text{kN}}{153273,84\text{kN/m}} = 596,09\text{kN}$$

Upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Pri prostorskem modelu konstrukcije je potrebno upoštevati še vpliv naključne torzije, pri kateri obtežbo predstavlja torzijski moment M_{ai} okoli navpične osi v etaži i . Vpliv torzijskega momenta izračunamo po naslednji enačbi:

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

kjer so:

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i

F_i vodoravna sila v etaži i

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

Naključno ekscentričnost izračunamo po naslednji enačbi:

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

$$e_{a1} = \pm 0,05 \cdot 18m = 0,9 m$$

$$M_{a1} = 0,9m \cdot 133,27kN = 119,94kNm$$

$$e_{a2} = \pm 0,05 \cdot 18m = 0,9 m$$

$$M_{a2} = 0,9m \cdot 266,54kN = 239,89kNm$$

$$e_{a3} = \pm 0,05 \cdot 18m = 0,9 m$$

$$M_{a3} = 0,9m \cdot 399,80kN = 359,82kNm$$

$$e_{a4} = \pm 0,05 \cdot 18m = 0,9 m$$

$$M_{a4} = 0,9m \cdot 596,09kN = 536,48kNm$$

Potresna obtežna kombinacija SIST EN 1990 6.4.3.4 :

$$G_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum \psi_2 \cdot Q_k$$

$$G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k \rightarrow \text{nepotresni vpliv (gravitacijske sile)}$$

$$\gamma_1 \cdot A_{Ed} \rightarrow \text{potresni vpliv (potresne sile)}$$

4.6 Obtežne kombinacije

SIST EN 1990: 2004

4.6.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri projektiranju po mejnih stanjih nosilnosti je potrebno preveriti kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja ter kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.

Preverim odpornost elementov konstrukcije v odvisnosti od obremenitev (osna sila, prečna sila, upogibni moment in kombinacija osne sile in upogibnega momenta).

Osnovna kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja:

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

Za kontrolo mejnega stanje nosilnosti upoštevam naslednje obtežne kombinacije:

1. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{celotna}$
2. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{\check{s}ah1}$
3. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{\check{s}ah2}$
4. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S$
5. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{\check{s}ah1} + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot S)$
6. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{\check{s}ah2} + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot S)$
7. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{celotna} + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot S)$
8. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{celotna} + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot S)$
9. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{\check{s}ah1} + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot S)$
10. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{\check{s}ah2} + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot S)$
11. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot Q_{celotna})$
12. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot Q_{celotna})$
13. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot Q_{\check{s}ah1})$
14. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot Q_{\check{s}ah1})$
15. $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot Q_{\check{s}ah2})$

$$16. 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot (0,6 \cdot W_{h,2} + 0,7 \cdot Q_{\text{šah}2})$$

Kjer so:

G stalna obtežba

Q_{celotna}koristna obtežba (upoštevam po celotnem tlorisu)

$Q_{\text{šah}1}$koristna obtežba (razporeditev obtežbe v obliki šahovnice)

$Q_{\text{šah}2}$koristna obtežba (razporeditev obtežbe v obliki šahovnice, vendar drugačna razporeditev kot pri $Q_{\text{šah}1}$)

S obtežba snega

$W_{h,x}$ vpliv horizontalnega vetra v prečni smeri

$W_{h,y}$ vpliv horizontalnega vetra v vzdolžni smeri

4.6.2 Mejno stanje uporabnosti

Mejnega stanja uporabnosti ne smem preseči, in sicer to dosežem tako, da omejim deformacije, upogibe in vibracije.

Osnovna kombinacija za mejno stanje uporabnosti:

$$1,0 \cdot G + \psi_1 \cdot Q_k + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_i$$

Za kontrolo mejnega stanja uporabnosti upoštevam naslednje obtežne kombinacije:

1. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{celotna}}$
2. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{šah}1}$
3. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{šah}2}$
4. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S$
5. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{šah}1} + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,6 \cdot S)$
6. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{šah}2} + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,6 \cdot S)$
7. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{celotna}} + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,6 \cdot S)$
8. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{celotna}} + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,6 \cdot S)$

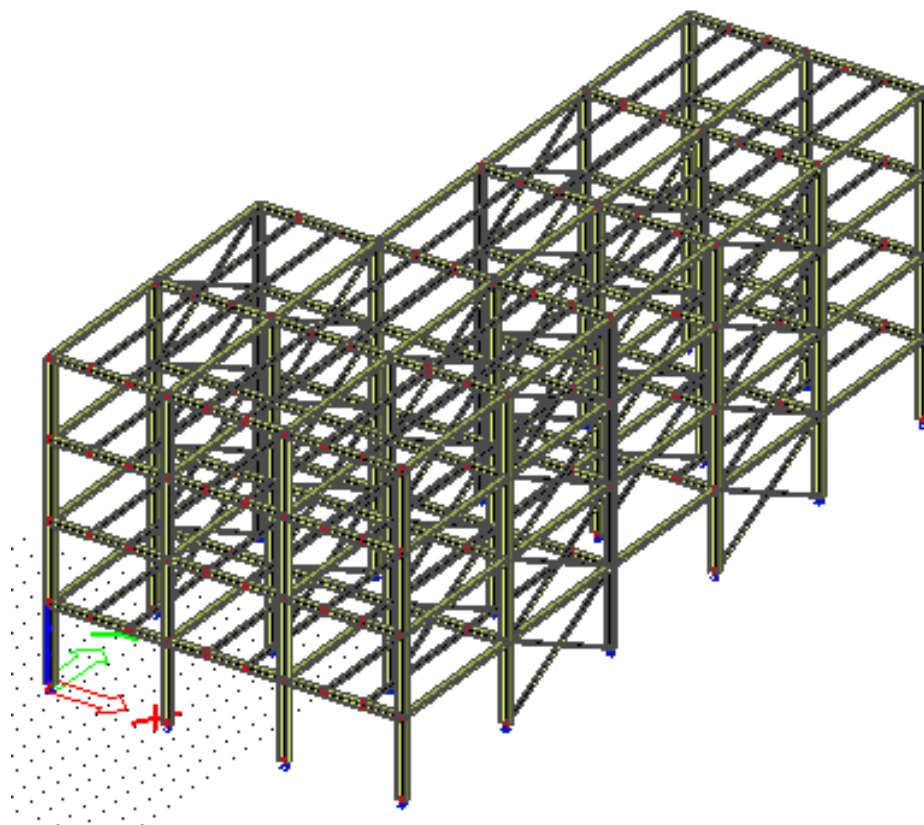
9. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{šah1}} + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,6 \cdot S)$
10. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_{\text{šah2}} + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,6 \cdot S)$
11. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot Q_{\text{celotna}})$
12. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot Q_{\text{celotna}})$
13. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot Q_{\text{šah1}})$
14. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,y} + 0,7 \cdot Q_{\text{šah1}})$
15. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,x} + 0,7 \cdot Q_{\text{šah2}})$
16. $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot S + 1,0 \cdot (0,6 \cdot W_{h,2} + 0,7 \cdot Q_{\text{šah2}})$

5 Zasnova računalniškega modela

Za izvedbo statične analize celotne konstrukcije sem izbral računalniški program SCIA ENGINEER. Konstrukcijo sem podal kot 3D računski model. Obtežbe kot so stalna ter koristna sem podal z ukazom »plane generator«; ta funkcija omogoča avtomatično razporeditev obtežbe po trapeznem pravilu.

Račun povezij in prečnih okvirjev za globalno analizo je izveden po elastični teoriji II. reda z upoštevanimi začetnimi nepopolnosti.

Pri potresni analizi sem upošteval teorijo prvega reda.



Slika 18: 3d model iz programa SCIA Engineer

5.1 Začetna globalna geometrijska nepopolnost

Statična analiza je narejena z upoštevanjem nepopolnosti pri globalni analizi in vpliva teorije drugega reda.

Začetna globalna geometrijska nepopolnost:

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

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{4}$$

$$\alpha_{m,y} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0,583$$

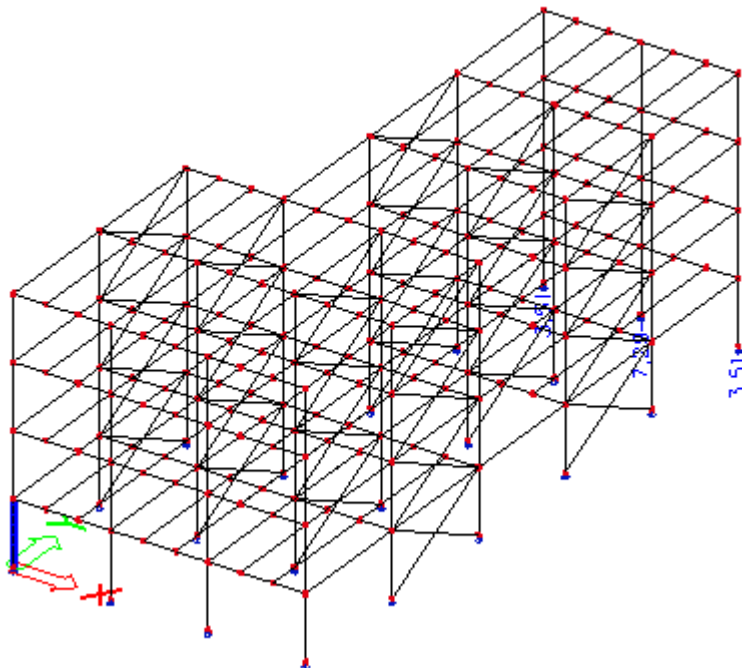
$$\alpha_{m,x} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,817$$

$$\phi_x = 2,043 \text{ mm/m} \rightarrow \text{momentni okvir v smeri x}$$

$$\phi_y = 1,458 \text{ mm/m} \rightarrow \text{okvir s centričnim povezjem}$$

6 KONTROLA MODELA

Za kontrolo modela sem izvedel kontrole reakcije v smeri osi z. Okvir, ki poteka preko 2 polj, sem obremenil z linijsko obtežbo 1,20kN/m. Dobil sem naslednje rezultate:



Slika 19: Prikaz reakcij R_z [kN] za linijsko obtežbo 1,2kN/m

$$1,20 \text{ kN/m} \cdot 12\text{m} = 14,4\text{kN}$$

$$2 \cdot 3,51\text{kN} + 7,30\text{kN} = 14,34\text{kN}$$

$$M^{\text{na krajno točko}} = 1,20 \text{ kN/m} \cdot 12\text{m} \cdot 6\text{m} - 7,30\text{kN} \cdot 6\text{m} - 3,51\text{kN} \cdot 12\text{m} = 0$$

Kontrola reakcij se izide.

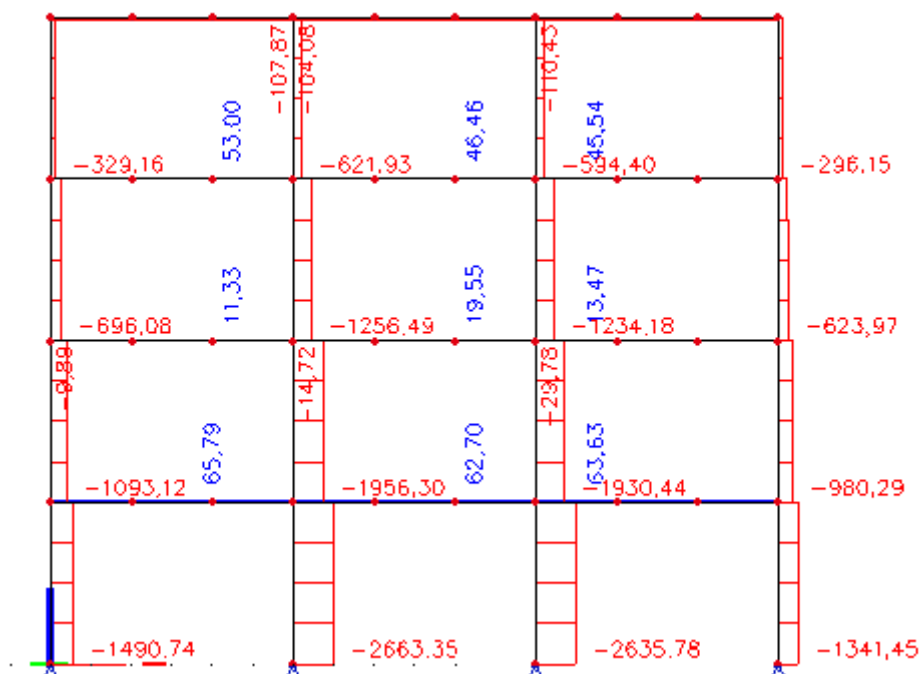
7 Rezultati

7.1 Kontrola nosilnosti zaradi vertikalnih obtežb

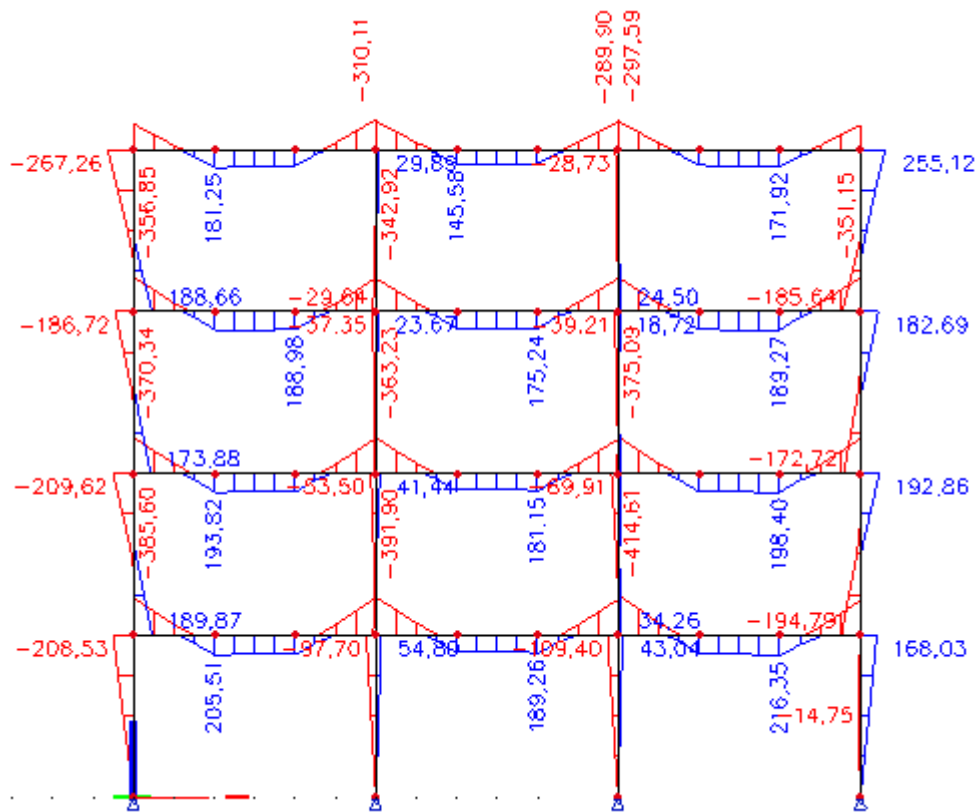
7.1.1 Mejno stanje nosilnosti

- Momentni okvir

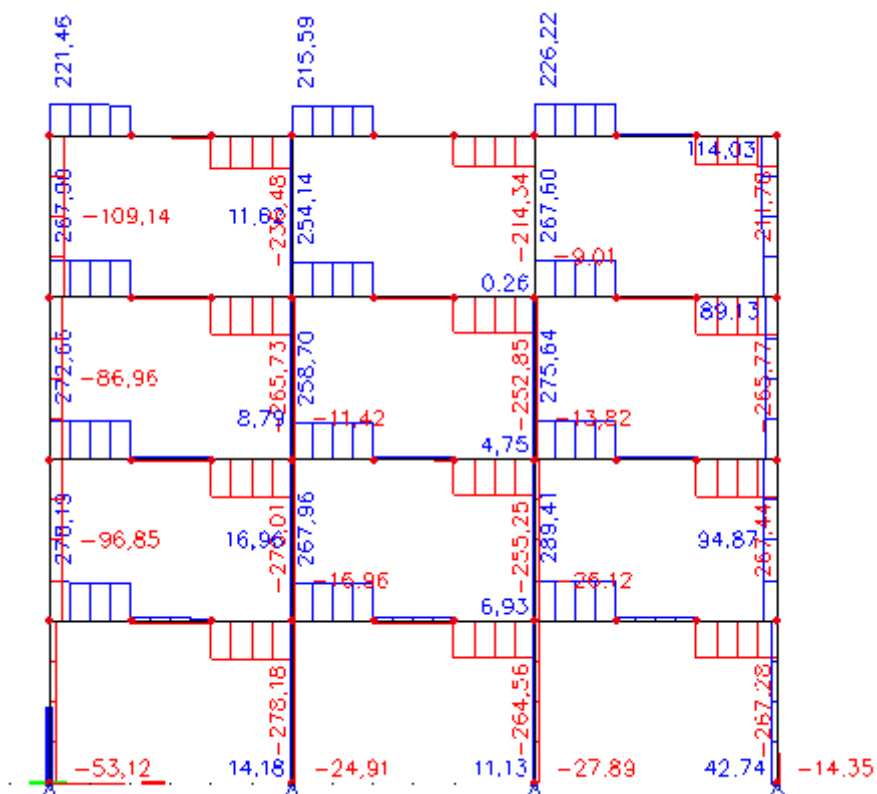
Mejno stanje nosilnosti:



Slika 20: Ovojnica osne sile N [kN] najbolj obremenjenega okvirja



Slika 21: Ovojnica momentov M [kNm] najbolj obremenjenega okvirja



Slika 22: Ovojnica prečnih sil V [kN] najbolj obrmenjenega okvirja

7.1.1.1 Dimenzioniranje prečke HEA 360

EC3 : EN 1993 Code Check

Member B1084 | HEA360 | S 275 | MSN10 | 0.89

NEd [kN]	Vy,Ed [kN]	Vz,Ed [kN]	TEd [kNm]	My,Ed [kNm]	Mz,Ed [kNm]
-1.92	74.94	76.65	-4.37	36.35	111.97

The critical check is on position 2.00 m

Buckling parameters	yy	zz
type	sway	non-sway
Slenderness	54.52	21.78
Reduced slenderness	0.63	0.25
Buckling curve	b	c
Imperfection	0.34	0.49

Buckling parameters	yy	zz	
Reduction factor	0.82	0.97	
Length	6.00	2.00	m
Buckling factor	1.38	0.81	
Buckling length	8.29	1.62	m
Critical Euler load	9971.81	62475.11	kN

LTB		
LTB length	2.00	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.31	
C2	0.01	
C3	0.85	

load in center of gravity

SECTION CHECK	
Compression check	0.00 < 1
Torsion check	0.32 < 1
Shear check (Vy)	0.05 < 1
Shear check (Vz)	0.11 < 1
Bending moment check (My)	0.06 < 1
Bending moment check (Mz)	0.51 < 1
M	0.51 < 1

STABILITY CHECK	
Buckling	0.00 < 1
LTB	0.06 < 1
Compression + Moment	0.58 < 1
Compression + Moment	0.89 < 1

Slika 23: Izpis dimenzioniranja prečke iz programa SCIA ENGINEER

- **Kontrola kompaktnosti**

Prečka **HEA 360**:

-*stojina*: 1.razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{261\text{mm}}{10,0\text{mm}} = 26,1 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,855 = 61,56$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,855$$

-*pasnica*: 1.razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{300\text{mm}}{2} - \frac{10,0\text{mm}}{2} - 27\text{mm}}{17,5\text{mm}} = 6,74 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,855 = 7,70$$

7.1.1.2 Dimenzioniranje stebra HEA500

EC3 : EN 1993 Code Check

Member B563 | HEA500 | S 275 | MSN7 | 0.85

NEd [kN]	Vy,Ed [kN]	Vz,Ed [kN]	TEd [kNm]	My,Ed [kNm]	Mz,Ed [kNm]
-2623.92	0.23	-33.67	-0.03	-146.90	3.50

The critical check is on position 4.00 m

Buckling parameters	yy	zz	
type	sway	non-sway	
Slenderness	25.19	72.85	
Reduced slenderness	0.29	0.84	
Buckling curve	a	b	
Imperfection	0.21	0.34	
Reduction factor	0.98	0.70	
Length	16.00	16.00	m
Buckling factor	0.33	0.33	
Buckling length	5.28	5.28	m
Critical Euler load	64680.06	7731.87	kN

LTB		
LTB length	5.28	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.44	
C2	0.46	
C3	1.73	

load in center of gravity

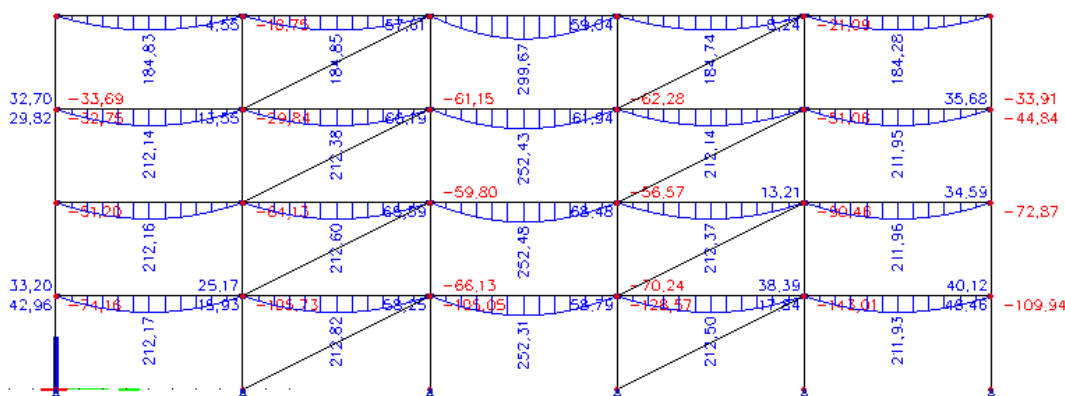
SECTION CHECK	
Compression check	0.48 < 1
Shear check (Vy)	0.00 < 1
Shear check (Vz)	0.03 < 1
Bending moment check (My)	0.14 < 1
Bending moment check (Mz)	0.01 < 1
M	0.05 < 1

STABILITY CHECK	
Buckling	$0.69 < 1$
LTB	$0.15 < 1$
Compression + Moment	$0.75 < 1$
Compression + Moment	$0.85 < 1$

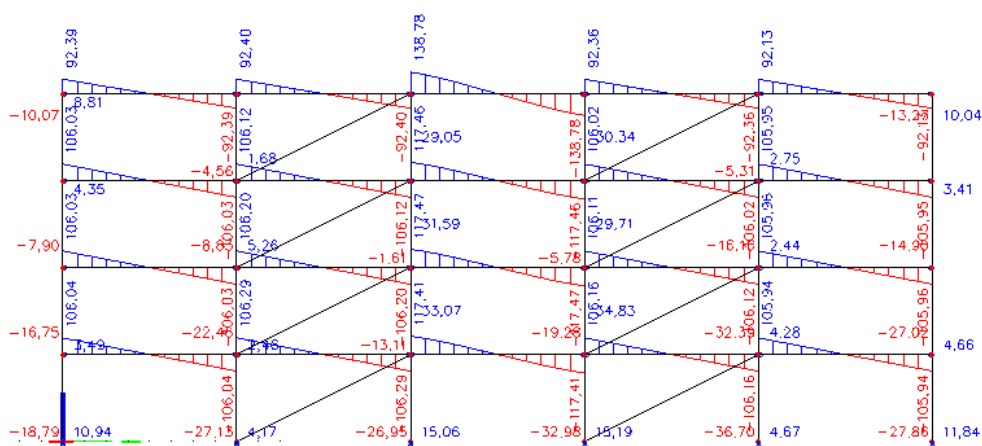
Slika 24: Izpis dimenzioniranja stebra iz programa SCIA ENGINEER

- **Vzdolžni okvir**

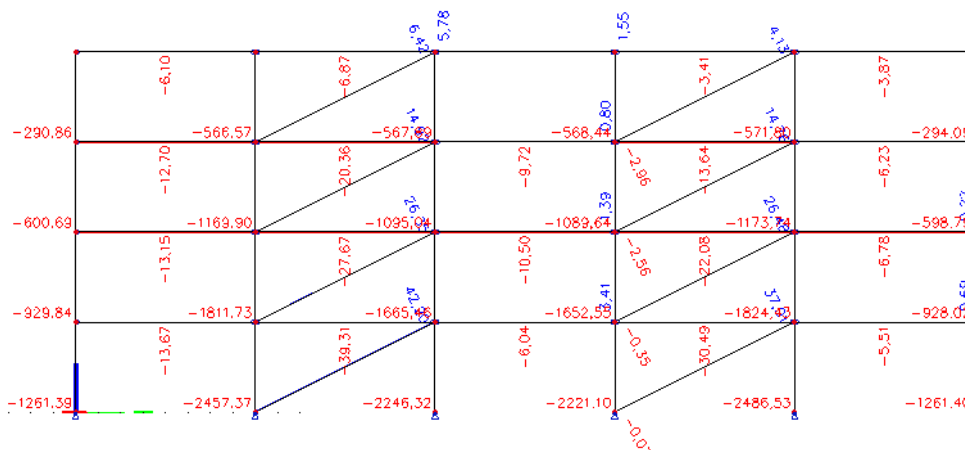
Merodajna kombinacija najbolj obremenjenega vzdolžnega okvirja:



Slika 25: Ovojnica momentov M [kNm]



Slika 26: Ovojnica prečnih sil V [kN]

Slika 27: Ovojnica osnih sil N [kN]

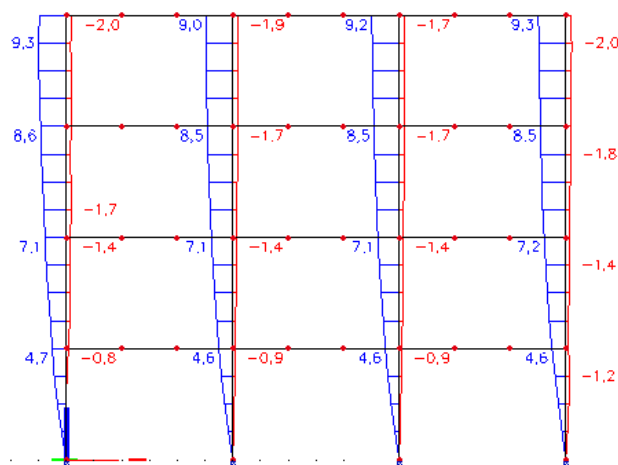
7.1.2 Mejno stanje uporabnosti

Pomike konstrukcije preverim s spodnjo obtežbeno kombinacijo:

$$1,0 \cdot G + \psi_1 \cdot Q_k + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_i$$

Upoštevana je začetna globalna geometrijska nepopolnost pri mejnem stanju uporabnosti.

- Momentni okvir

Slika 28: Ovojnica horizontalnih pomikov u [mm] za mejno stanje uporabnosti

Posamezna etaža:

$$\delta_1 = 4,7mm < \frac{h_1}{300} = \frac{4000mm}{300} = 13,33mm$$

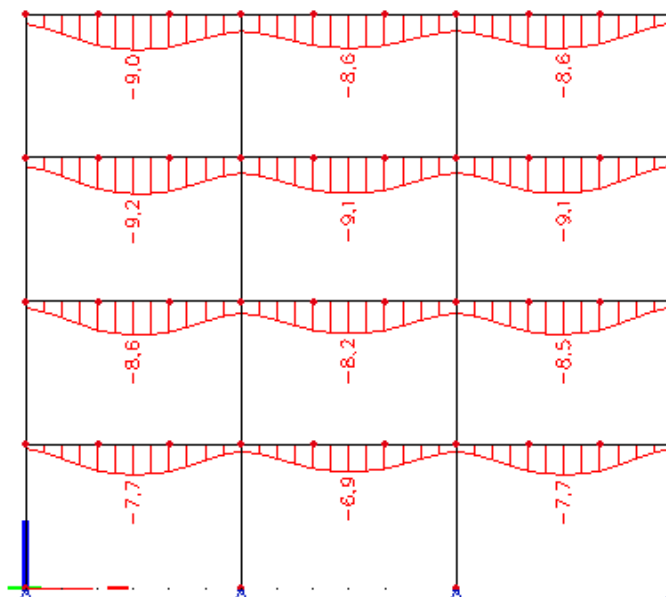
$$\delta_2 = 7,2mm - 4,7mm = 2,5mm < \frac{h_2}{300} = \frac{4000mm}{300} = 13,33mm$$

$$\delta_3 = 8,6mm - 7,2mm = 1,4mm < \frac{h_3}{300} = \frac{4000mm}{300} = 13,33mm$$

$$\delta_4 = 9,3mm - 8,6mm = 0,7mm < \frac{h_4}{300} = \frac{4000mm}{300} = 13,33mm$$

Celotna konstrukcija:

$$\delta = 9,3mm < \frac{H}{500} = \frac{16000mm}{500} = 32mm$$

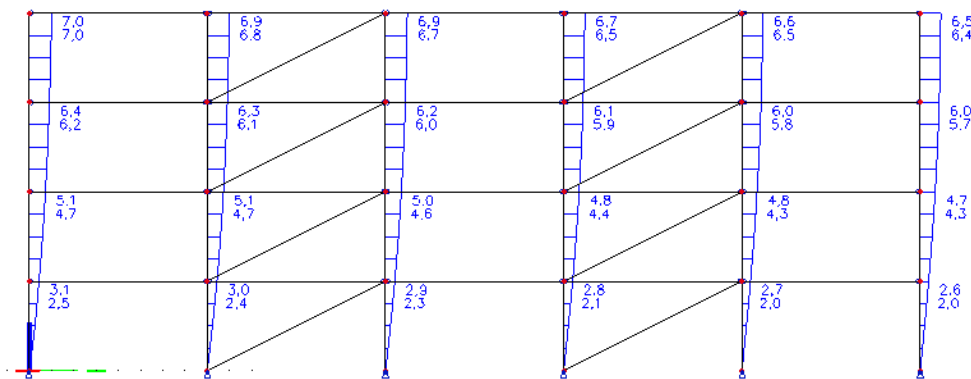


Slika 29: Ovojnica vetrikalnih pomikov u [mm] prečke za mejno stanje uporabnosti

$$\delta_{MAX} = 9,2mm < \frac{L}{250} = \frac{6000mm}{250} = 24mm$$

- **Vzdolžni okvir**

Okvir s centričnim povezjem prevzame samo horizontalne sile, zato preverim pomike samo v horizontalni smeri.



Slika 30: Ovojnica horizontalnih pomiki u [mm] za mejno stanje uporabnosti

$$u_1 = 3,1\text{mm} \leq \frac{h_1}{300} = \frac{4000\text{mm}}{300} = 13,33\text{mm}$$

$$u_2 - u_1 = 2,0\text{mm} \leq \frac{h_2}{300} = \frac{4000\text{mm}}{300} = 13,33\text{mm}$$

$$u_3 - u_2 = 1,3\text{mm} \leq \frac{h_3}{300} = \frac{4000\text{mm}}{300} = 13,33\text{mm}$$

$$u_4 - u_3 = 0,6\text{mm} \leq \frac{h_4}{300} = \frac{4000\text{mm}}{300} = 13,33\text{mm}$$

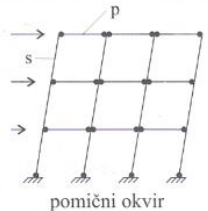
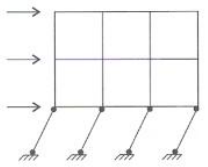
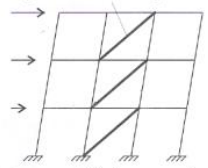
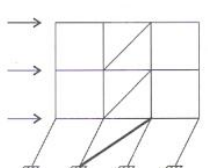
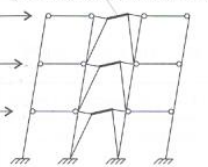
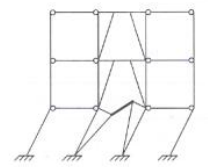
$$u_4 = 7,0\text{mm} \leq \frac{H}{500} = \frac{16000\text{mm}}{500} = 32\text{mm}$$

7.2 Kontrola nosilnosti v prečni smeri zaradi potresne obtežbe

7.2.1 Zahteva za duktilno obnašanje jeklenih konstrukcij

Pri načinu projektiranja s sipanjem energije je v območju sipanja treba zagotoviti ustrezno globalno in lokalno duktilnost, ostale konstrukcije, ki ostanjejo v elastičnem režimu

obratovanja, pa je treba dimenzionirati ob upoštevanju povečanih obremenitev, ki se prenašajo iz plastificiranih elementov na ostale dele konstrukcije.

ustrezni porušni mehanizem	neustrezni porušni mehanizem	kriterij za doseganje ustreznega porušnega mehanizma
 <p>pomični okvir</p>		šibka prečka – močen stebel vsako vozlišče: $\sum M_{pl,Rd}^s \geq 1,3 \sum M_{pl,Rd}^p$
 <p>okvir s centričnim povezjem – sistem nateznih diagonal</p>		enakomerno izkoriščene vse diagonale po višini konstrukcije $\frac{\Omega_{MIN}}{\Omega_{MAX}} \leq 1,25$
 <p>okvir z ekscentričnim povezjem</p>		enakomerno izkoriščeni vsi seizmični členi po višini konstrukcije $\frac{\Omega_{MIN}}{\Omega_{MAX}} \leq 1,25$

Slika 31: Globalni porušni mehanizem in kriteriji za zagotavljanje ustreznega porušnega mehanizma

$$W_{pl,y}^{stebra} \geq 1,3 \cdot W_{pl,y}^{prečke} = 3550,0cm^3 \geq 1,3 \cdot 1890,0cm^3 = 2457,0cm^3$$

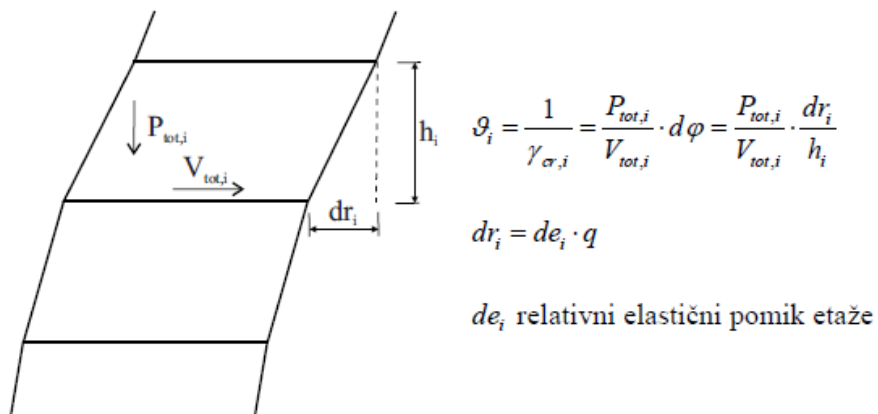
Pogoj je izpolnjen, plastični členek se razvije v stebri okvirja. Ta pogoj ni potreben za vozlišče zadnje etaže, pač pa za vsa vozlišča.

7.2.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda

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

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

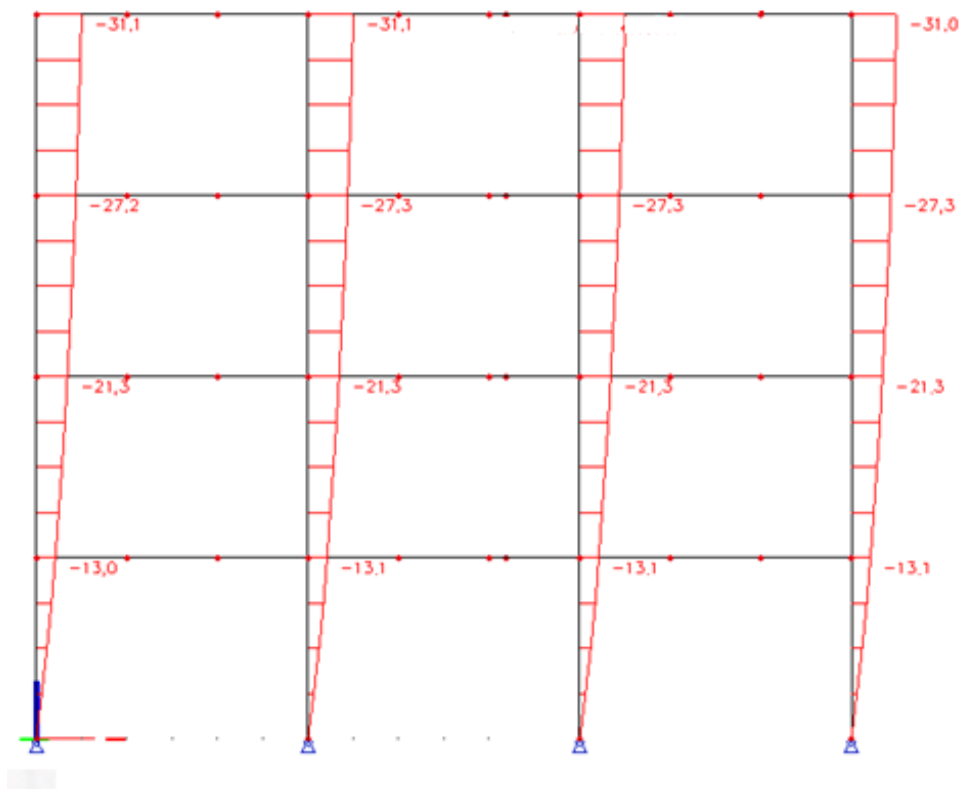
Če velja $0,1 < \theta \leq 0,2$ se lahko upošteva teorija drugega reda, in sicer učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem k_δ



Slika 32: Kontrola teorije drugega reda

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

S faktorjem k_{δ} pomnožimo horizontalni vpliv potresnega projektnega spektra.



Slika 33: Pomiki u [mm] zaradi potresne obtežbe v prečni smeri

Določitev etažnih pomikov:

Preglednica 11: Pomikov zaradi potresne obtežbe v [mm]

Pomiki zaradi potresne obtežbe dobljene iz programa SCIA Engineer [mm]	u_1	u_2	u_3	u_4
	13,10	21,30	27,30	31,10
$u_{di} = u_i - u_{i+1}$ [mm]	u_{d1}	u_{d2}	u_{d3}	u_{d4}
	13,10	8,20	6,00	3,80
$d_{r,i} = u_{d,i} \cdot q$ [mm] $q = 3,25$	d_{r1}	d_{r2}	d_{r3}	d_{r4}
	42,48	26,65	19,50	12,35

1.etaža

$$P_{tot,1} = 586,86kN + 1145,28kN + 1126,25kN + 578,57kN = 3436,96kN$$

$$V_{tor,1} = 41,29kN + 74,04kN + 72,31kN + 66,18kN = 253,82kN$$

$$\theta_1 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r1}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{3436,96kN \cdot 42,48mm}{253,82kN \cdot 4000mm} = 0,14 \leq 0,10$$

2.etaža

$$P_{tot,2} = 443,33kN + 863,99kN + 844,04kN + 436,53kN = 2587,89kN$$

$$V_{tor,2} = 4,41kN + 85,10kN + 80,62kN + 72,22kN = 242,35kN$$

$$\theta_2 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r2}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{2587,89kN \cdot 25,68mm}{242,35kN \cdot 4000mm} = 0,07 \leq 0,10$$

3.etaža

$$P_{tot,3} = 301,75kN + 592,22kN + 569,85kN + 295,83kN = 1759,65kN$$

$$V_{tor,3} = 4,69kN + 60,65kN + 61,57kN + 66,73kN = 193,91kN$$

$$\theta_3 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r3}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{1759,65kN \cdot 18,53mm}{193,91kN \cdot 4000mm} = 0,04 \leq 0,10$$

4.etaža

$$P_{tot,4} = 161,50kN + 327,16kN + 299,18kN + 154,62kN = 942,46kN$$

$$V_{tor,4} = 41,23kN + 41,30kN + 70,00kN = 152,53kN$$

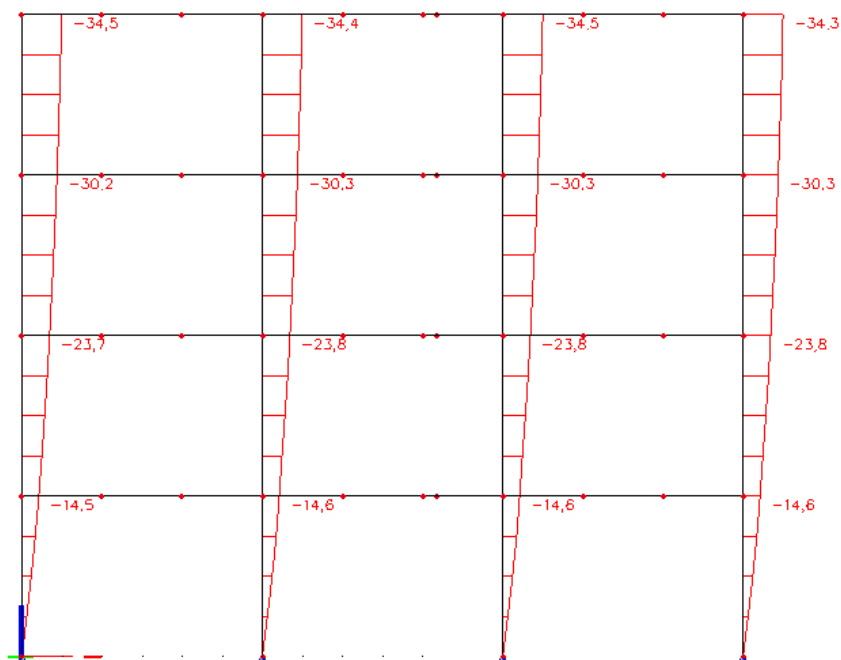
$$\theta_4 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r4}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{942,46kN \cdot 11,38mm}{152,53kN \cdot 4000mm} = 0,14 \leq 0,10$$

$$\theta = \max\{0,14; 0,07; 0,04; 0,02\} = 0,14$$

$$k_\delta = \frac{1}{1 - 0,14} = 1,16$$

Ker ni izpolnjen pogoj vpliva teorije drugega reda v nobeni etaži, pomnožimo horizontalni vpliv potresnega projektnega stanja s faktorjem $k_\delta = 1,16$.

Kontrola etažnih pomikov zaradi vpliva teorije drugega reda:



Slika 34: Pomiki u [mm] zaradi povečane potresne obtežbe v prečni smeri

Preglednica 12: Pomiki u [mm] zaradi nove povečane potresne obtežbe

Pomiki zaradi nove povečane potresne obtežbe dobljene iz programa SCIA Engineer [mm]	u_1	u_2	u_3	u_4
	14,6	23,80	30,3	34,50
$u_{di} = u_i - u_{i+1}$ [mm]	u_{d1}	u_{d2}	u_{d3}	u_{d4}
	14,60	9,20	6,30	4,20
$d_{r,i} = u_{d,i} \cdot q$ [mm] $q = 3,25$	d_{r1}	d_{r2}	d_{r3}	d_{r4}
	47,45	29,90	20,48	13,65

Kontrola medetažnih pomikov

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

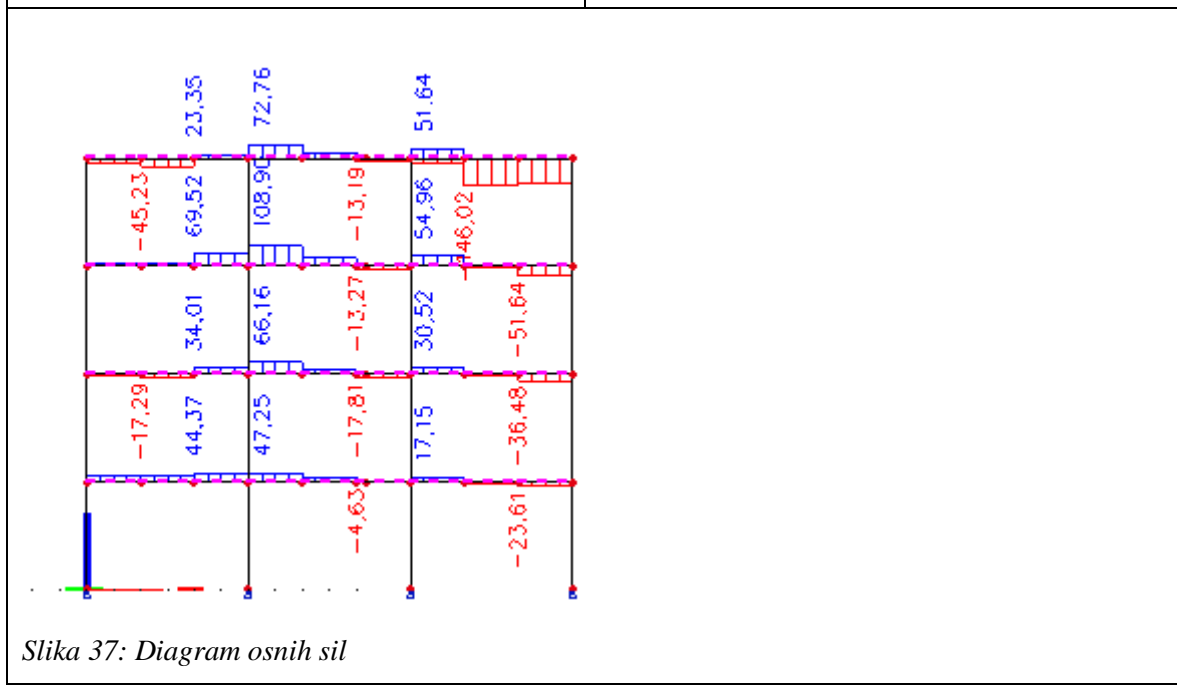
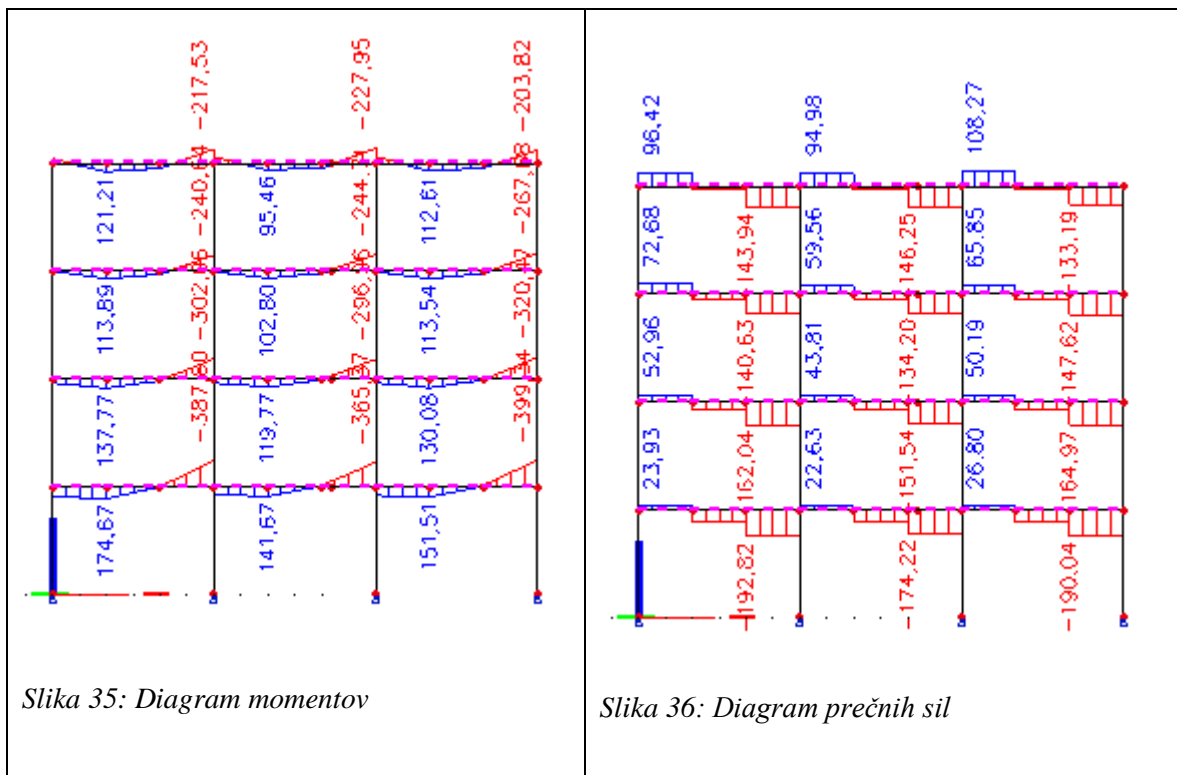
v redukcijski faktor, ki je odvisen od pomembnosti stavbe (0,5)

Preglednica 13: Kontrola pomikov zaradi potresne obtežbe

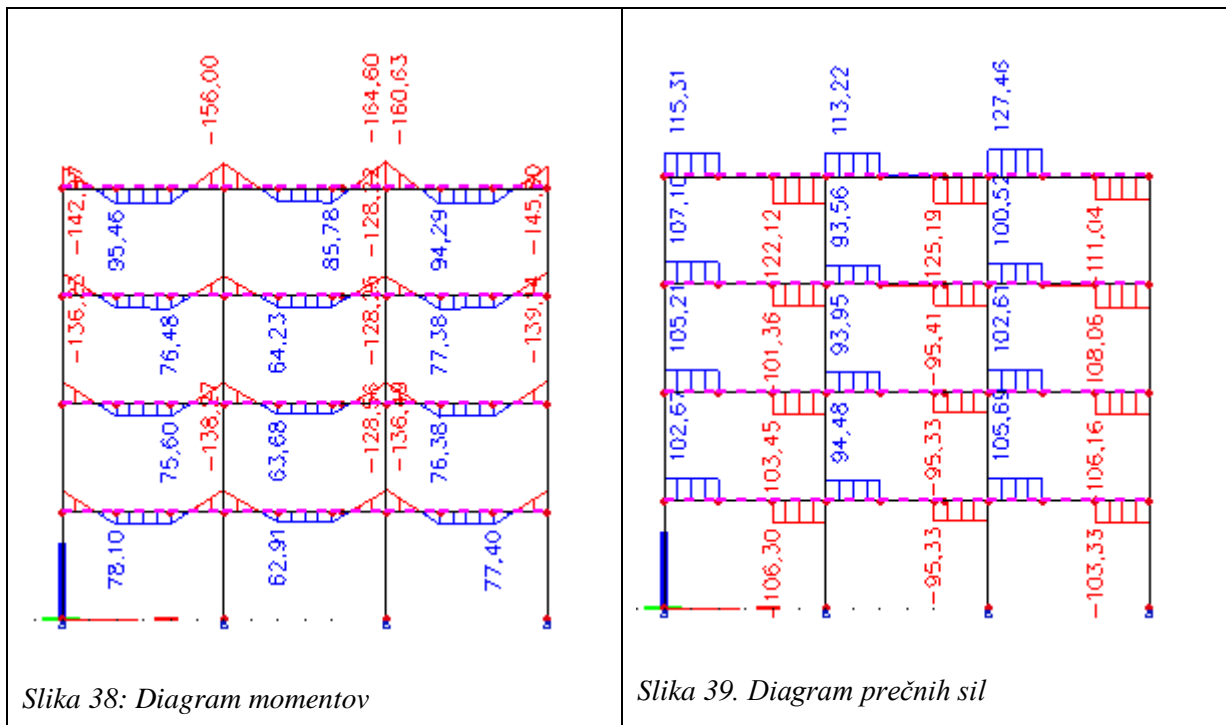
	$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$
1. etaža	$47,45\text{mm} \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000\text{mm}$ $23,73\text{mm} \leq 40\text{mm}$
2. etaža	$29,90\text{mm} \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000\text{mm}$ $14,95\text{mm} \leq 40\text{mm}$
3. etaža	$20,48\text{mm} \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000\text{mm}$ $10,24\text{mm} \leq 40\text{mm}$
4. etaža	$13,65\text{mm} \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000\text{mm}$ $6,83\text{mm} \leq 40\text{mm}$

7.2.3 Dimenzioniranje prečke

Preglednica 14: Prikaz diagramov notranjih sil zaradi potresne obtežbe

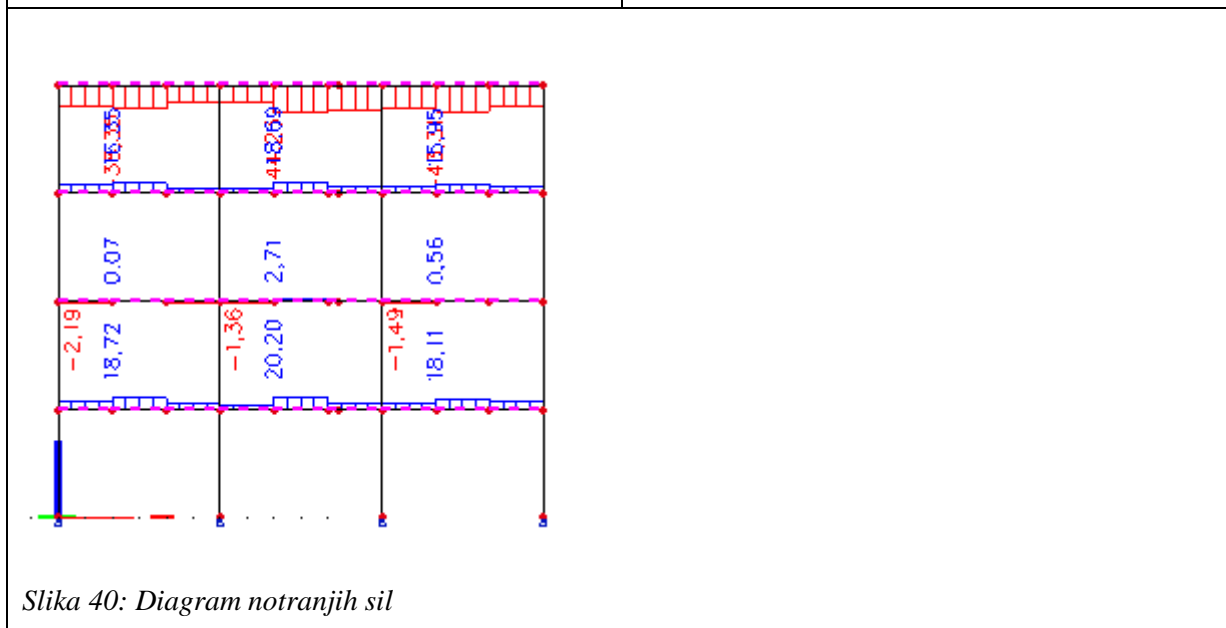


Preglednica 15. Prikaz diagramov notranjih sil zaradi gravitacijske obtežbe



Slika 38: Diagram momentov

Slika 39: Diagram prečnih sil



Slika 40: Diagram notranjih sil

Seizmično projektno stanje

Obremenitve:

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

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

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

Preglednica 16: Prikaz obremenitve v posameznih etažah

obremenitev etaža	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]
1. etaža	526,07	293,37	65,97
2. etaža	459,61	267,25	68,87
3. etaža	413,58	253,35	127,59
4. etaža	392,55	261,56	-90,25

- **Kontrola upogibne nosilnosti**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{pl,Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 2088 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 57420 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{537,61 \text{ kNm}}{574,20 \text{ kNm}} = 0,93 \leq 1,0$$

- **Kontrola osne sile**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 143 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3932,5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{127,59 \text{ kN}}{3932,5 \text{ kN}} = 0,03 \leq 0,15$$

- **Kontrola prečne sile**

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 106,30kN + 191,40kN = 297,70kN$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 574,20kNm}{6,00m} = 191,40kN$$

$$V_{Ed,G} = 106,30kN$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = 49,2cm^2 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 781,15kN$$

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

$$= 143cm^2 - 2 \cdot 30cm \cdot 1,75cm + (1,0cm + 2 \cdot 2,7cm) \cdot 1,75cm = 49,2cm^2$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{297,70kN}{781,15N} = 0,38 \leq 0,5$$

7.2.4 Dimenzioniranje stebrov

Stebre izven območja sipanja energije je potrebno zavarovati pred preobremenitvami, ki bi lahko nastopile zaradi polne plastifikacije elementov, ki sipajo energijo. Pri tem je potrebno upoštevati ocenjeno dejansko plastično nosilnost. To dosežem z upoštevanjem faktorja dodatne nosilnosti γ_{ov} in faktorja dodatne nosilnosti prečnega prereza Ω . Projektne vrednosti notranjih sil se v teh elementih izračunajo na naslednji način:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

Faktor dodatne nosilnosti prereza

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd}}{M (M_G + M_E)}$$

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}^1} = \frac{57420kNcm}{52607kNcm} = 1,09$$

$$\Omega_2 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}^2} = \frac{57420kNcm}{45961kNcm} = 1,25$$

$$\Omega_3 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}^3} = \frac{57420kNcm}{41358kNcm} = 1,39$$

$$\Omega_4 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}^4} = \frac{57420kNcm}{39255kNcm} = 1,46$$

$$\Omega = \Omega_{min} = 1,09$$

$\gamma_{ov} = 1,25$ - ker je dejanska meja f_y večja od normirane $f_y = 270\text{Mpa}$

Kombinacija vpliva potresnih sil v prečni in vzdolžni smeri

$$E_{dx} + 0,3 \cdot E_{dy}$$

$$0,3 \cdot E_{dx} + E_{dy}$$

E_{dx} – notranje sile zaradi potresa v prečni smeri

E_{dy} – notranje sile zaradi potresa v vzdolžni smeri

Prerez stebra ob vpetju

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = -1145,28kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot (-1125,27kN) = -2831,78kN$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 0$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} = 13,19kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot 85,73kN = 141,68kN$$

Prerez stebra pod prvo etažo

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = -1145,28kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot (-1125,27kN) = -2831,78kN$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 3,34kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot 335,94kN = 506,83kNm$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} = 13,19kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot 85,73kN = 141,68kN$$

- **Kontrola nosilnosti stebra**

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

$$\frac{2831,78kN}{5445kN} + \frac{506,83kNm}{1086,98kNm} = 0,98 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 198cm^2 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 5445kN$$

$$M_{pl,Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 3949cm^3 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 1085,98kNm$$

- **Kontrola štržne nosilnosti**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

$$\frac{141,68kN}{970,92kN} = 0,15 \leq 0,5$$

$$V_{pl,Rd} = 1,04 \cdot h \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = 1,04 \cdot 49cm \cdot 1,2cm \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 970,92kN$$

- **Panela stojine stebra**

Strižna nosilnost panela stojine stebra v območju spoja prečka – steber mora zadoščati pogoju:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

$V_{wp,Ed}$ projektna strižna sila v panelu stojine stebra

$V_{wp,Rd}$ strižna odpornost panela stojine

$$V_{wp,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{z} = \frac{114840 \text{ kNcm}}{35 \text{ cm}} = 3281,14 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{\eta \cdot d \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{1,2 \cdot 26,1 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 497,27 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{3281,14}{497,27} = 6,59 \leq 1,0$$

OJAČAMO STRIŽNI PANEL

$$t_w = \frac{V_{wp,Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}{\eta \cdot d \cdot f_y} = \frac{3281,14 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{1,2 \cdot 26,1 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,66 \text{ cm}$$

Izberem pločevino 2 x 35mm

7.3 Kontrola nosilnosti v vzdolžni smeri zaradi potresne obtežbe

Okvir s centričnim povezjem je treba projektirati tako, da plastifikacija nateznih diagonal nastopi pred poružitvijo spojev in pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev in stebrov.

Pri okvirju s centričnim povezji ločeno računamo notranje sile zaradi geometrijskega in seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije. Pri gravitacijskem delu potresne obtežne kombinacije ne upoštevamo diagonal, pri seizmičnem pa upoštevamo samo natezne.

7.3.1 Gravitacijski del potresne obtežne kombinacije

Ne upoštevam vpliva na diagonale, vplive na steber je zajet že v analizi prečne smeri konstrukcije.

7.3.2 Potresni del potresne obtežne kombinacije

7.3.2.1 Dimenzioniranje diagonal

Osne sile v diagonalah:

$$N_1 = 235,63kN$$

$$N_2 = 191,88kN$$

$$N_3 = 150,59kN$$

$$N_4 = 88,12kN$$

Dimenzioniranje prereza diagonal:

$$A_1 \geq \frac{N_1}{f_y/\gamma_{MO}} = \frac{235,63kN \cdot 1,0}{27,5kN/cm^2} = 8,57cm^2$$

Izberem prerez SHS 70/70/4: $A_{dej,1} = 10,15cm^2$

$$A_2 \geq \frac{N_2}{f_y/\gamma_{MO}} = \frac{191,88kN \cdot 1,0}{27,5kN/cm^2} = 6,98cm^2$$

Izberem prerez SHS 60/60/4: $A_{dej,2} = 8,55cm^2$

$$A_3 \geq \frac{N_3}{f_y/\gamma_{MO}} = \frac{150,59kN \cdot 1,0}{27,5kN/cm^2} = 5,48cm^2$$

Izberem prerez SHS 60/60/3: $A_{dej,3} = 6,61cm^2$

$$A_4 \geq \frac{N_4}{f_y/\gamma_{MO}} = \frac{88,12kN \cdot 1,0}{27,5kN/cm^2} = 3,20cm^2$$

Izberem prerez SHS 50/50/2: $A_{dej,4} = 3,74cm^2$

Omejitev relativne vitkosti $\bar{\lambda}$ diagonal

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

- **Kvadratna cev 100/100/5 v prvi etaži**

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_u}{i_{min} \cdot \lambda_1} = \frac{\frac{894cm}{2}}{3,78cm \cdot 86,39} = 1,37$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,92 = 86,39$$

- **Kvadratna cev 90/90/5 v drugi etaži**

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_u}{i_{min} \cdot \lambda_2} = \frac{\frac{894cm}{2}}{3,36cm \cdot 86,39} = 1,54$$

- **Kvadratna cev 80/80/4 v tretji etaži**

$$\bar{\lambda}_3 = \frac{L_u}{i_{min} \cdot \lambda_3} = \frac{\frac{894cm}{2}}{3,02cm \cdot 86,39} = 1,71$$

- **Kvadratna cev 70/70/3 v četrti etaži**

$$\bar{\lambda}_4 = \frac{L_u}{i_{min} \cdot \lambda_4} = \frac{\frac{894cm}{2}}{2,68cm \cdot 86,39} = 1,93$$

Izračun faktorjev dodatne nosilnosti

Pogoj je, da se Ω_i posamezne etaže ne sme razlikovati za več kot 25%

- **Kvadratna cev 100/100/5 v prvi etaži**

$$N_{pl,Rd} = 18,36\text{cm}^2 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 504,90\text{kN}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_1} = \frac{504,90\text{kN}}{235,63\text{kN}} = 2,14$$

- **Kvadratna cev 90/90/5 v drugi etaži**

$$N_{pl,Rd} = 16,36\text{cm}^2 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 449,90\text{kN}$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_2} = \frac{449,90\text{kN}}{191,88\text{kN}} = 2,34$$

- **Kvadratna cev 80/80/4 v tretji etaži**

$$N_{pl,Rd} = 11,75\text{cm}^2 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 323,13\text{kN}$$

$$\Omega_3 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_3} = \frac{323,13\text{kN}}{150,59\text{kN}} = 2,14$$

- **Kvadratna cev 70/70/3 v četrti etaži**

$$N_{pl,Rd} = 7,81\text{cm}^2 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 214,78\text{kN}$$

$$\Omega_4 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_4} = \frac{214,78\text{kN}}{88,12\text{kN}} = 2,44$$

$$\Omega_{max} = 2,44 \leq 1,25\Omega_{min} = 1,25 \cdot 2,14 = 2,68$$

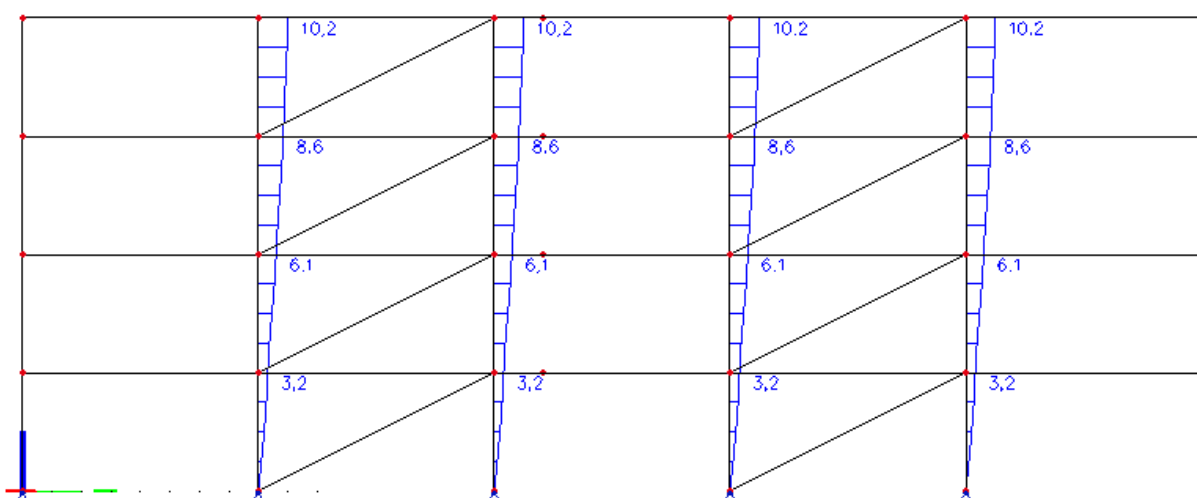
7.3.3 Kontrola vpliva teorije drugega reda

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

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

Če velja $0,1 < \theta \leq 0,2$ se lahko upošteva teorija drugega reda, in sicer učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem k_δ

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



Slika 41: Pomiki u [mm] zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri

Določitev etažnih pomikov:

Preglednica 17: Pomiki zaradi potresne obtežbe v [mm]

Pomiki zaradi potresne obtežbe dobljene iz programa SCIA Engineer [mm]	u_1	u_2	u_3	u_4
	3,2	6,1	8,6	10,2
$u_{di} = u_i - u_{i+1}$ [mm]	u_{d1}	u_{d2}	u_{d3}	u_{d4}
	3,2	2,9	2,5	1,6
$d_{r,i} = u_{d,i} \cdot q$ [mm] $q = 4$	d_{r1}	d_{r2}	d_{r3}	d_{r4}
	12,80	11,60	10,00	6,4

1. etaža

$$P_{tot,1} = 1145,38kN + 757,16 = 1933,54kN$$

$$V_{tor,1} = 2,91kN + 3,97kN + 8,54kN + 12,89kN + 5,98kN + 10,69kN + 4,47kN \\ + 10,47kN = 59,92kN$$

$$\theta_1 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r1}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{1933,54kN \cdot 12,80mm}{59,92kN \cdot 4000mm} = 0,10 \leq 0,10$$

2. etaža

$$P_{tot,2} = 888,92kN + 579,26kN = 1468,18kN$$

$$V_{tor,2} = 8,54kN + 12,89kN + 5,98kN + 10,69kN + 4,47kN + 10,47kN = 53,04kN$$

$$\theta_2 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r2}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{1468,18kN \cdot 11,60mm}{53,04kN \cdot 4000mm} = 0,08 \leq 0,10$$

3. etaža

$$P_{tot,3} = 609,90kN + 399,24kN = 1009,14kN$$

$$V_{tor,3} = 5,98kN + 10,69kN + 4,47kN + 10,47kN = 31,61kN$$

$$\theta_3 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r3}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{1009,14kN \cdot 10mm}{31,61kN \cdot 4000mm} = 0,08 \leq 0,10$$

4. etaža

$$P_{tot,4} = 337,16kN + 216,12kN = 553,28kN$$

$$V_{tor,4} = 4,47kN + 10,47kN = 14,94kN$$

$$\theta_4 = \frac{P_{TOT} \cdot d_{r4}}{V_{TOT} \cdot h} = \frac{553,28kN \cdot 6,4mm}{14,94kN \cdot 4000mm} = 0,06 \leq 0,10$$

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

Kontrola medetažnih pomikov

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

v ... redukcijski faktor, ki je odvisen od pomembnosti stavbe (0,5)

Preglednica 18: Kontrola pomikov zaradi potresne obtežbe

	$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$
1. etaža	$12,80mm \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000mm$ $6,40mm \leq 40mm$
2. etaža	$11,60mm \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000mm$ $5,80mm \leq 40mm$
3. etaža	$10,00mm \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000mm$ $5,00mm \leq 40mm$
4. etaža	$6,40mm \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 4000mm$ $3,20mm \leq 40mm$

8 MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

8.1 Sovprežna plošča

- Materiali:
 - Beton $C\ 25/30, f_{ck} = 2,5\text{kN/cm}^2$
 - Podatki o profilirani pločevini: TRIMO HI-Bond 55; $t=0,8; f_{yp}=250\text{Mpa}$
 - Razpon $L = 3,00\text{m}$
 - Izberem višino $h = 12\text{cm}$
 - Strižni čepi NELSON ČEPI 2Ø19; $f_u = 45\text{kN/cm}^2$

8.1.1 Pločevina v fazi betoniranja

$$L_{dej} = 2,00\text{m} > L_{max} = 2,50\text{m}$$

Začasno podpiranje ni potrebno

8.1.2 Končno stanje

- Obtežba
 - Lastna teža pločevine in AB $g_1 = 2,41\text{kN/m}^2$
 - finalna obdelava $g = 0,25\text{ kN/m}^2$
 - estrih $g = 1,25\text{ kN/m}^2$
 - toplotna izolacija $g = 0,05\text{ kN/m}^2$
 - instalacije $g = 0,20\text{ kN/m}^2$
 - spuščen strop $g = 0,30\text{ kN/m}^2$
 - $\Sigma g = 2,05\text{ kN/m}^2$
 - Koristna obtežba (medetažna) $q = 3,0\text{ kN/m}^2$
 - Predelne stene $q = 1,2\text{ kN/m}^2$
 - $\Sigma q = 4,20\text{ kN/m}^2$

8.1.2.1 Mejno stanje nosilnosti

Izberem metodo B6

$$P_{sd} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 2,05\text{kN/m}^2 + 1,5 \cdot 4,20\text{kN/m}^2 = 9,07\text{kN/m}^2$$

Odčitek iz metode B6

$$P_{sd, MSN} = 10\text{kN/m}^2 \rightarrow L_{\max} = 424\text{m}$$

Dimenzije plošče ustrezajo

8.1.2.2 Mejno stanje uporabnosti

Izberem metodo B6

$$P_{sd} = 1,0 \cdot g + 1,0 \cdot q = 1,0 \cdot 2,05\text{kN/m}^2 + 1,0 \cdot 4,20\text{kN/m}^2 = 6,25\text{kN/m}^2$$

Odčitek iz metode B6

$$P_{sd, MSN} = 7\text{kN/m}^2 \rightarrow L_{\max} = 431\text{m}$$

Dimenzije plošče ustrezajo

8.1.2.3 Armatura za raznos obtežbe



Slika 42: Armatura za raznos obtežbe

Armatura za raznos obtežbe se postavi na pločevino in je potrebna v primeru koncentriranih sil, linijske obtežbe oziroma porazdeljene obtežbe, ki deluje po delu površine plošče.

Ker v našem primeru obtežba deluje po celotni površini plošče, teoretično te armature ne potrebujemo.

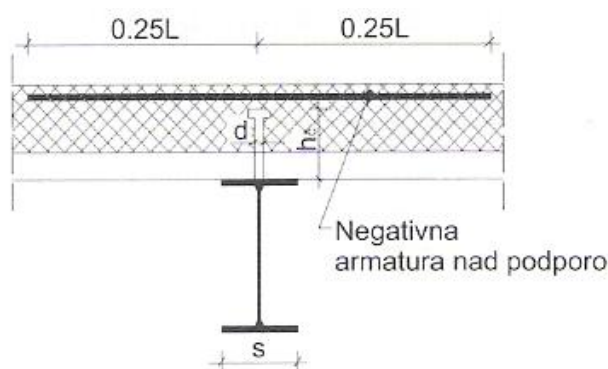
Na podlagi dobre prakse je priporočljivo, da se tovrstna armatura vseeno vgradi (predelne stene, lažja koncentrirana oprema, koristna obtežba lahko deluje le po delu plošče).

Potrebna armatura za raznos obtežbe, položena na pločevino:

$$A_{\text{raznos,potr}} = 0,002 \cdot 100\text{cm} \cdot (h - h_p) = 0,002 \cdot 100\text{cm} \cdot (12\text{cm} - 5,5\text{cm}) = 1,3\text{cm}^2/\text{m}$$

Izberem mrežo Q131

8.1.2.4 Negativna armatura



Slika 43: Negativna armatura nad podporo

Negativno armaturo se namesti nad podporo, in sicer v razdalji 0,25L na obe strani podpore.

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

Izberem rebrasto okroglo jeklo 6Ø8/m

8.2 Sovprežni nosilec



Slika 44: Zasnova sovprežnega nosilca

Izbira jeklenih profilov:

$$h_a \approx \frac{L}{25} = \frac{8000\text{mm}}{25} = 320\text{mm}$$

Izberem IPE 270.

8.2.1 Material

- jeklo:	S275	$f_y = 27,5\text{kN/cm}^2$ $f_u = 43,0\text{kN/cm}^2$
- beton:	C25/30	$f_{ck} = 2,50\text{kN/cm}^2$ $f_{ctm} = 0,26\text{kN/cm}^2$ $f_{ctk,0,05} = 0,18\text{kN/cm}^2$ $E_{cm} = 3100\text{kN/cm}^2$
- armatura:	RA400/500	$f_{sk} = 40\text{kN/cm}^2$
- čepi:		$f_u = 45\text{kN/cm}^2$

8.2.2 Določitev obtežbe

Preglednica 19: Pregled obtežb

Lastna teža jeklenega nosilca:	$g_a = 0,361 \text{ kN/m}$
Lastna teža betonske plošče: - strjen beton $24+1=25 \text{ kN/m}^3$ - svež beton $24+1+1=26 \text{ kN/m}^3$	$g_c = 0,12 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,0 \text{ m} = 6,0 \text{ kN/m}$ $g_{c1} = 0,12 \text{ m} \cdot 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,0 \text{ m} = 6,24 \text{ kN/m}$
Lastna teža opaža: (ocena $0,4 \text{ kN/m}^2$)	$g_{op} = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,0 \text{ m} = 0,8 \text{ kN/m}$
Lastna teža tlakov:	$g_{ost} = 1,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,0 \text{ m} = 3,1 \text{ kN/m}$
Koristna obtežba: - obtežba med betoniranjem - obtežba v končnem stanju	$q_m = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$ $q_k = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}$
Delavci, oprema:	$q_{m1} = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m}$

8.2.3 Montažno stanje

Obremenitev:

$$q_{ed} = 1,35 \cdot g_a + 1,5 \cdot (g_c + g_{op} + q_m) =$$

$$1,35 \cdot 0,361 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot (6,0 \text{ kN/m} + 0,8 \text{ kN/m} + 1,5 \text{ kN/m}) = 12,94 \text{ kN/m}$$

Računam kot prostoležeči nosilec:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{12,94 \text{ kN/m} \cdot (8 \text{ m})^2}{8} = 103,50 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{12,94 \text{ kN/m} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 51,76 \text{ kN}$$

8.2.3.1 Kontrola upogibne nosilnosti prereza:

$$M_{Ed} \leq M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 429 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 11797,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed} = 103,50 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 117,98 \text{ kNm}$$

8.2.3.2 Kontrola strižne nosilnosti:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = 1,4 \cdot h \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO} \cdot \sqrt{3}} = 1,4 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 0,66 \text{ cm} \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 396,10 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 51,76 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 396,10 \text{ kN}$$

8.2.3.3 Kontrola bočne zvrnitve (metoda tlačene pasnice):

Med montažo zagotovimo bočno podpiranje zgornjega in spodnjega pasu na tretjini razpona.

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,92 = 86,11$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$I_{F,z} = \frac{b^3 \cdot t_f}{12} = \frac{(13,5 \text{ cm})^3 \cdot 1,02 \text{ cm}}{12} = 209,13 \text{ cm}^4$$

$$A_F = b \cdot t_f + \frac{h_w}{6} \cdot t_w = 13,5 \text{ cm} \cdot 1,02 \text{ cm} + \frac{24,96 \text{ cm}}{6} \cdot 0,66 \text{ cm} = 16,52 \text{ cm}^2$$

$$i_{F,z} = \sqrt{\frac{J_{F,z}}{A_F}} = \sqrt{\frac{209,13 \text{ cm}^4}{16,52 \text{ cm}^2}} = 3,56 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\lambda}_F = \frac{k_c \cdot L_C / 3}{i_{F,z} \cdot \lambda_1} = \frac{1 \cdot 800 \text{ cm} / 3}{3,56 \text{ cm} \cdot 86,81} = 0,863$$

$$\hookrightarrow \chi_B = 0,64$$

$$M_{Ed} = 103,50kNm \leq M_{b,Rd} = \chi_B \cdot k_{f,1} \cdot W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 0,64 \cdot 1,1 \cdot 117,98kNm \\ = 83,06kNm$$

Sovprežni nosilec bočno podpremo na polovici razpona.

$$\overline{\lambda}_F = \frac{k_c \cdot L_c/3}{i_{F,z} \cdot \lambda_1} = \frac{1 \cdot 400cm/3}{3,56cm \cdot 86,81} = 0,431$$

$$\hookrightarrow \chi_B = 0,88$$

$$M_{Ed} = 103,50kNm \leq M_{b,Rd} = \chi_B \cdot k_{f,1} \cdot W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 0,88 \cdot 1,1 \cdot 117,98kNm \\ = 114,21kNm$$

8.2.3.4 Kontrola pomikov:

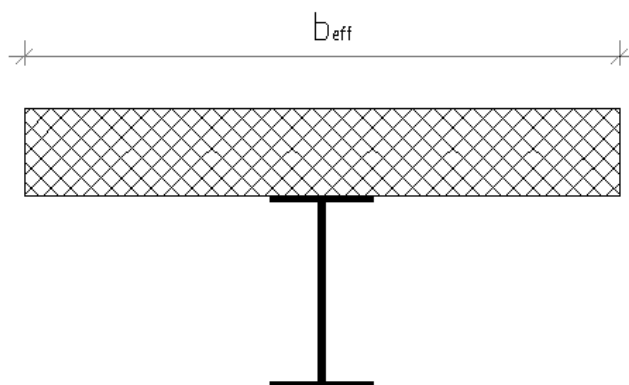
$$q_{Ed}^{MSU} = g_a + g_c + g_{op} + g_m = 0,365kN/m + 6,00kN/m + 1,5kN/m + 0,8kN/m \\ = 8,67kN/m$$

$$u = \frac{5 \cdot q_{Ed}^{MSU} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I} = \frac{5 \cdot 0,0867kN/cm \cdot (400cm)^4}{384 \cdot 21000kN/cm^2 \cdot 5790cm^4} = 0,32cm$$

$$u = 0,32cm \leq \frac{L}{250} = 1,6cm$$

8.2.4 Končno sovprežno stanje

8.2.4.1 Določitev sodelujoče širine

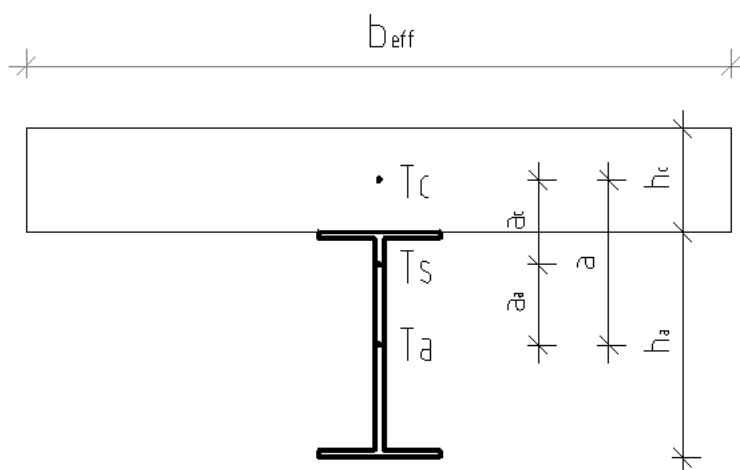


Slika 45: Sodelujoča širina sovprežnega prereza

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = \frac{800\text{cm}}{8} = 100\text{cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{e1} = 2 \cdot 100\text{cm} = 200\text{cm}$$

8.2.4.2 Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza



Slika 46: Prikaz posametnih razdalji

$$a = \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} = \frac{27\text{cm}}{2} + \frac{12\text{cm}}{2} = 19,5\text{cm}$$

$$A_a = 45,7 \text{ cm}^2$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 200 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 2400 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 5790 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12} = \frac{200 \text{ cm} \cdot 12^3 \text{ cm}}{12} = 28800 \text{ cm}^4$$

Pri $t = \infty$:

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

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

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 45,7 \text{ cm}^2 + \frac{2400 \text{ cm}^2}{13,54} = 222,95 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 19,5 \text{ cm} \cdot \frac{2400 \text{ cm}^2}{222,95 \text{ cm}^2 \cdot 13,54} = 15,50 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 19,5 \text{ cm} \cdot \frac{45,7 \text{ cm}^2}{222,95 \text{ cm}^2} = 4,00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{sov} &= I_a + A_a \cdot a_a^s + \left(\frac{I_c + A_c \cdot a_c^2}{n_\infty} \right) \\ &= 5790 \text{ cm}^4 + 45,7 \text{ cm}^2 \cdot 15,50^2 \text{ cm}^2 \\ &\quad + \left(\frac{28800 \text{ cm}^4 + 2400 \text{ cm}^2 \cdot 4,00^2 \text{ cm}^2}{13,54} \right) = 21732,50 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

8.2.4.3 Kontrola prerezov

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,7 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1256,75 \text{ kN}$$

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

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{1256,75kN}{200cm \cdot 0,85 \cdot 2,5kN/cm^2 / 1,5} = 4,44cm < 12cm$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{27cm}{2} + 12cm - \frac{4,44cm}{2} = 23,28cm$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 1256,75kN \cdot 23,28cm = 29257,14kNcm > M_{Ed} = 17418kNcm$$

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot (0,361kN/m + 6,0kN/m + 3,1kN/m) + 1,5 \cdot 6kN/m \\ = 21,77kN/m$$

$$M_{Ed} = \frac{q_{ed} \cdot L^2}{8} = \frac{21,77kN/m \cdot 8,00^2m^2}{8} = 174,18kNm$$

8.2.4.4 Kontrola strižne nosilnosti prereza

$$V_{Ed} = \frac{q_{ed} \cdot L}{2} = \frac{21,77kN/m \cdot 8,00m}{2} = 87,08kN$$

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = 1,4 \cdot h \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO} \cdot \sqrt{3}} = 1,4 \cdot 27cm \cdot 0,66cm \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 396,10kN$$

$$V_{Ed} = 87,08kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 198,05kN - \text{Interakcija z M ni potrebna}$$

8.2.4.5 Vzdolžni strig – kontrola čepov

Upoštevamo polno sovprežnost.

Vzdolžna strižna sila

$$F_{cf} = \min \left(A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}}; A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = \min(426,25kN; 3400kN)$$

$$F_{cf} = 426,25kN$$

Strižna nosilnost čepov

Čepi z glavo: premer: $d = 19\text{mm}$ višina čepa: 90mm

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

Strig:

$$P_{Rd1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \pi}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,14 \cdot 1,9^2 \text{ cm}^2}{1,25} = 81,6 \text{ kN/čep}$$

 $\alpha=1,$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{90}{1,9} = 4,7 > 4$$

Bočni pritisk na beton

$$P_{Rd1} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \text{ cm}^2 \cdot \sqrt{(2,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3100 \text{ kN/cm}^2)}}{1,25}$$

$$= 73,7 \text{ kN/čep}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 73,7 \text{ kN}$$

Število in razporeditev čepov

$$n = \frac{F_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{426,25 \text{ kN}}{73,7 \text{ kN}} = 6 \text{ čepov}$$

$$e = \frac{L}{n} = \frac{800 \text{ cm}}{6} = 133,33 \text{ cm} > 5 \cdot d = 9,5 \text{ cm}$$

$$e = 133,33 \text{ cm} < \min(6 \cdot h_c = 72 \text{ cm}; 80 \text{ cm})$$

Izberem 16 čepov na medsebojni razdalji 66,67cm.

8.2.4.6 Kontrola bočne zvrnitve

Sovprežni nosilec je bočno podprt s sovprežno AB ploščo.

8.2.4.7 Mejno stanje uporabnosti – kontrola upogibkov

$$q_{Ed} = 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q = 15,46 \text{ kN/m}$$

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ed} \cdot L^4}{E \cdot I_{sov}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{15,46 \text{ kN/cm} \cdot 800^4 \text{ cm}^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \cdot 21732,50 \text{ cm}^4} = 1,99 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

9 FASADNA PODKONSTRUKCIJA

Za čelno in stransko fasado izberem ogrevalni fasadni paneli Trimoterm FTV proizvajalca Trimo, ki bodo pritrjeni na 1,2m in 2,8m višine etaže. Na tej višini so nameščeni tudi dodatni profili. V vseh poljih profile dodatno podprem še z zategami. Teža fasadnih panelov, vključno s fasadno podkonstrukcijo in okni je:

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

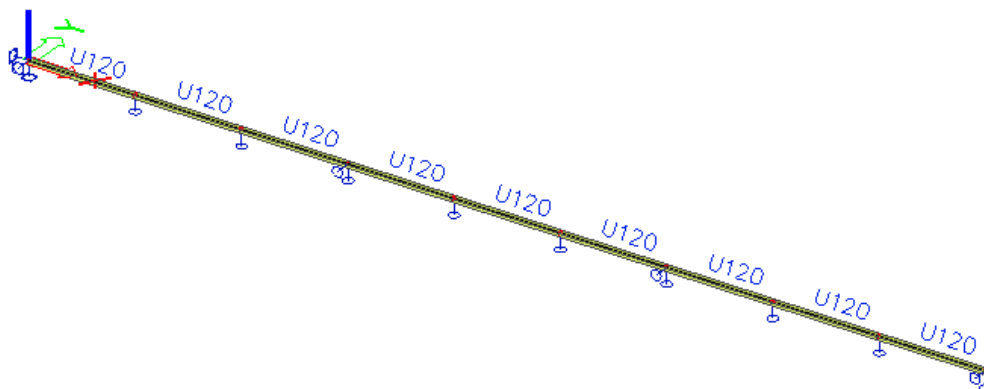
$$G = 1,6\text{m} \cdot 0,55\text{kN/m}^2 = 0,88\text{kN/m}$$

Obtežba vetra je za čelno kakor tudi stransko fasado enaka, in sicer:

$$q_w = 0,63\text{kN/m}^2$$

$$W = 1,6\text{m} \cdot 0,63\text{kN/m}^2 = 1,00\text{kN/m}$$

Računska modela:



Slika 47: Računski model fasadne lege iz programa SCIA Engineer

Kontrola nosilnosti:

Merodajna kombinacija za preverjanje nosilnosti čelne in stranske fasadne podkonstrukcije:

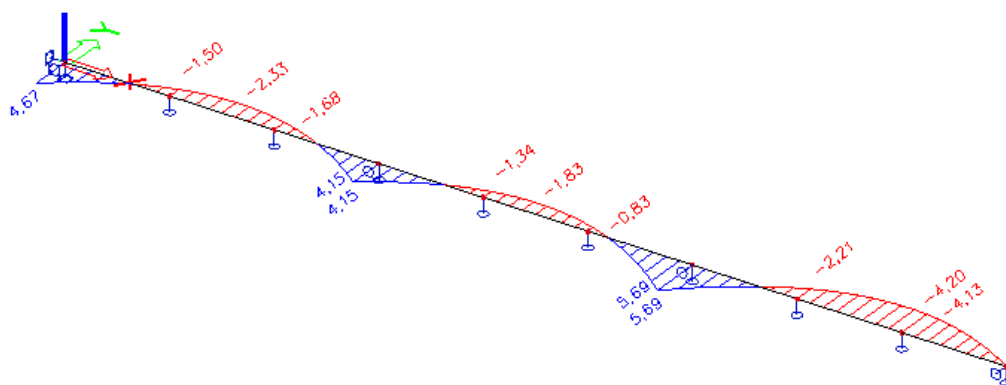
$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W$$

Merodajna kombinacija za preverjanje upogiba:

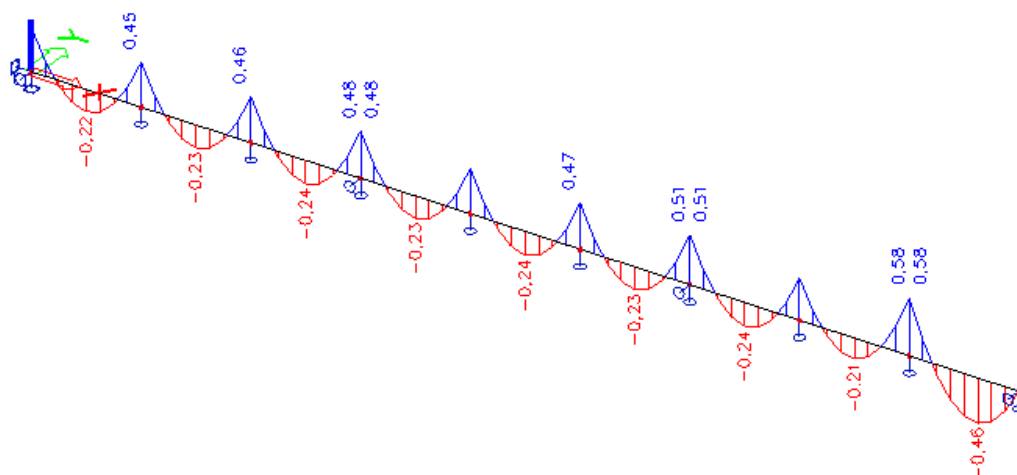
$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot W$$

9.1 Čelna fasada

Izberem U 120.



Slika 48: Prikaz ovojnice momentov M [kNm] okrog y osi



Slika 49: Prikaz ovojnice momentov M [kNm] okrog z osi

Kontrola upogibne nosilnosti:

$$M_{Ed,y} = 5,68 \text{ kNm}$$

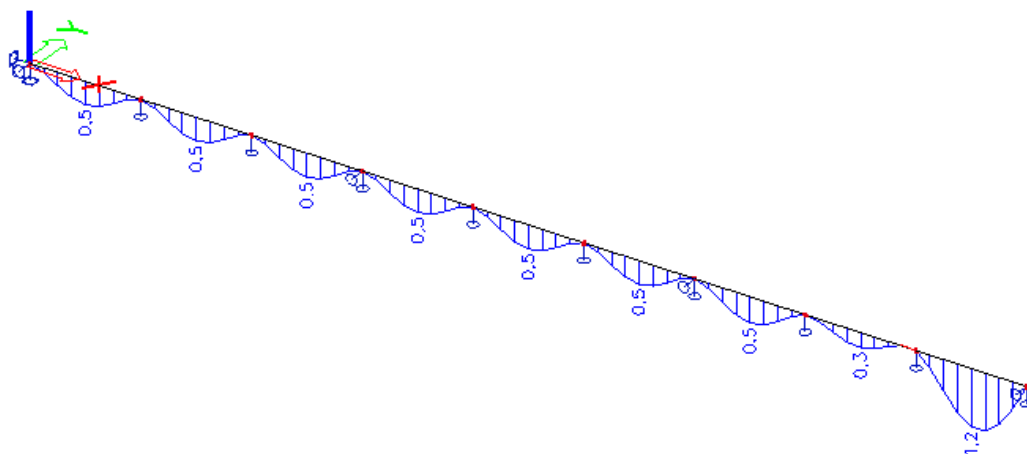
$$M_{Ed,z} = 0,58kNm$$

$$M_{el,Rd,y} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 60,7cm^3 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 1669,25kNcm = 16,69kNm$$

$$M_{el,Rd,z} = W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 11,1cm^3 \cdot \frac{27,5kN/cm^2}{1,0} = 305,25kNcm = 3,05kNm$$

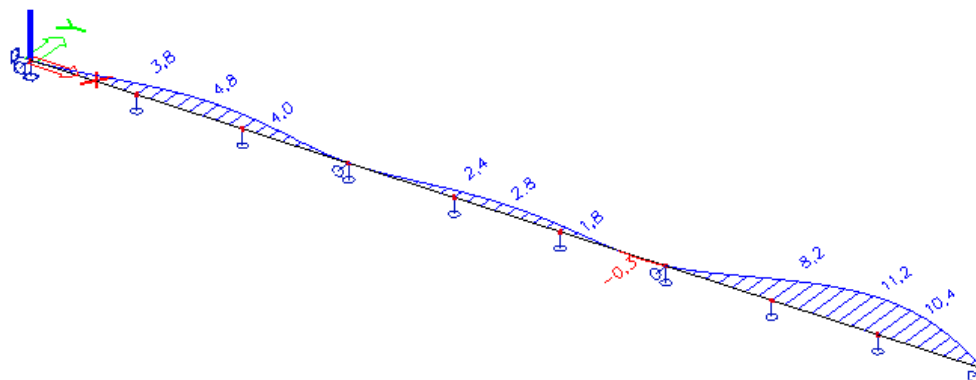
$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{el,Rd,z}} = \frac{5,68kNm}{16,69kNm} + \frac{0,58kNm}{3,05kNm} = 0,53 < 1,00$$

Kontrola pomikov za mejno stanje uporabnosti:



Slika 50: Pomiki v smeri y v mejnem stanju uporabnosti

$$u_y = 1,2mm < \frac{L}{250} = \frac{2000mm}{250} = 8mm$$



Slika 51: Pomiki v smeri z v mejnem stanju uporabnosti

$$u_z = 11,2\text{mm} < \frac{L}{250} = \frac{6000\text{mm}}{250} = 24\text{mm}$$

Dimenzioniranje zateg med fasadnimi legami na čelni fasadi

Obremenitev:

Reakcija, ki povzroča nateg v zategi:

$$R_z = 3,23\text{kN}$$

Potreben prerez zatege:

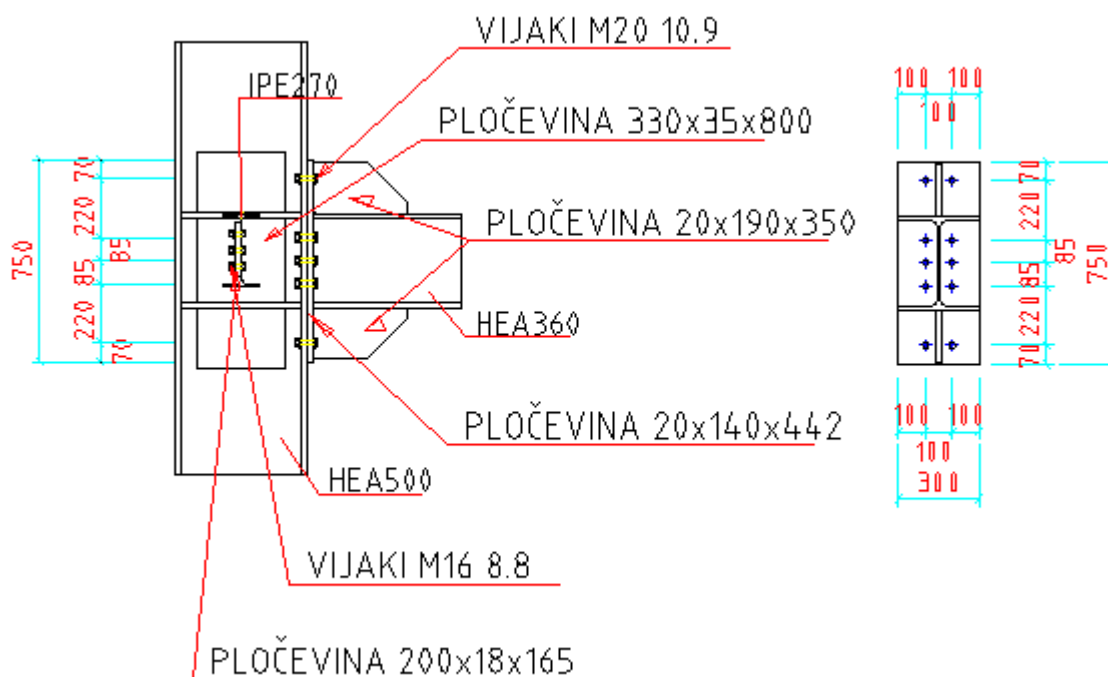
$$A \geq \frac{1,5 \cdot R_z}{f_y} = \frac{1,5 \cdot 3,23\text{kN}}{27,5\text{kN/cm}^2} = 0,18\text{cm}^2$$

Izberem palice $\emptyset 8$, $A = 0,5\text{cm}^2$

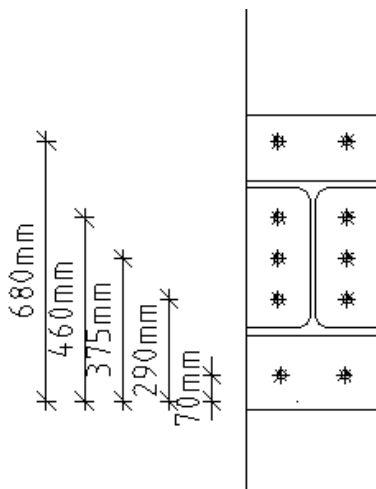
10 RAČUN ZNAČILNIH SPOJEV

10.1 Momentni spoj prečke HEA360 na krajni steber HEA500

1. ZASNOVA



Slika 52: Momentni spoj prečka HEA360 – steber HEA500



Slika 53: Prikaz ročic r_n

2. MATERIAL

Jeklo S275

Vijaki M22; kvalitete 10.9.

3. OBREMENITEV

Varovani spoj. Obremenitev se poveča z ustreznimi faktorji.

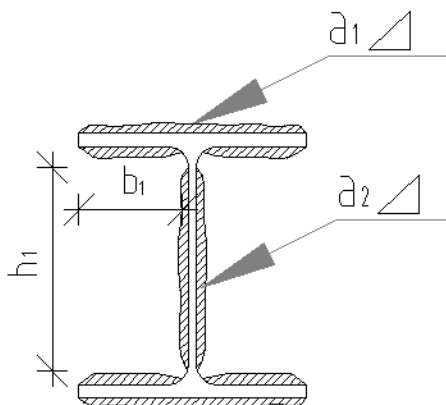
$$M_{pl,Rd}^{HEA360} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 2088 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 57420 \text{ kNcm} = 574,20 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot M_{pl,Rd}^{HEA360} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 574,20 \text{ kNm} = 789,53 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = V_{Ed,G} + \frac{2 \cdot M_{Ed}}{l} = 102,71 \text{ kN} + \frac{2 \cdot 789,53 \text{ kNm}}{6,00 \text{ m}} = 365,89 \text{ kN}$$

4. DIMENZIONIRANJE

Dimenzioniranje zvara med nosilcem in čelno pločevino



Slika 54: Prikaz zvara med pločevino in profilom

Izberem:

$$a_1 \leq 0,7 \cdot t$$

$$t = \min(t_f, t_{\check{c}p}) = t = 17,5 \text{ mm}$$

Izberem: $a_1 = 13mm$

$$a_1 \leq 0,7 \cdot t$$

$$t = \min(t_w, t_{\check{c}p}) = t = 10,0mm$$

Izberem: $a_2 = 7mm$

$$b_1 = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - a_1 = \frac{300mm}{2} - \frac{10mm}{2} - 13mm = 133,67mm$$

$$h_1 = \frac{h}{2} - 2 \cdot t_f - 2 \cdot a_2 = \frac{350mm}{2} - 2 \cdot 17,5mm - 2 \cdot 7mm = 126mm$$

$$\begin{aligned} I_{zv} &= 2 \cdot b \cdot a_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot b_1 \cdot a_1 \cdot \left(\frac{h_w}{2}\right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{h_1^3 \cdot a_2}{12}\right) \\ &= 2 \cdot 30cm \cdot 1,3cm \cdot \left(\frac{35cm}{2}\right)^2 + 4 \cdot 13,37cm \cdot 1,3cm \cdot \left(\frac{31,5cm}{2}\right)^2 + 2 \\ &\quad \cdot \left(\frac{12,6^3 cm^3 \cdot 0,7cm}{12}\right) = 41367,17cm^4 \end{aligned}$$

$$W_{zv} = \frac{2 \cdot I_{zv}}{h} = \frac{2 \cdot 41367,17cm^4}{35cm} = 2363,84cm^3$$

$$v_{II} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a_2 \cdot h_1} = \frac{365,89kN}{2 \cdot 0,7cm \cdot 12,6cm} = 20,74kN/cm^2$$

$$n = \frac{M_{Ed}}{W_{zv}} = \frac{78953kNcm}{2363,84cm^3} = 33, kN/cm^2$$

$$\sqrt{v_{II}^2 + n^2} \leq f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{\left(\frac{20,74kN}{cm^2}\right)^2 + \left(\frac{36,25kN}{cm^2}\right)^2} = 41,76kN/cm^2 \leq \frac{51 \frac{kN^2}{cm}}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 29,45kN/cm^2$$

KONTROLA SE NE IZIDE, ZATO PREDPIŠEM ČELNI ZVAR

Izberem vijake M22; kvalitete 10.9.

$$d_o = d + 2mm = 22mm + 2mm = 24mm$$

Določitev najmanjše in največje dovoljene robne oddaljenosti ter najmanjši dovoljeni razmaki:

$$e_1 \approx 2 \cdot d_o \approx 2 \cdot 24mm \approx 48mm = 50mm$$

$$p_1 = 3 \cdot d_o = 3 \cdot 24mm = 72mm$$

Natezna sila, ki odpade na najbolj obremenjen vijak:

$$\sum_1^{10} r_i^2 = (2 \cdot 70mm)^2 + (2 \cdot 290mm)^2 + (2 \cdot 375mm)^2 + (2 \cdot 460mm)^2 + \\ + (2 \cdot 680mm)^2 = 3620500mm^2$$

$$F_{max} = \frac{M_{Ed} \cdot r_{max}}{\sum_1^{13} r_i^2} = \frac{789,53kNm \cdot 1000 \cdot 680mm}{3620500mm^2} = 148,29kN$$

Kontrola natezne nosilnosti vijaka:

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{max}}{2} = \frac{148,29kN}{2} = 74,14kN$$

$$F_{t,Ed} = 74,14kN \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 3,03cm^2 \cdot 100 kN/cm^2}{1,25} = 218,16kN$$

Kontrola strižne nosilnosti vijaka:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{m} = \frac{365,89kN}{10} = 36,59kN$$

$$F_{v,Ed} = 36,59kN \leq F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,5 \cdot 100 kN/cm^2 \cdot 3,8cm^2}{1,25} = 152kN$$

Interakcija nateg + strig

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{36,59kN}{152kN} + \frac{74,14kN}{1,4 \cdot 218,16kN} = 0,48 < 1,0$$

Kontrola preboja pločevine

Preveriti je potrebno preboj pločevine. Če pogoj ni izpolnjen je potrebno dodati podložke ali povečati debelino čelne pločevine.

Izberem debelino čelne pločevine $t_{\check{c}p} = 30mm$.

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot f_u \cdot t_{\check{c}p}}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 36,22mm \cdot 0,43kN/mm^2 \cdot 30mm}{1,25} = 704,58kN$$

$$B_{p,Rd} = 704,58kN > F_{t,Rd} = 125,0kN$$

Kontrola bočnih pritiskov

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_o} = 0,69; \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4} = 0,86 \right\} = 0,69$$

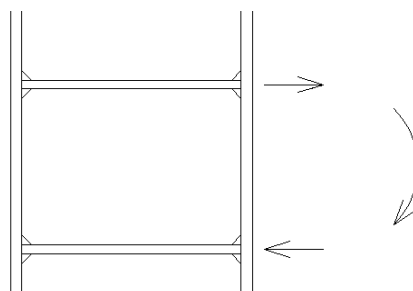
$$t_{min} = \{t_{\check{c}p}, t_f\} = \{30mm, 17,5mm\} = 17,58mm$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_1}{d_o} - 1,7 = 4,13; 1,4 \cdot \frac{p_1}{d_o} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{MB}} = \frac{2,5 \cdot 0,69 \cdot 0,43kN/mm^2 \cdot 22mm \cdot 17,58mm}{1,25} = 229,50kN$$

$$F_{b,Rd} = 229,50kN > F_{v,Ed} = 152kN$$

Kontrola nosilnosti stebra v omočju spoja



Slika 55: Delovanje obremenitve na steber

$$t_{\check{c}p} = 30\text{mm} \geq d = 22\text{mm}$$

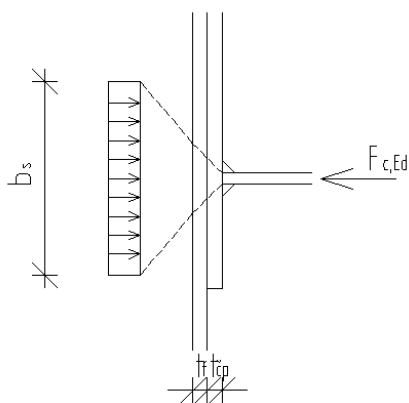
Steber

$$t_f = 23\text{mm} \geq 0,5 \cdot t_{\check{c}p} = 0,5 \cdot 30\text{mm} = 15\text{mm}$$

$$t_f = 23\text{mm} \geq 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 22\text{mm} = 17,6\text{mm}$$

Podložna pločevina ni potrebna.

Stojina stebra v območju vnosa koncentrirane sile:



Slika 56: Sodelujoča širina stojine stebra

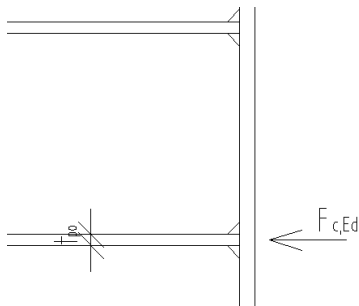
$$b_s = t_f + 2 \cdot t_{\check{c}p} + 5 \cdot k = 2,3\text{cm} + 2 \cdot 3\text{cm} + 5 \cdot 3,01\text{cm} = 23,35\text{cm}$$

$$k = t_f^{HEA500} + \sqrt{2} \cdot a^{\text{zvar med stojino in pasnico}} = 2,3\text{cm} + \sqrt{2} \cdot 0,5\text{cm} = 3,01\text{cm}$$

Stojina stebra v tlaku:

$$F_{C,Ed} = F_{max} \cdot \sum \frac{r_i}{r_{max}} = 148,29kN \cdot \left(\frac{70mm + 290mm + 375mm + 460mm + 680mm}{680mm} \right) \\ = 408,89kN$$

Določitev debeline prečne ojačitve t_{po} :



Slika 57: Prečna ojačitev

Kontrola nosilnosti prečne ojačitve:

$$t_{po} \geq \frac{F_{C,Ed} \cdot \gamma_{MO}}{b_s \cdot f_y} = \frac{408,89kN \cdot 1,00}{23,35cm \cdot 27,5kN/cm^2} = 0,64cm$$

Kontrola kompaktnosti prečne ojačitve:

$$t_{po} \geq \frac{b - t_w}{2 \cdot 15 \cdot \varepsilon} = \frac{30cm - 1,2cm}{2 \cdot 15 \cdot 0,924} = 1,04cm$$

Izberem debelino prečne ojačitve $t_{po} = 65mm$.

Kontrola panela stebra med prečnimi ojačitvami:

$$k_{\tau} = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2} = 4,00 + \frac{5,34}{0,81^2} = 12,14$$

$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{315mm}{390mm} = 0,81 \geq 1,0$$

Projektna mejna strižna napetost:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{444\text{mm}}{37,4 \cdot 12 \cdot \sqrt{12,14}} = 0,284$$

- pri $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$

$$\tau_{ba} = \frac{f_{ym}}{\sqrt{3}} = \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 15,88\text{kN/cm}^2$$

Sila, ki jo mora prevzeti stojina s prečno ojačitvijo:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{panela}} = \frac{789,53\text{kNm}}{0,32\text{m}} = 2467,28\text{kN}$$

$$t_{potr.} \geq \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{d \cdot \tau_{ba}} = \frac{2467,28\text{kN} \cdot 1,1}{39,00\text{cm} \cdot 15,88\text{kN/cm}^2} = 4,38\text{cm}$$

$$t_d = t_{potr.} - t_w = 43,8\text{mm} - 12\text{mm} = 32\text{mm}$$

Na stojino stebra s prečno ojačitvijo dodam dodatno pločevino debeline $t_d = 16\text{mm}$

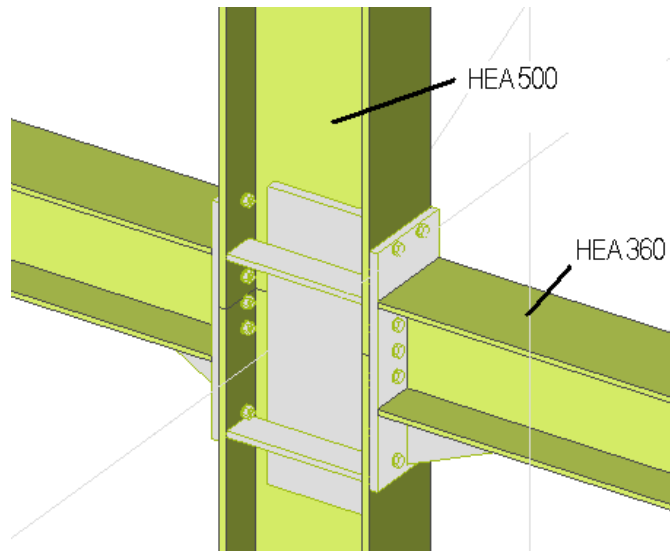
3. IZPIS IZ PROGRAMA SCIA Engineer

Preglednica 20: Izpis iz programa SCIA Engineer za spoj krajni steber- vmesna prečka

Node	N21
Lc/Combi	MSN7
Beam	B1061
Unity check M/MRd [-]	0,91
Unity check V/VRd [-]	0,32
Unity check M/MRd + N/Nrd [-]	0,98
Stiffness	Not applicable.

10.2 Momentni spoj prečke HEA360 na vmesni steber HEA500

1. IZPIS IZ PROGRAMA SCIA Engineer



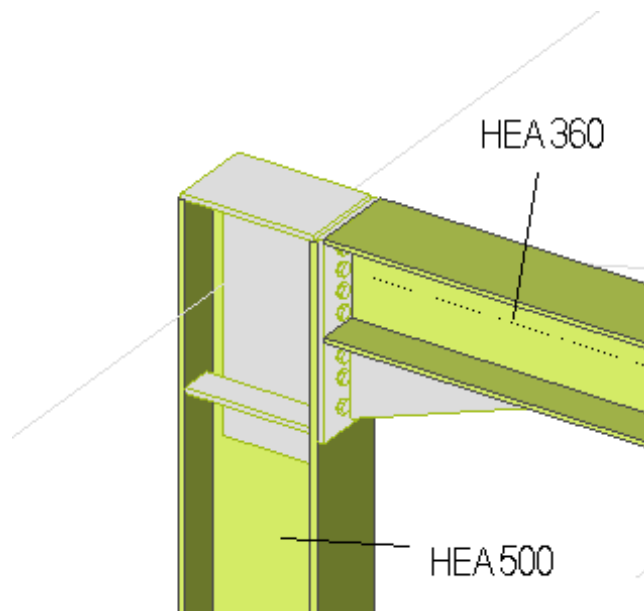
Slika 58: Spoj vmesni steber HEA 500 in prečka HEA 360

Preglednica 21: Izpis iz programa SCIA Engineer

Node	N22
Lc/Combi	MSN7
Beam	B1065
Unity check M/MRd [-]	0,83
Unity check V/VRd [-]	0,39
Unity check M/MRd + N/Nrd [-]	0,89
Stiffness	Not applicable.
Lc/Combi	MSN1
Beam	B1061
Unity check V/VRd [-]	0,4
Unity check M/MRd [-]	0,82
Unity check M/MRd + N/Nrd [-]	0,9
Stiffness	Not applicable.

10.3 Momentni spoj zgornje prečke HEA360 na krajni steber HEA500

1. IZPIS IZ PROGRAMA SCIA Engineer



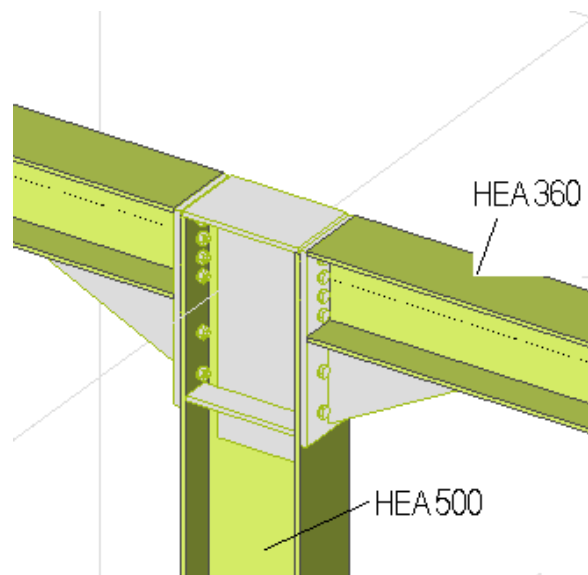
Slika 59: Spoj krajni steber HEA500 in zgornja prečka HEA360

Preglednica 22: Izpis iz programa SCIA Engineer

Node	N33
Lc/Combi	MSN13
Beam	B1058
Unity check M/MRd [-]	0,82
Unity check V/VRd [-]	0,14
Unity check M/MRd + N/Nrd [-]	1,01
Stiffness	Not applicable.

10.4 Momentni spoj vmesnega stebra HEA 500 in zgornje prečke HEA 360

1. IZPIS IZ PROGRAMA SCIA Engineer



Slika 60: Spoj vmesni steber HEA500 in zgornja prečka HEA 360

Preglednica 23: Izpis iz programa SCIA Engineer

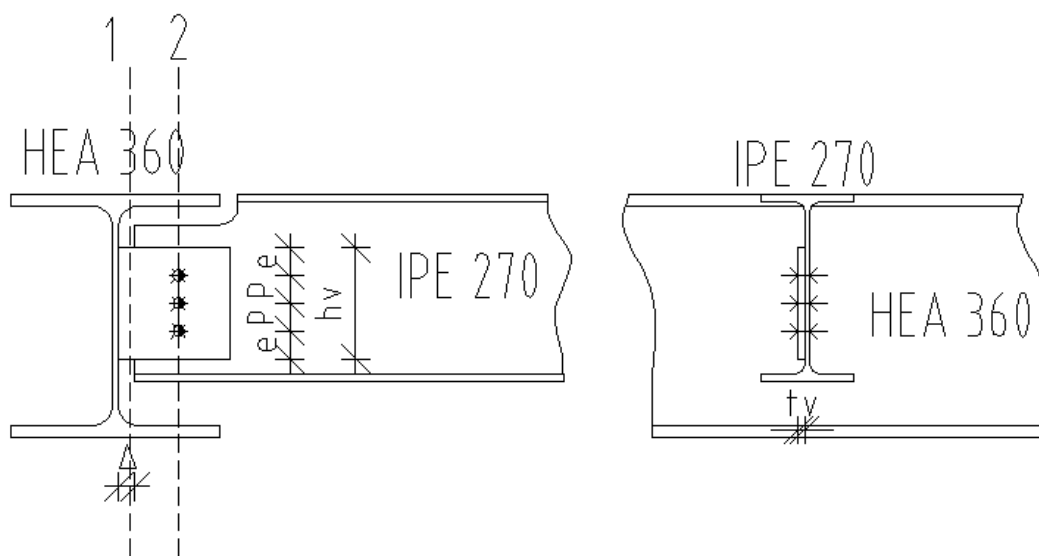
Node	N35
Lc/Combi	MSN13
Beam	B1066
Unity check M/MRd [-]	0,47
Unity check V/VRd [-]	0,26
Unity check M/MRd + N/Nrd [-]	0,58
Stiffness	Not applicable.
Lc/Combi	MSN14
Beam	B1062
Unity check V/VRd [-]	0,17
Unity check M/MRd [-]	0,71
Unity check M/MRd + N/Nrd [-]	0,87
Stiffness	Not applicable.

10.5 Členkast spoj sekundarnega nosilca na primarni nosilec

1. MATERIAL

- Jeklo: S 275
- Vijaki M16, kvalitete 8.8.

2. GEOMETRIJA



Slika 61: Zasnova členkastega spoja sekundarnega nosilca na primarni nosilec

3. OBREMENITEV

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 9,46 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 6,00 \text{ kN/m} = 21,77 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{21,77 \text{ kN/m} \cdot 8,00 \text{ m}}{2} = 87,09 \text{ kN}$$

4. DIMENZIONIRANJE

- Določitev dimenzij

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

$$e \approx 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 18 \text{ mm} = 36 \text{ mm} \rightarrow \text{izberem } e = 36 \text{ mm}$$

$$p \approx 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 18 \text{ mm} = 54 \text{ mm} \rightarrow \text{izberem } p = 54 \text{ mm}$$

- Ravnina 1-1



Slika 62: Shema prikaza ravnine 1-1

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

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

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot e = 87,09\text{kN} \cdot 0,046\text{m} = 4,01\text{kNm}$$

$$h_v = 2 \cdot (e_1 + p_1) = 2 \cdot (36\text{mm} + 54\text{mm}) = 180\text{mm}$$

$$W_{el,y} = \frac{t_v \cdot h_v^2}{6} = \frac{1,2\text{cm} \cdot (18\text{cm})^2}{6} = 64,80\text{cm}^3$$

$$M_{el,Rd} = W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 64,80\text{cm}^3 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 1782\text{kNcm} = 17,82\text{kNm}$$

$$M_{el,Rd} = 17,82\text{kNm} \geq M_{Ed} = 4,01\text{kNm}$$

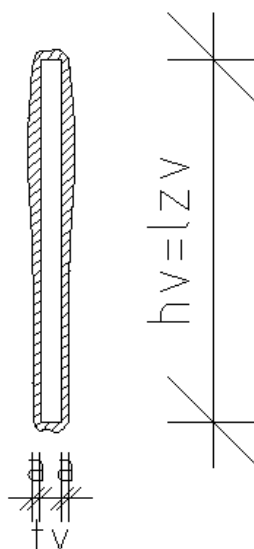
- Kontrola striga

$$V_{Ed} = 87,09\text{kN} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO} \cdot \sqrt{3}} = 21,6\text{cm}^2 \cdot \frac{27,5\text{kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 342,95\text{kN}$$

$$A_v = h_v \cdot t_{vp} = 18\text{cm} \cdot 1,2\text{cm} = 21,6\text{cm}^2$$

$$V_{Ed} = 87,09\text{kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 342,95\text{kN} = 171,47\text{kN} \rightarrow \text{ni interakcije}$$

- Določitev zvara



Slika 63: Prikaz zvara v ravnini 1-1

Izberem polnonosilne kotne zware med vezno pločevino in stebrom.

$$a \approx 0,4 \cdot t_v = 0,4 \cdot 12\text{mm} = 4,8\text{mm}$$

Izberem $a=4\text{mm}$

$$W_{zv} = 2 \cdot \frac{h_v^2 \cdot a}{6} = 2 \cdot \frac{18^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 0,4\text{cm}}{6} = 43,2\text{cm}^3$$

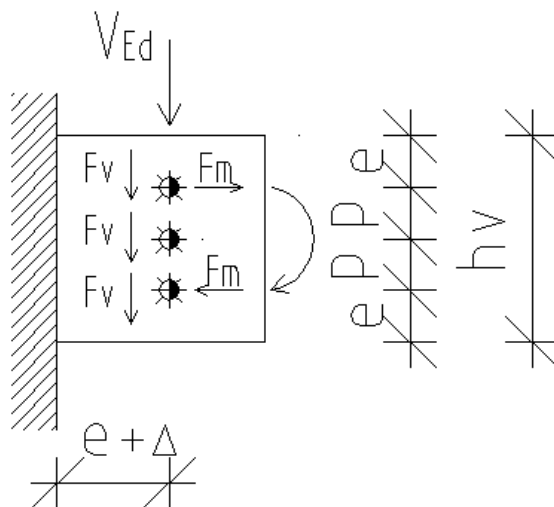
$$v_{II} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l_{zv}} = \frac{87,09\text{kN}}{2 \cdot 0,4\text{cm} \cdot 18\text{cm}} = 6,05\text{kN/cm}^2$$

$$n = \frac{M_{Ed}}{W_{zv}} = \frac{401,00\text{kNcm}}{43,2\text{cm}^3} = 9,28\text{kN/cm}^2$$

$$\sqrt{v_{II}^2 + n^2} \leq f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{\left(\frac{6,05\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2 + \left(\frac{9,28\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 11,08\text{kN/cm}^2 \leq \frac{51 \frac{\text{kN}^2}{\text{cm}}}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 29,45\text{kN/cm}^2$$

- Ravnina 2-2



Slika 64: Shema prikaza ravnine 2-2

$$\Delta \approx 5 - 10 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot (e + \Delta) = 87,09 \text{ kN} \cdot 4,6 \text{ cm} = 400,61 \text{ kNcm}$$

$$F_m = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot p} = \frac{400,61 \text{ kNcm}}{2 \cdot 5,4 \text{ cm}} = 37,09 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{V_{Ed}}{3} = \frac{87,09 \text{ kN}}{3} = 29,03 \text{ kN}$$

Maksimalna strižna obremenitev vijaka

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_v^2 + F_m^2} = \sqrt{29,03^2 \text{ kN}^2 + 37,09^2 \text{ kN}^2} = 47,10 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,6 \cdot 2,54 \text{ cm}^2 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 97,54 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 47,10 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 97,54 \text{ kN}$$

- Kontrola bočnih pritiskov

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_d \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{MB}} = \frac{2,5 \cdot 0,6 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 0,66 \text{ cm}}{1,25} = 54,49 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 54,49kN \geq F_{v,Ed} = 47,10kN$$

$$\alpha_d = \min \left\{ \frac{e}{3 \cdot d_o} = 0,66; \frac{p}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4} = 0,75 \right\} = 0,66$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e}{d_o} - 1,7 = 3,9; 1,4 \cdot \frac{p}{d_o} - 1,7 = 2,5; 2,5 \right\} = 2,5$$

- Kontrola pretrga pločevine (»BLOCK SHEAR«)

$$\begin{aligned} V_{eff,Rd} &= \frac{0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{(1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M0}} = \\ &= \frac{0,5 \cdot 43kN/cm^2 \cdot 18cm^2}{1,25} + \frac{(1/\sqrt{3}) \cdot 27,5kN/cm^2 \cdot 4,7cm^2}{1,0} = 384,22kN \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 87,09kN \leq V_{eff,Rd} = 384,22kN$$

A_{nt}neto prerez območja pločevine v nategu

A_{nv}neto prerez območja pločevine v strigu

$$A_{nt} = t_{vp} \cdot e = 1cm \cdot 18cm = 18cm^2$$

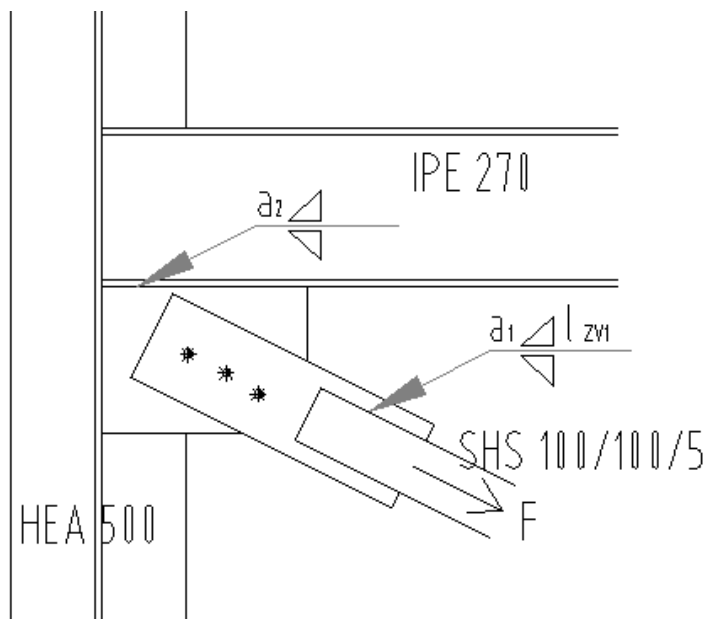
$$A_{nv} = t_{vp} \cdot h_v = 1cm \cdot 4,7cm = 4,7cm^2$$

10.6 Priključek diagonale na steber HEA 500

1. MATERIAL

- Jeklo: S275

2. ZASNOVA



Slika 65: Pritrditev diagonale na steber HEA 500

3. OBREMENITEV

Spoj je varovan.

Obremenitev v elementu, za kvadratno cev 100/100/5mm

$$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot N_{pl,Rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 14,95 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 565,30 \text{ kN}$$

4. DIMENZIONIRANJE

Debelina vozliščne pločevine: $t = 15 \text{ mm}$

- Zvar med diagonalo in vezno pločevino

Največja debelina kotnega zvara znaša: $a_1 = 0,4 \cdot t = 0,4 \cdot 15 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$

Izberem kotni zvar: $a_1 = 5\text{mm}$

$$A_w = 4 \cdot a_1 \cdot l_{zv1} = 4 \cdot 0,5\text{cm} \cdot 25\text{cm} = 50\text{cm}^2$$

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{565,3\text{kN}}{50\text{cm}^2} = 11,31\text{kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{43\text{kN/cm}^2}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 24,83\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_w = 11,31\text{kN/cm}^2 \leq f_{vwd} = 24,83\text{kN/cm}^2$$

- Zvar med vezno pločevino in stebrom/prečko

Izberem čelni zvar

- Strižna nosilnost vijakov

Izberem vijake: M22, kvalitete 10.9

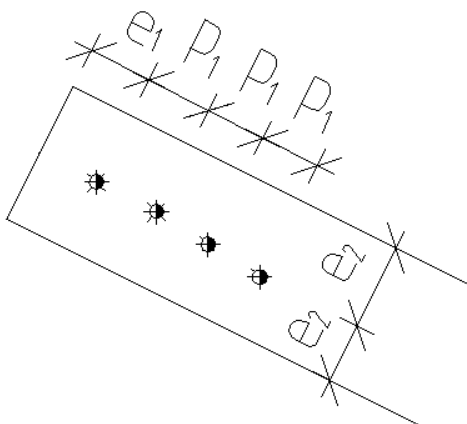
$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \cdot 100\text{kN/cm}^2 \cdot 3,03\text{cm}^2}{1,25} = 145,44\text{kN}$$

Potrebno število vijakov

$$n > \frac{F_{Ed}}{m \cdot F_{v,Rd}} = \frac{565,3\text{kN}}{1 \cdot 145,44\text{kN}} = 3,89$$

Izberem 4 vijake v 1 vrsti

Razporeditev vijakov



Slika 66: Prikaz razdalji med vijaki

$$d_0 = d + 2mm = 22mm + 2mm = 24mm$$

$$e_1 = 30mm \geq 1,2 \cdot d_0 = 28,8mm$$

$$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 24mm = 52,8mm = 80mm$$

$$e_2 = 50mm \geq 1,2 \cdot d_0 = 28,8mm$$

- Kontrola oslabiljenega prereza vozliščne pločevine

Naklon pod katerim je diagonala $\alpha = 27^\circ$

Pri vozliščni pločevini se upošteva raznos obtežbe pod kotom $\alpha = 27^\circ$

$$b_{eff} = 2 \cdot 3 \cdot p_1 \cdot \tan(\alpha) - 3 \cdot d_0 = 2 \cdot 3 \cdot 8cm \cdot \tan(27) - 3 \cdot 2,4cm = 17,26cm$$

$$A_{net} = b_{eff} \cdot t = 17,26cm \cdot 1,5cm = 25,89cm^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 25,89cm^2 \cdot 43 kN/cm^2}{1,25} = 801,55kN$$

$$N_{f,Ed} = 565,30kN \leq N_{u,Rd} = 801,55kN$$

- Kontrola bočnih pritiskov

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e}{d_0} - 1,7 = 4,13; 1,4 \cdot \frac{p}{d_0} - 1,7 = 2,97; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_d = \min \left\{ \frac{e}{3 \cdot d_0} = 0,42; \frac{p}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0,86 \right\} = 0,42$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_d \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{MB}} = \frac{2,5 \cdot 0,42 \cdot 43 \text{ kN/cm}^2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,50 \text{ cm}}{1,25} = 180,60 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{b,Rd}}{4} = 141,33 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 180,60 \text{ kN}$$

10.7 Priključek stebra na temelj

1. MATERIAL

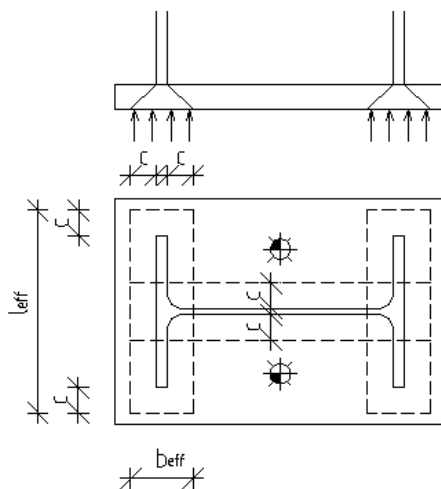
- Jeklo: S275
- Beton: C25/30

2. OBREMENITEV

$$N_{Ed} = 2831,78 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 141,68 \text{ kN}$$

3. ZASNOVA



Slika 67: Prikluček stebra na temelj

4. DIMENZIONIRANJE

Pri tlačno obremenjenem stebru se za vsako pasnico in stojino določi sodelujoča širina c in projektna nosilnost v tlaku $F_{c,Rd}$:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff}$$

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$f_{jd} = \beta \cdot f_{cd} \cdot \alpha$$

Kjer je:

f_{jd} projektna trdnost betonske podlage

β koeficient podlage, za katerega se predpostavi vrednost 2/3, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

- karakteristična trdnost podlitja ni manjša od 20% karakteristične trdnosti betona
- debelina podlitja ni pod 20% manjše od tlorisnih dimenzij ležiščne pločevine

-pri debelini podlitja je karakteristična trdnost podlitja enaka ali večja od karakteristične trdnosti betona, vgrajenega v temelj.

f_{cd} projektna trdnost betona

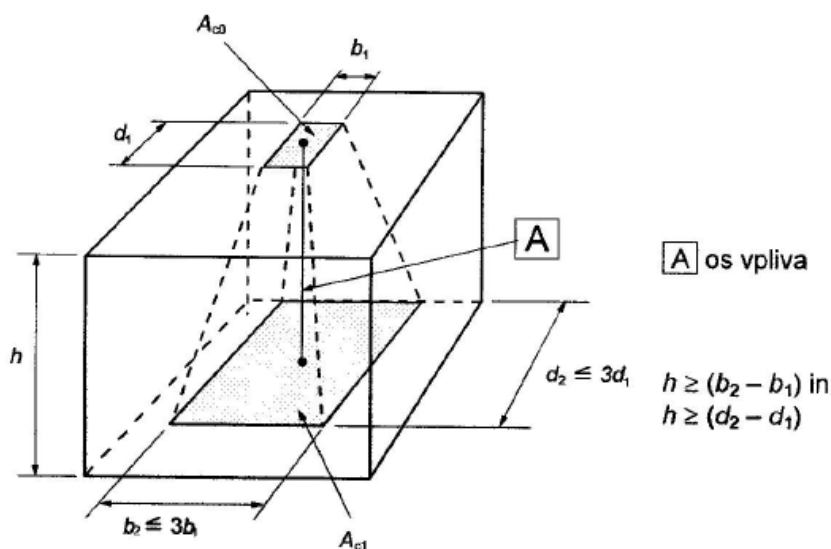
α faktor raznosa obtežbe

f_y napetost tečenja ležiščne pločevine

Kvaliteta betonskega podlitja C35/45

Debelina podložne pločevine $t = 40mm$

Debelina betonskega podlitja $t_p = 50mm$



Slika 68: Projektna ploskev raznosa obtežbe pri lokalni obtežbi (SIST EN 1992-1-1)

Obremenjena površin A_{c0}

$$A_{c0} = A^{HEA500} = 198cm^2$$

A_{c1} največja projektna ploskev raznosa obtežbe s podano obliko A_{c0}

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 5cm \cdot \sqrt{\frac{27,5 kN/cm^2}{3 \cdot 3,5 kN/cm^2 \cdot 1,0}} = 8,09cm - izberem 8cm$$

$$\begin{aligned}
 A_{c1} &= 2 \cdot \left((b^{HEA500} + 2 \cdot c) \cdot (t_f + 2 \cdot c) \right) + \left((h^{HEA500} + 2 \cdot c) \cdot (t_w + 2 \cdot c) \right) \\
 &= 2 \cdot \left((30\text{cm} + 2 \cdot 8\text{cm}) \cdot (2,3\text{cm} + 2 \cdot 8\text{cm}) \right) + \left((49\text{cm} + 2 \cdot 8\text{cm}) \right) \\
 &\quad \cdot (1,2\text{cm} + 2 \cdot 8\text{cm}) = 2801,6\text{cm}^2
 \end{aligned}$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2801,6\text{cm}^2}{198\text{cm}^2}} \cdot \frac{3,5\text{kN/cm}^2}{1,5} = 5,85\text{kN/cm}^2$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} = 5,85\text{kN/cm}^2 \cdot 43\text{cm} \cdot 2 \cdot 15,3\text{cm} = 7699,20\text{kN}$$

$$b_{eff} = h^{HEA500} + 2 \cdot c = 2,3\text{cm} + 2 \cdot 6,5\text{cm} = 15,3\text{cm}$$

$$l_{eff} = b^{HEA500} + 2 \cdot c = 30\text{cm} + 2 \cdot 6,5\text{cm} = 43\text{cm}$$

$$F_{c,Rd} \geq F_{c,Ed} = 7699,20\text{kN} \geq 2831,78\text{kN}$$

Izračun sidrne palice

Izberem 2 x M24 kvalitete 8.8.

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\frac{141,68\text{kN}}{2} \leq \frac{0,5 \cdot 80\text{kN/cm}^2 \cdot 3,17\text{cm}^2}{1,25}$$

$$70,84\text{kN} \leq 101,44\text{kN}$$

11 OCENA NOSILNOSTI TEMELJEV

Temelj je del konstrukcije, ki omogoča, da se obremenitev stavbe razporedi na tolikšno površino, kot je potrebna za nosilnost in stabilnost objekta.

Evrokod 7-1 izpostavlja naslednje kriterije za globino temeljenja:

- doseganje ustrezne nosilne plasti,
- upoštevanje globine, do katere glinena zemljina lahko povzroči znatne premike zaradi nabrekanja in krčenja zaradi sezonskih vremenskih sprememb
- globina, do katere je zemljina podvržena poškodbam zaradi zmrzovanja
- nivo talne vode in možne probleme, ki se lahko pojavijo, če je predviden izkop za temelje pod nivojem vode
- možne premike temeljnih tal in zmanjšanje trdnosti nosilnega sloja zaradi strujenja vode, klimatskih vplivov ali gradbenih del
- vpliv izkopa na bližnje temelje in objekte
- pričakovane izkope za infrastrukturo v bližini temeljev
- visoke ali nizke temperature, ki izhajajo iz objekta

Nosilnost tal preverjamo po neenačbi:

$$V_d \leq R_d$$

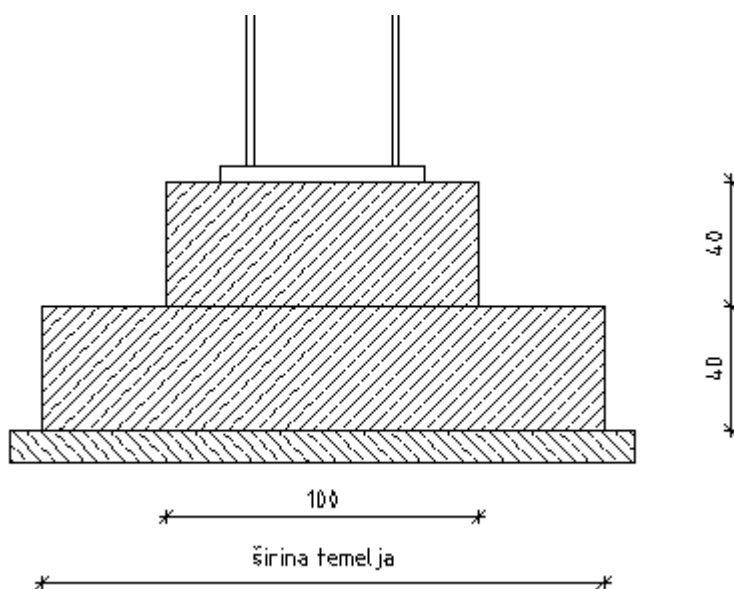
kjer je:

- V_d – navpični projektni vpliv na temelj, v katerega mora biti vključena teža temeljev, teža zasipnega materiala, obremenitev objekta, ...
- R_d - odpornost (nosilnost) tal, izračunana po eni od analitičnih metod.

Nosilnost temeljnih tal bom preveril po dodatku D k Evrokodu 7-1. V njem se nahajajo vse enačbe z ustreznimi skicami za izračun nosilnosti tal pod plitvimi temelji, in sicer posebej za nedrenirane in posebej za drenirane pogoje.

11.1 ZASNOVA

Objekt je lociran v naselju Ribnica. Leži na prodati dobro nosilni podlagi. Izberem plitko temeljenje. Temelji so točkovni dim. 220/220cm in 200/200cm In globine minimalno 100cm – kota zmrzovanja. Na koti temeljenja ni prisotna talna voda.



Slika 69: prikaz točkovnega temelja

11.2 OBTEŽBA NA TEMELJ

Steber objekta je členkasto pritrjen na točkovni temelj, tako da na temelj deluje reakcija v navpični smeri in reakcija v vodoravni smeri.

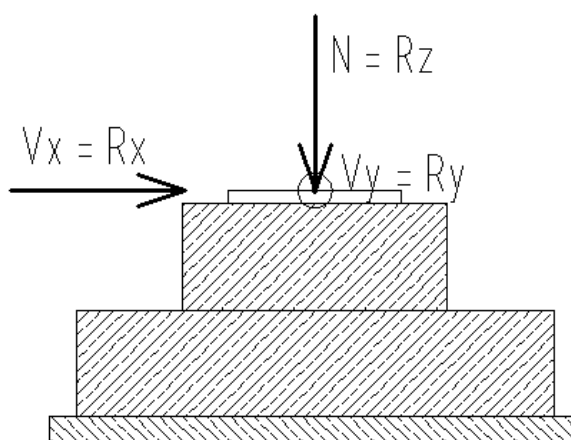
Obtežba, ki deluje na moj temelj je:

- stalna obtežba
- koristna obtežba
- veter
- sneg in
- potres

Iz program SCIA ENGINEER dobim reakcije na temelj. Že v programu sem upošteval vrednosti delnih faktorjev, ki jih predpisuje Standard SIST_EN_1997-1; Dodatek A. Uporabljeni faktorji so prikazani v preglednici.

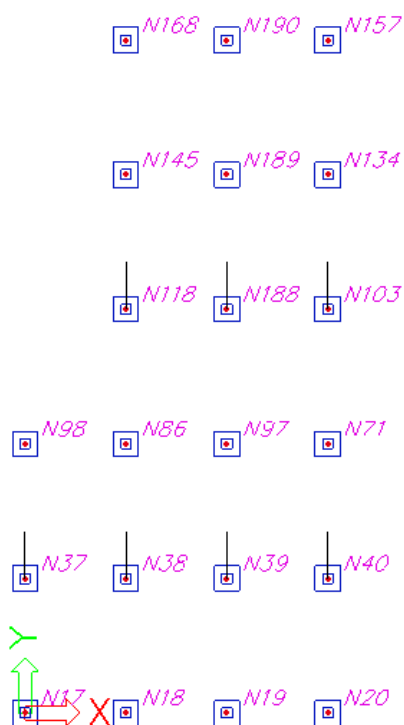
Preglednica 24: Delni faktorji za vplive γ_F (SIST_EN_1997-1: Dodatek A)

Vplivi	Oznaka	Vrednost
Stalni		
Neugodni	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Ugodni	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Začasni		
Neugodni	$\gamma_{Q;dst}$	1,5



Slika 70: Prikaz delovanja posameznih reakcij in njihove oznake

Računalniški program SCIA Engineer uporablja drugačne oznake reakcij. Zato so vse reakcije in oznake predstavljene na zgornji sliki. V nadaljevanju sledi izpis reakcij iz SCIE Engineer, ki sem jih uporabil za izračun obremenitve temelja in temeljnih tal.



Slika 71: Pozicija temeljev iz računalniškega programa SCIA Engineer

Prikaz rezultatov dobljenih iz programa SCIA Engineer

Preglednica 25: Prikaz reakcije na temelj dobljene iz računalniškega programa SCIA Engineer

obtežni primeri / vozlišča		N17	N18	N19	N20	N37	N38
obtežbe							
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rx [kN]	28,42	16,1	13,73	2,37	52,56	27,53
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Ry [kN]	0	-0,67	-0,79	-0,76	-2,79	-4,04
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rz [kN]	593,25	1071,9	1072,5	554,39	1134,4	2072,9
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mx [kNm]	-0,52	1,8	2,45	2,33	-0,66	1,67
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	My [kNm]	48,27	39,43	37,37	26,99	84,41	66,47
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mz [kNm]	-0,01	0	0	0	-0,01	0
Ekstremi							
	Max Rz [kN]	593,25	1071,9	1072,5	554,39	1134,4	2072,9
	Min Rz [kN]	593,25	1071,9	1072,5	554,39	1134,4	2072,9
	Max Rx [kN]	28,42	16,1	13,73	2,37	52,56	27,53
	Min Rx [kN]	28,42	16,1	13,73	2,37	52,56	27,53
	Max Ry [kN]	0	-0,67	-0,79	-0,76	-2,79	-4,04
	Min Ry [kN]	0	-0,67	-0,79	-0,76	-2,79	-4,04
	Max Mx [kNm]	-0,52	1,8	2,45	2,33	-0,66	1,67
	Min Mx [kNm]	-0,52	1,8	2,45	2,33	-0,66	1,67

	Max My [kNm]	48,27	39,43	37,37	26,99	84,41	66,47
	Min My [kNm]	48,27	39,43	37,37	26,99	84,41	66,47
	Max Mz [kNm]	-0,01	0	0	0	-0,01	0
	Min Mz [kNm]	-0,01	0	0	0	-0,01	0
obtežni primeri / vozlišča		N39	N40	N71	N86	N103	N118
obtežbe							
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rx [kN]	22,86	1,4	16,93	44,41	22,57	59,82
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Ry [kN]	0,82	-8,13	-0,68	-0,63	5,76	3,02
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rz [kN]	2080,6	1054,7	861,91	1610,6	845,11	1170,9
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mx [kNm]	2,55	1,99	2,12	1,7	2,34	1,8
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	My [kNm]	62,41	42,54	59,28	83,65	77,2	108,29
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mz [kNm]	0	0	0	0	0	0
Ekstremi							
	Max Rz [kN]	2080,6	1054,7	861,91	1610,6	845,11	1170,9
	Min Rz [kN]	2080,6	1054,7	861,91	1610,6	845,11	1170,9
	Max Rx [kN]	22,86	1,4	16,93	44,41	22,57	59,82
	Min Rx [kN]	22,86	1,4	16,93	44,41	22,57	59,82
	Max Ry [kN]	0,82	-8,13	-0,68	-0,63	5,76	3,02
	Min Ry [kN]	0,82	-8,13	-0,68	-0,63	5,76	3,02
	Max Mx [kNm]	2,55	1,99	2,12	1,7	2,34	1,8
	Min Mx [kNm]	2,55	1,99	2,12	1,7	2,34	1,8
	Max My [kNm]	62,41	42,54	59,28	83,65	77,2	108,29
	Min My [kNm]	62,41	42,54	59,28	83,65	77,2	108,29
	Max Mz [kNm]	0	0	0	0	0	0
	Min Mz [kNm]	0	0	0	0	0	0
obtežni primeri / vozlišča		N134	N145	N157	N168	N188	N189
obtežbe							
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rx [kN]	9,7	59,74	8,37	33,88	23,33	34,75
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Ry [kN]	-0,67	-0,61	-0,65	-0,6	13,84	-0,84
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rz [kN]	1047,1	1133,6	543,34	599,01	1857,9	2028,4
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mx [kNm]	2,11	1,68	2,08	1,67	3,04	2,57

LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	My [kNm]	67,01	107,32	45,35	65,86	82,62	89,44
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mz [kNm]	0	0	0	0	0	0
Ekstremi							
	Max Rz [kN]	1047,1	1133,6	543,34	599,01	1857,9	2028,4
	Min Rz [kN]	1047,1	1133,6	543,34	599,01	1857,9	2028,4
	Max Rx [kN]	9,7	59,74	8,37	33,88	23,33	34,75
	Min Rx [kN]	9,7	59,74	8,37	33,88	23,33	34,75
	Max Ry [kN]	-0,67	-0,61	-0,65	-0,6	13,84	-0,84
	Min Ry [kN]	-0,67	-0,61	-0,65	-0,6	13,84	-0,84
	Max Mx [kNm]	2,11	1,68	2,08	1,67	3,04	2,57
	Min Mx [kNm]	2,11	1,68	2,08	1,67	3,04	2,57
	Max My [kNm]	67,01	107,32	45,35	65,86	82,62	89,44
	Min My [kNm]	67,01	107,32	45,35	65,86	82,62	89,44
	Max Mz [kNm]	0	0	0	0	0	0
	Min Mz [kNm]	0	0	0	0	0	0
obtežni primeri / vozlišča		N190	N97	N98			
obtežbe							
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rx [kN]	22,04	15,28	41,02			
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Ry [kN]	-0,83	-0,79	0,03			
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Rz [kN]	1051,3	1854,9	628,45			
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mx [kNm]	2,54	2,42	-0,58			
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	My [kNm]	57,38	62,99	81,71			
LC1,lastna,Q1,Q2,Wx	Mz [kNm]	0	0	-0,01			
Ekstremi							
	Max Rz [kN]	1051,3	1854,9	628,45			
	Min Rz [kN]	1051,3	1854,9	628,45			
	Max Rx [kN]	22,04	15,28	41,02			
	Min Rx [kN]	22,04	15,28	41,02			
	Max Ry [kN]	-0,83	-0,79	0,03			
	Min Ry [kN]	-0,83	-0,79	0,03			
	Max Mx [kNm]	2,54	2,42	-0,58			
	Min Mx [kNm]	2,54	2,42	-0,58			
	Max My [kNm]	57,38	62,99	81,71			
	Min My [kNm]	57,38	62,99	81,71			

	[kNm]						
	Max Mz [kNm]	0	0	-0,01			
	Min Mz [kNm]	0	0	-0,01			

Izberem 2 različni dimenziji. Krajne temelje združim v pozicijo T1, srednje temelje pa v pozicijo T2.

Preglednica 26. Ovojnica reakcij na temelj pozicije T1

OBREMENITEV KRAJNIH TEMELJEV	
REAKCIJE	
max Rz [kN]	1610,57
min Rz [kN]	543,34
max Rx [kN]	59,82
min Rx [kN]	1,4
max Ry [kN]	5,76
min Ry [kN]	-8,13
max Mx [kNm]	2,54
min Mx [kNm]	-0,66
max My [kNm]	108,29
min My [kNm]	26,99

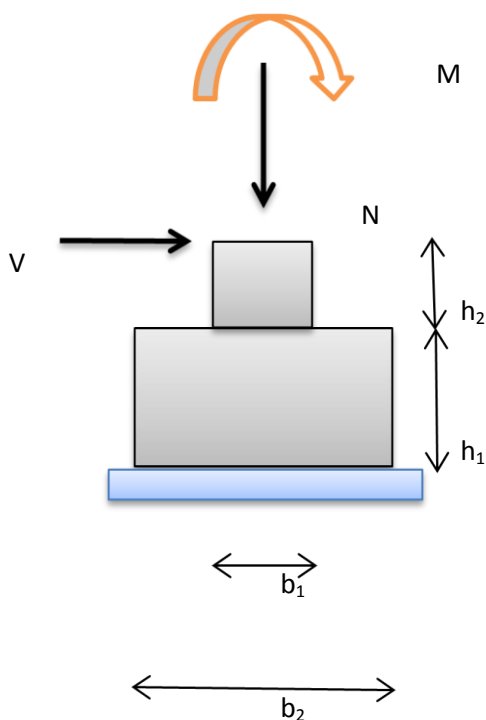
Preglednica 27: Ovojnica reakcij na temelj pozicije T2

OBREMENITEV SREDNJIH TEMELJEV	
REAKCIJE	
max Rz [kN]	2080,58
min Rz [kN]	1854,89
max Rx [kN]	34,75
min Rx [kN]	15,28
max Ry [kN]	13,84
min Ry [kN]	-4,04
max Mx [kNm]	3,04
min Mx [kNm]	1,67
max My [kNm]	89,44
min My [kNm]	62,41

11.3 PREVERJANJE NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL

1. KONTROLA NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL

IZBEREM TOČKOVNI TEMELJ: **T1**



DIMENZIJE:

$$b_1 = 100 \text{ cm}$$

$$b_2 = 220 \text{ cm}$$

$$h_1 = 40 \text{ cm}$$

$$h_2 = 40 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_z = 19 \text{ kN/m}^3$$

OBREMENITEV:

$$N = 1610,57 \text{ kN}$$

$$V = 59,82 \text{ kN}$$

$$M = 108,29 \text{ kNm}$$

$$G = 58,4 \text{ kN}$$

lastna

$$Z = 2,016 \text{ kN}$$

zemljina

OBREMENITEV TEMELJNIH TAL

$$N_{ed} = 1670,986 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 59,82 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 156,146 \text{ kNm}$$

KARAKTERISTIKE ZEMLJINE

$$c = 22 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 23^\circ \quad 0,40 \text{ rad}$$

$$\gamma = 22,5 \text{ kN/m}^3$$

$$c_u = 100 \text{ kPa}$$

$$c_d = 17,6 \text{ kPa}$$

$$\varphi_d = 0,33 \text{ rad} \quad 18,76^\circ$$

$$c_{ud} = 71,43 \text{ kPa}$$

MATERIALNI VARNOSTNI FAKTORJI

$$\gamma_{\phi'} = 1,25$$

$$\gamma_{c'} = 1,25$$

$$\gamma_{c_u} = 1,4$$

$$\gamma_{\gamma} = 1$$

EKSCENTRIČNOST

$$e_d = M_{ed} / N_{ed} = 0,093 \text{ m} \leq L/6 = 0,367 \text{ m}$$

**REZULTANTA DELUJE V JEDRU
PREREZA**

$$A' = b' \times l' = 4,84 \text{ m}^2$$

$$W = b^2 \times l/6 = 1,775 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\max} = N_{ed}/A' \pm M_{ed}/W$$

$\sigma_{\max} =$	433,231	kN/m²
-------------------	----------------	-------------------------

RAČUN NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL

NOSILNOST V NEDRENIRANIH POGOJIH

$$R/A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q$$

kjer je:

q - navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

c_u - nedrenirana strižna trdnost

b_c, s_c, i_c - koeficienti nagiba in oblike temelja ter nagib rezultante

$$\alpha = 0^\circ \quad \text{odklon dna temeljne ploskve od horizontale}$$

$$b_c = 1 - (2\alpha / (\pi + 2)) = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2(b'/l') = 1,2$$

$$i_c = 1$$

$$q = \gamma_z \times h = 15,2 \text{ kN/m}^2$$

$R/A' =$	632,19	kN/m²
----------	---------------	-------------------------

NAPETOSTI V TEMELJNIH TLEH V NEDRENIRANIH POGOJIH USTREZA

NOSILNOST V DRENIRANIH POGOJIH

$$R/A' = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

kjer je:

q' - efektivni navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

c' - efektivna kohezija

N_c, N_q, N_γ - koeficienti nosilnosti, odvisni od strižnega kota

b_γ, s_γ, i_γ - koeficienti nagiba in oblike temelja ter nagiba rezultante

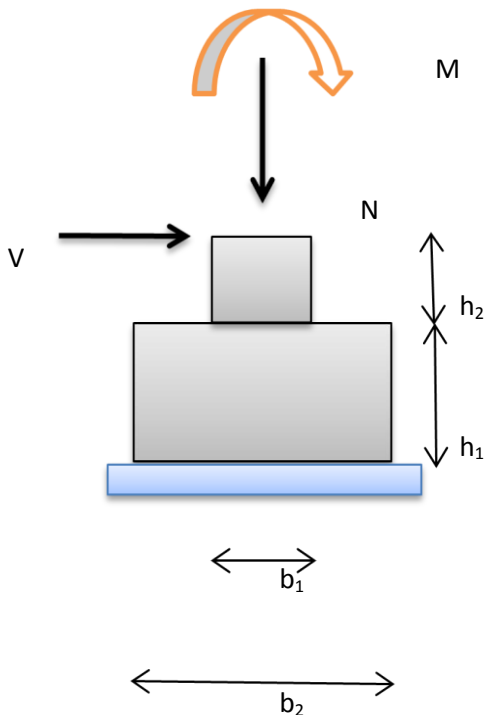
nosilnost tal		nagib temeljne ploskve	
$N_q = \exp^{\pi \tan \phi} \times \tan^2(45^\circ - \phi'/2) =$	5,66	$b_c =$	1
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi =$	13,72	$b_q =$	1
$N_v = 2(N_q - 1) \times \tan \phi =$	3,165		
oblika temelja		nagib obtežbe, ki ga povzroča horizontalna sila V	
$s_q =$	1,32	$i_c =$	1
$s_v =$	0,7	$i_q =$	1
$s_c =$	1,39	$i_v =$	1
		$\theta =$	89,30 1,56 rad
		$m_L =$	1,5
		$m_B =$	1,5
		$m =$	1,5

$R/A' =$	476	kN/m^2
----------	-----	-----------------

NAPETOSTI V TEMELJNIH TLEH V DRENIRANIH POGOJIH USTREZA

2.) KONTROLA NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL

IZBEREM TOČKOVNI TEMELJ: **T2**



DIMENZIJE:

$$b_1 = 100 \text{ cm}$$

$$b_2 = 240 \text{ cm}$$

$$h_1 = 40 \text{ cm}$$

$$h_2 = 40 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_z = 19 \text{ kN/m}^3$$

OBREMENITEV:

$$N = 2080,58 \text{ kN}$$

$$V = 34,75 \text{ kN}$$

$$M = 89,44 \text{ kNm}$$

$$G = 67,6 \text{ kN} \quad \text{lastna}$$

Z = 2,464 kN zemljina

OBREMENITEV TEMELJNIH TAL

$N_{ed} = 2150,644$ kN
 $V_{ed} = 34,75$ kN
 $M_{ed} = 117,24$ kNm

KARAKTERISTIKE ZEMLJINE

$c = 22$ kPa
 $\varphi = 23$ ° 0,40 rad
 $\gamma = 22,5$ kN/m³
 $c_u = 100$ kPa

 $c_d = 17,6$ kPa
 $\varphi_d = 0,33$ rad 18,76 °
 $c_{ud} = 71,43$ kPa

MATERIALNI VARNOSTNI FAKTORJI

$\gamma_{\phi'} = 1,25$
 $\gamma_{c'} = 1,25$
 $\gamma_{cu} = 1,4$
 $\gamma_{\gamma} = 1$

EKSCENTRIČNOST

$e_d = M_{ed} / N_{ed} = 0,055$ m $\leq L/6 = 0,400$ m

**REZULTANTA DELUJE V JEDRU
PREREZA**

$A' = b' \times l' = 5,76$ m²
 $W = b^2 \times l/6 = 2,304$ m³

$\sigma_{max} = N_{ed}/A' \pm M_{ed}/W$

$\sigma_{max} = 424,261$ kN/m²

RAČUN NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL

NOSILNOST V NEDRENIRANIH POGOJIH

$R/A' = (\pi+2)c_u b_c s_c i_c + q$

kjer je:

q - navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

c_u - nedrenirana strižna trdnost

b_c, s_c, i_c - koeficijenti nagiba in oblike temelja ter nagib rezultante

$\alpha = 0$ ° odklon dna temeljne ploskve od horizontale

$b_c = 1 - (2\alpha/(\pi+2)) = 1$

$$s_c = 1 + 0,2(b'/l') = 1,2$$

$$i_c = 1$$

$$q = \gamma_z \times h = 15,2 \text{ kN/m}^2$$

$R/A' =$	632,19	kN/m^2
----------	---------------	-----------------

NAPETOST V TEMELJNIH TLEH V NEDRENIRANIH POGOJIH USTREZA

NOSILNOST V DRENIRANIH POGOJIH

$R/A' = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$
kjer je:

q - efektivni navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

c' - efektivna kohezija

N_c, N_q, N_γ - koeficienti nosilnosti, odvisni od strižnega kota

b_j, s_j, i_j - koeficienti nagiba in oblike temelja ter nagiba rezultante

nosilnost tal

$$N_q = \exp^{\pi \tan \phi} \times \tan^2(45^\circ - \phi'/2) = 5,66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi = 13,72$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan \phi = 3,165$$

nagib temeljne ploskve

$$b_c = 1$$

$$b_q = 1$$

oblika temelja

$$s_q = 1,32$$

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_c = 1,39$$

nagib obtežbe, ki ga povzroča
horizontalna sila V

$$i_c = 1$$

$$i_q = 1$$

$$i_\gamma = 1$$

$$\theta = 89,30 \quad 1,56 \text{ rad}$$

$$m_L = 1,5$$

$$m_B = 1,5$$

$$m = 1,5$$

$R/A' =$	496	kN/m^2
----------	------------	-----------------

NAPETOST V TEMELJNIH TLEH V DRENIRANIH POGOJIH USTREZA

12 IZVLEČEK MATERIALA

Preglednica 28: Izvleček materiala

POZ.	OPIS	PREREZ PROFIL	kg/m	DOLŽINA ELEMENTA [m]	ŠT. ELEMNTOV kos	MASA SKUPAJ [kg]
1	steber	HEA500	155,00	17,00	16	42160,00
2	steber	HEA500	155,00	16,00	5	12400,00
3	prečka	HEA360	112,00	5,50	60	36960,00
4	sovprežni nosilec	IPE270	36,10	7,70	154	42807,38
5	diagonal e	SHS100/100/ 5	14,41	8,70	8	1002,94
6	diagonal e	SHS89/89/5	12,84	8,70	8	893,66
7	diagonal e	SHS80/80/5	10,87	8,70	8	756,55
8	diagonal e	SHS72/72/3	6,11	8,70	8	425,26

CELOTNA KONSTRUKCIJA

Σ 137405,79 kg
 zvari (1,5%): 2061,09 kg
 vezne
 pločevine
 (10%): 13740,58 kg

SKUPAJ:	153207,45 kg
----------------	---------------------

VSE UPORABLJENO JEKLO JE KVALITETE S275

13 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem izvedel statično analizo za poslovni objekt, izveden iz jekla kvalitete S275. Objekt je zasnovan v prečni smeri z momentnimi okvirji, ki so na medsebojnem razmaku 6,0m, v vzdolžni smeri pa povezan s centričnim povezjem. Objekt vsebuje 4 etaže, etažna višina je 4,0m. Medetažna in strešna konstrukcija je izvedena kot sovprežna plošča.

Obtežbo sem obravnaval po standardnih Evrokod. 3d model sem izdelal v računalniškem programom SCIA Engineer. Analizo sem izvedel po teoriji II. reda z upoštevanjem nadomestne globalne nepopolnosti. Pri potresni analizi sem preveril tudi kriterije za doseganje ustreznega porušnega mehanizma. Spoznal sem, da imajo posebne zahteve za jeklene konstrukcije zelo velik vpliv.

V okviru diplomskega dela sem izračunal tudi medetažno konstrukcijo, fasadne lege, spoje in temelje. Vse kontrole sem opravil po veljavnih evropskih predpisih.

Naučil sem se ustrezno uporabljati evropske standarde, računalniški program in metode dimenzioniranja.

VIRI

Beg, D. (Ur.), Pogačnik, A. (Ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.

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

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod - Osnove projektiranja konstrukcij; september 2004.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-1: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb; september 2004.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-3; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-3: Splošni vplivi - Obtežba snega; september 2004.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-4; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-4: Splošni vplivi - Obtežbe vetra; oktober 2005.

SIST EN 1993: Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe, oktober 2005

SIST EN 1993: Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8 del: Projektiranje spojev, oktober 2005

SIST EN 1994: Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005

SIST EN 1997: Evrokod 7: Geotehnično projektiranje– 1. Del: Splošna pravila, maj 2005

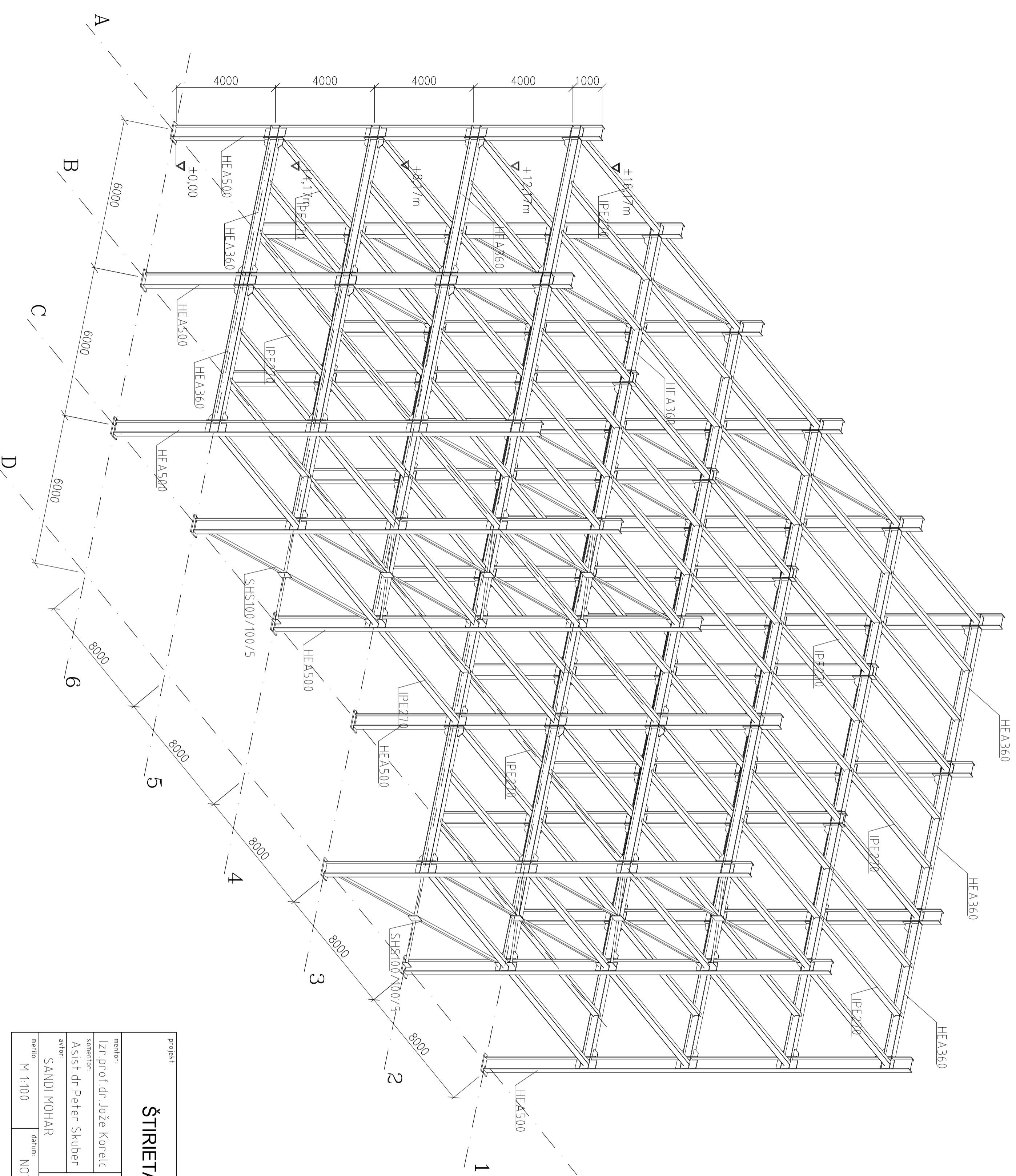
SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1998-1; Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih

konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe; maj 2005.

www.trimo.si

PRILOGE

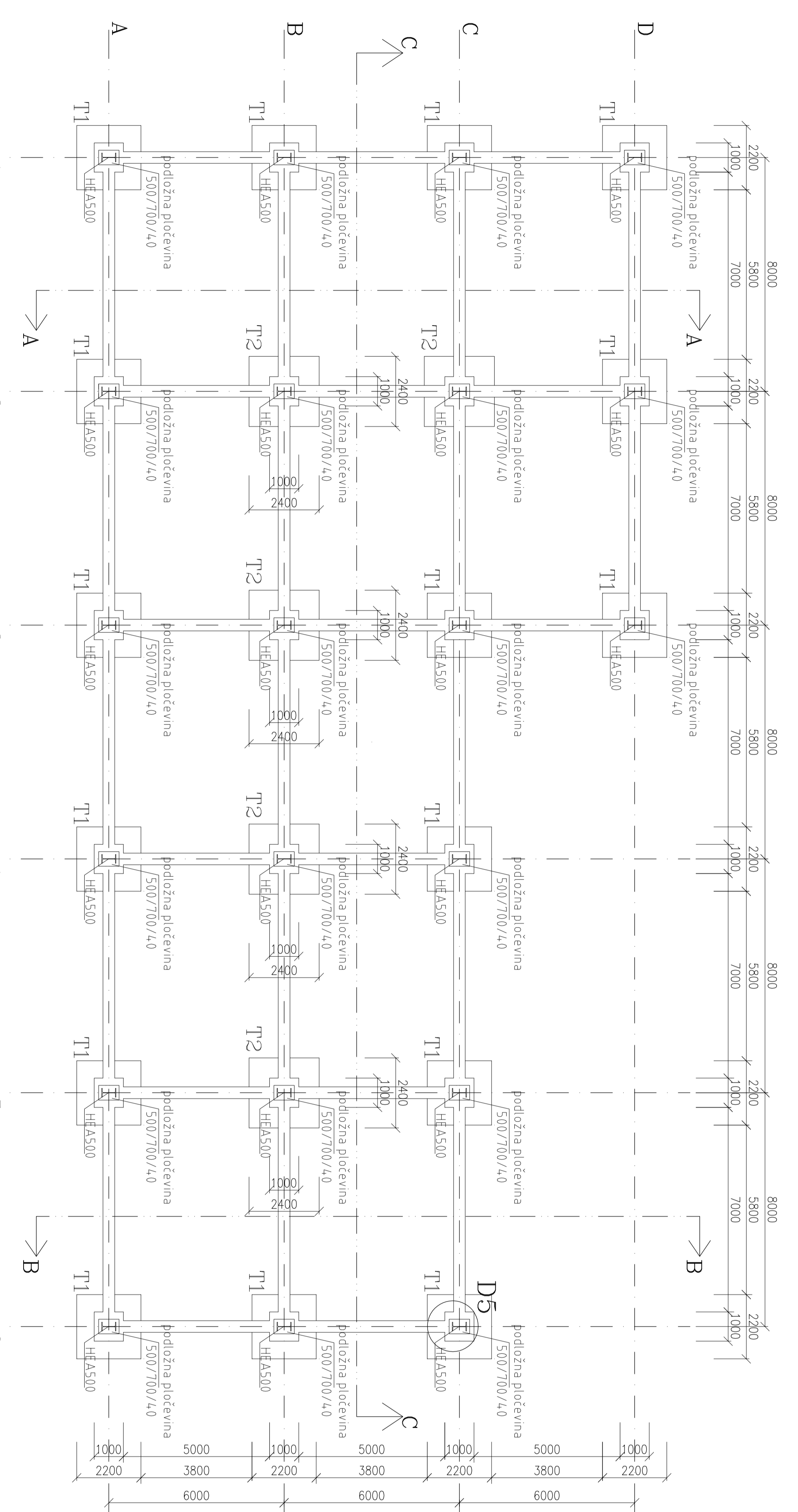
- Pozicijski načrti:
 - 3D model konstrukcije
 - Tloris temeljev, tloris 1., 2., 3. nadstropja in detajl vpetja stebra
 - Tloris strehe, prerezi in detajli spojev
 - Prikaz elementov



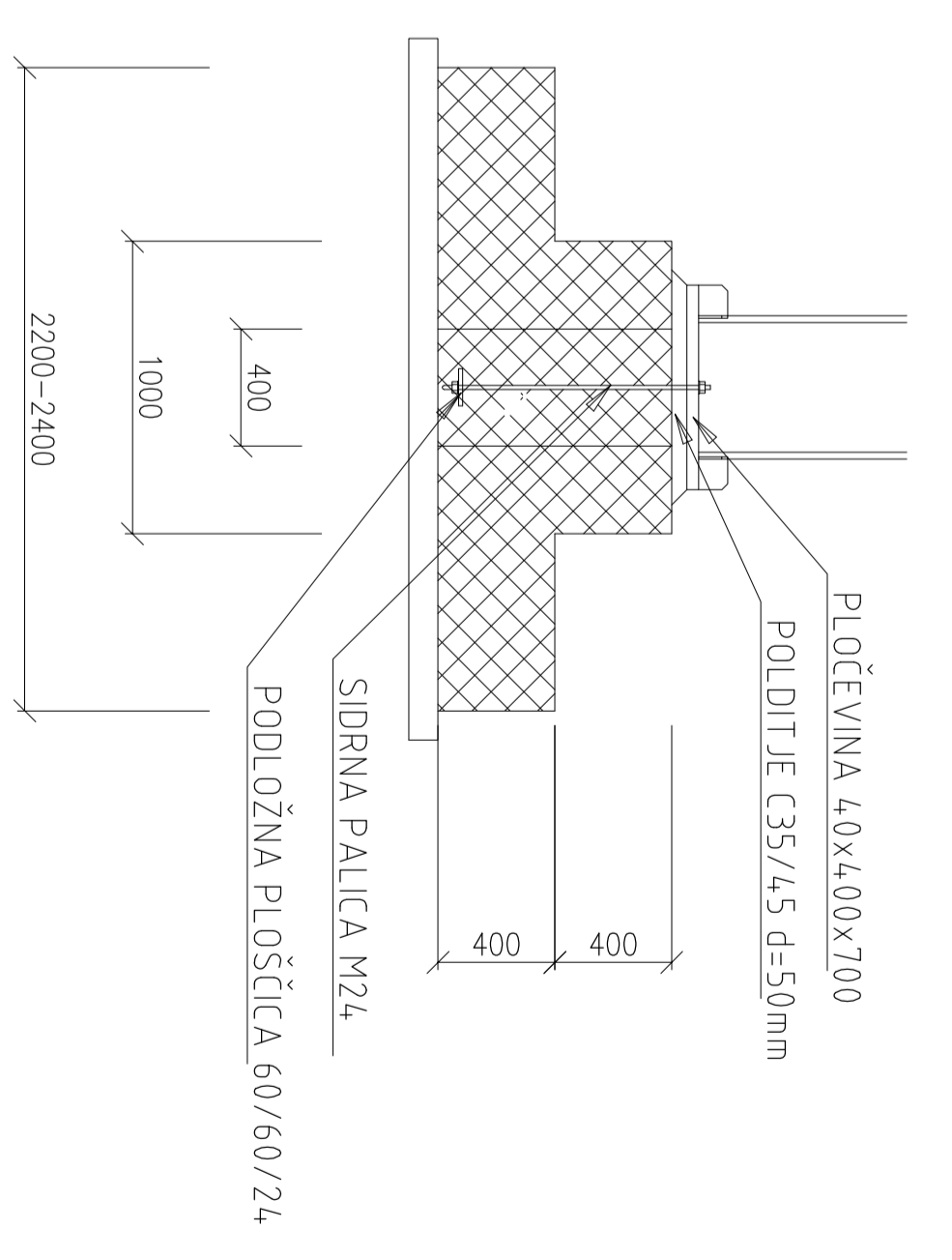
ŠTIRIETAŽNA POSLOVNA STAVBA

projekat:		naslov risbe	
mentor:		3D MODEL	
Izr. prof. dr. Jože Korelc			
somentor:			
Asist. dr. Peter Skuber			
avtor:			
SANDI MOHAR			
merilo:	M 1:100	datum:	NOVEMBER 2010
		št. nacrta:	D - 01
		št. risbe:	01

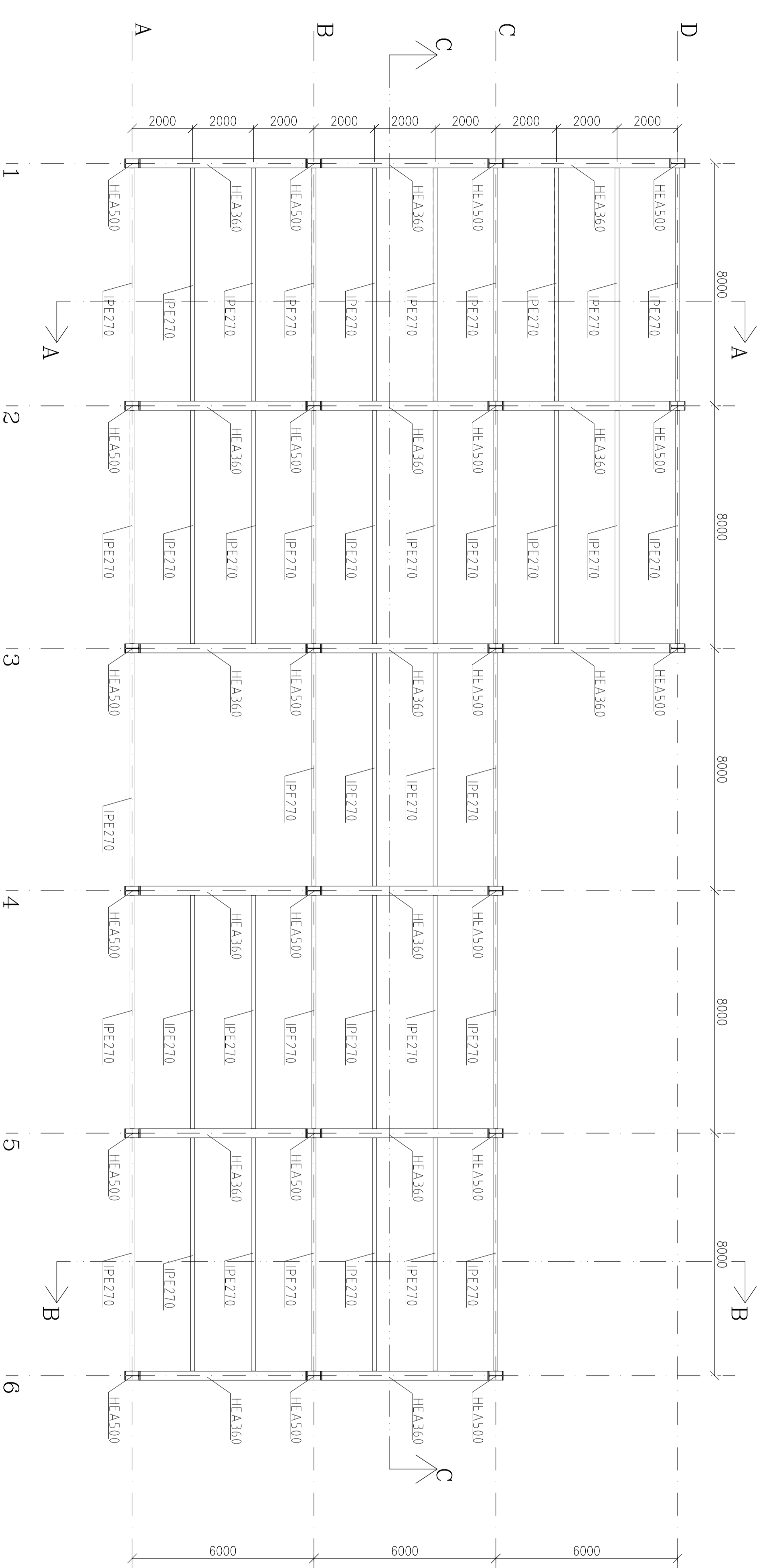
TLORIS TEMELJEV



DETALJ D5



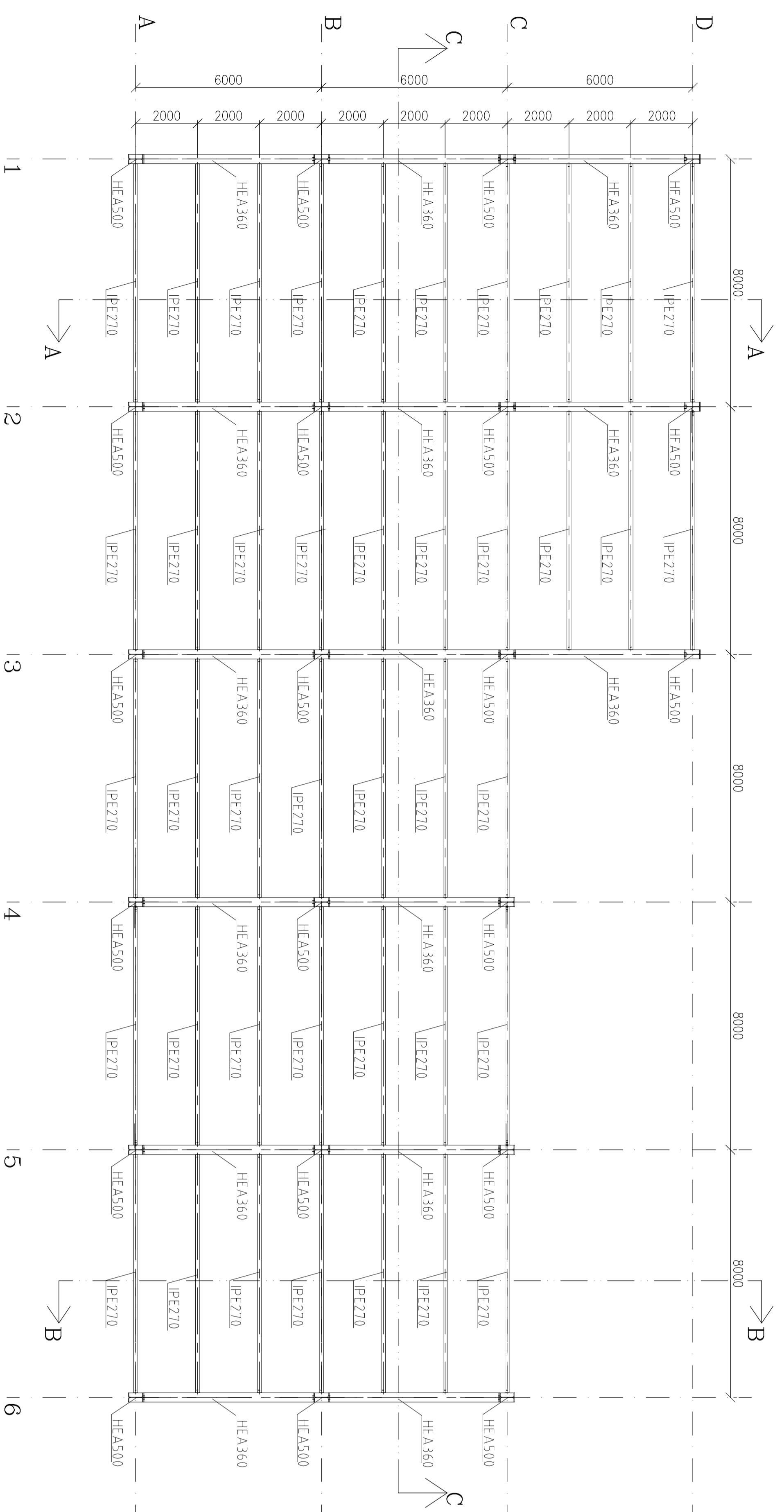
TLORIS 1,2,3 NADSTROPJA



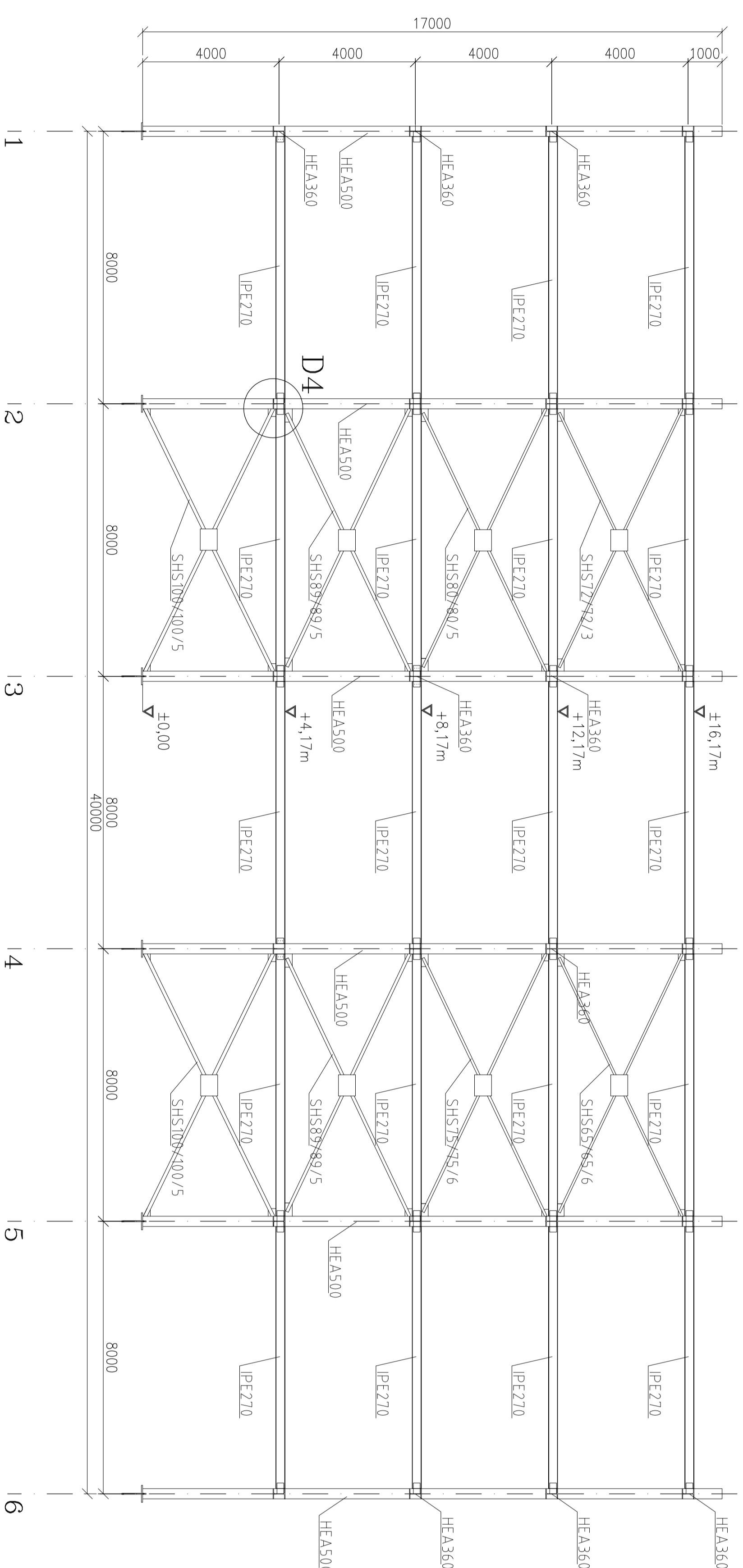
ŠTRIKTAŽNA POSLOVNA STAVBA

Projektant		Izvedenec	
Izbrani dr. Jože Kerželj		TLORIS TEMELJEV,	
Asist. dr. Peter Šušter		TLORIS 1,2,3 NADSTROPJA in	
M1100 in M1125		DETALJ VPETIJA STEBRA	
NOVEMBER 2010		0 - 01	
		02	

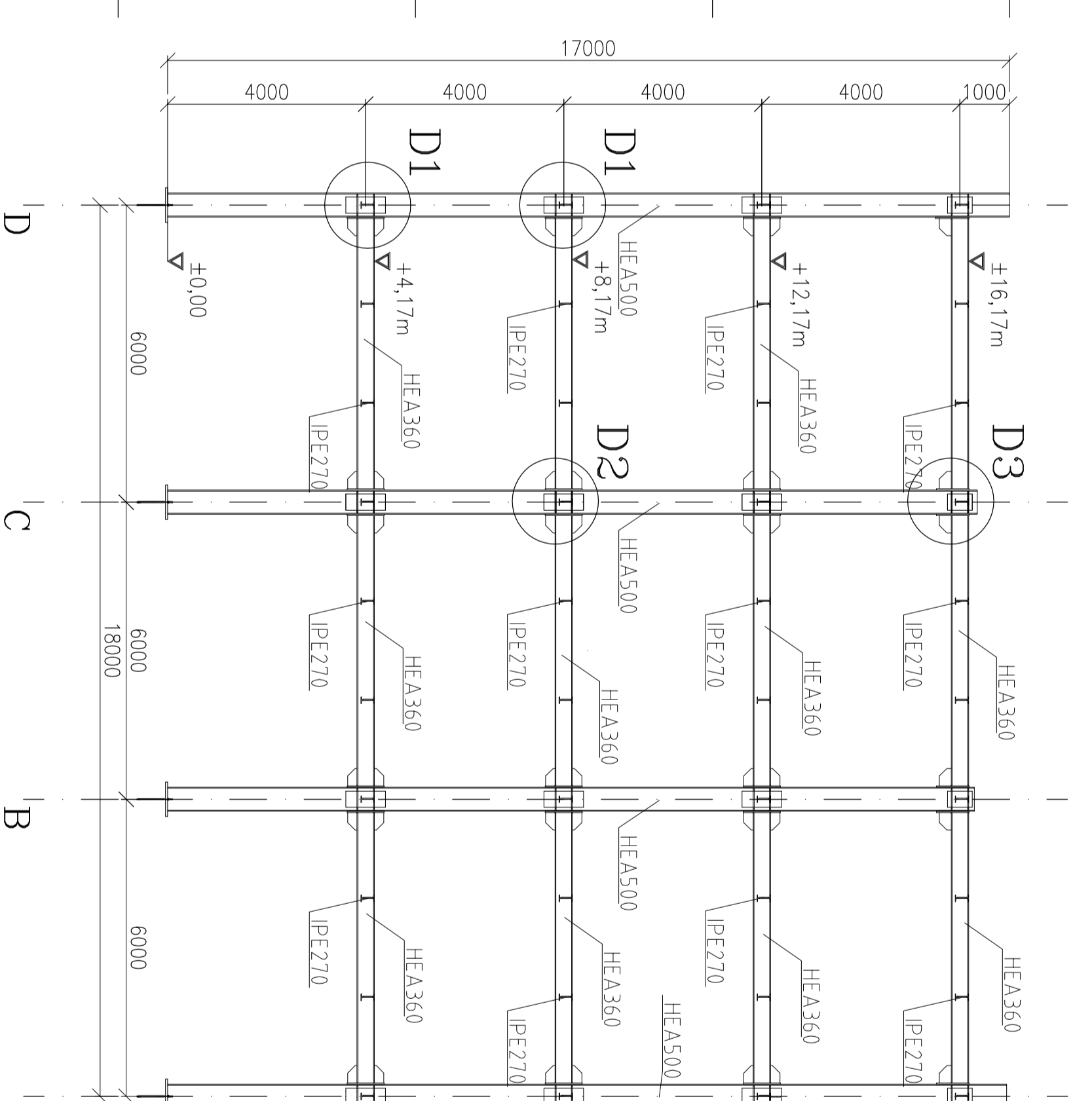
TLORIS STREHE



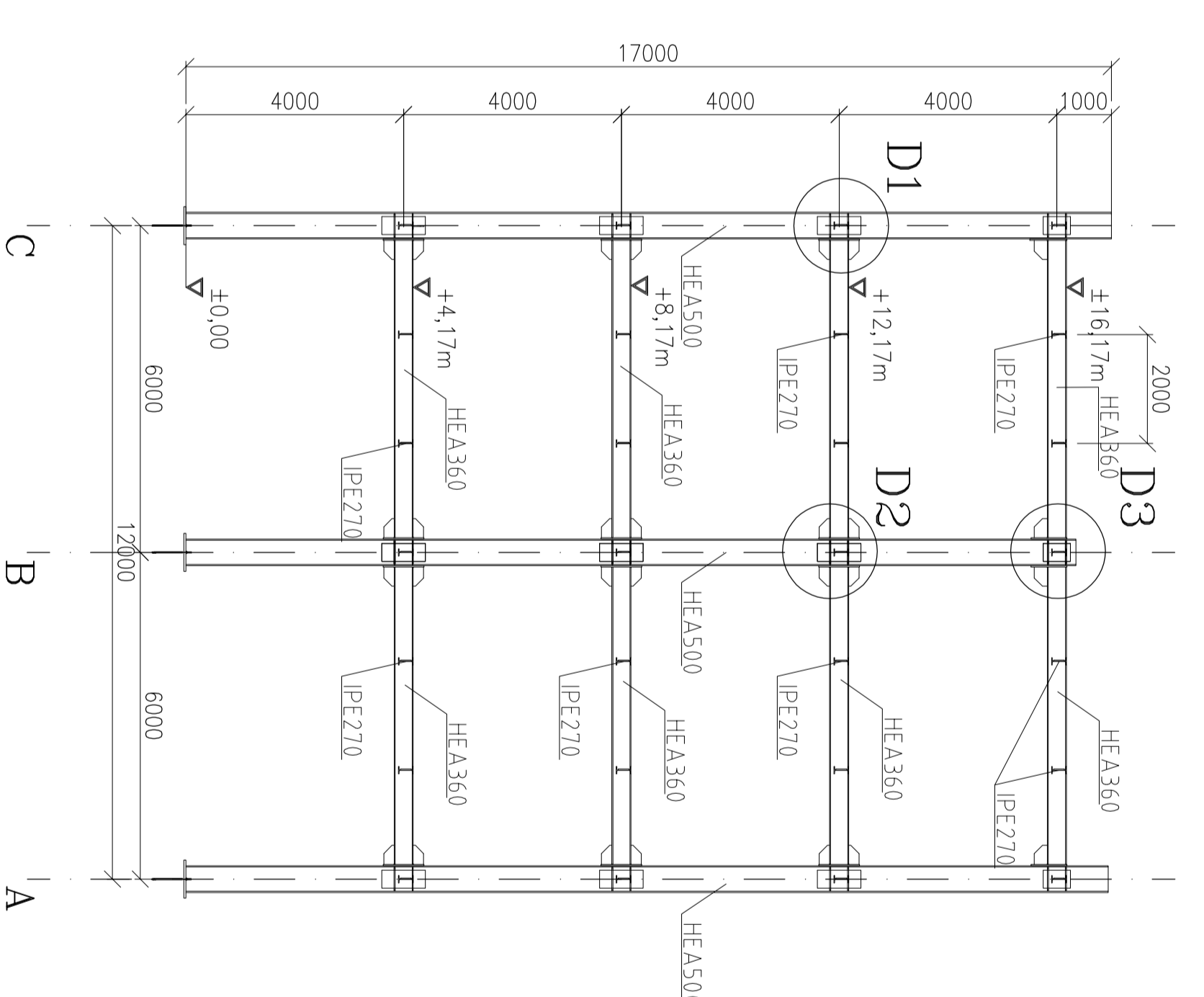
VZDOLŽNI PREREZ C-C



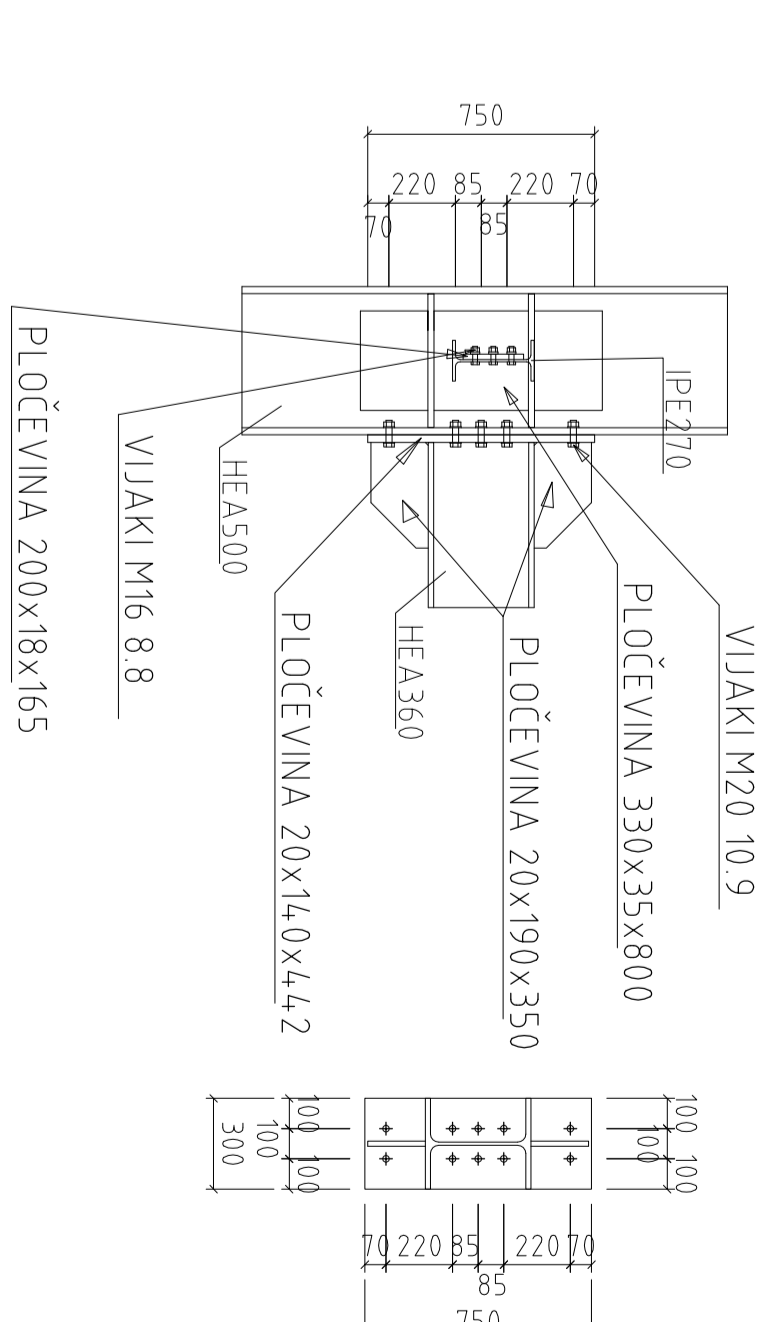
PREČNI PREREZ A-A



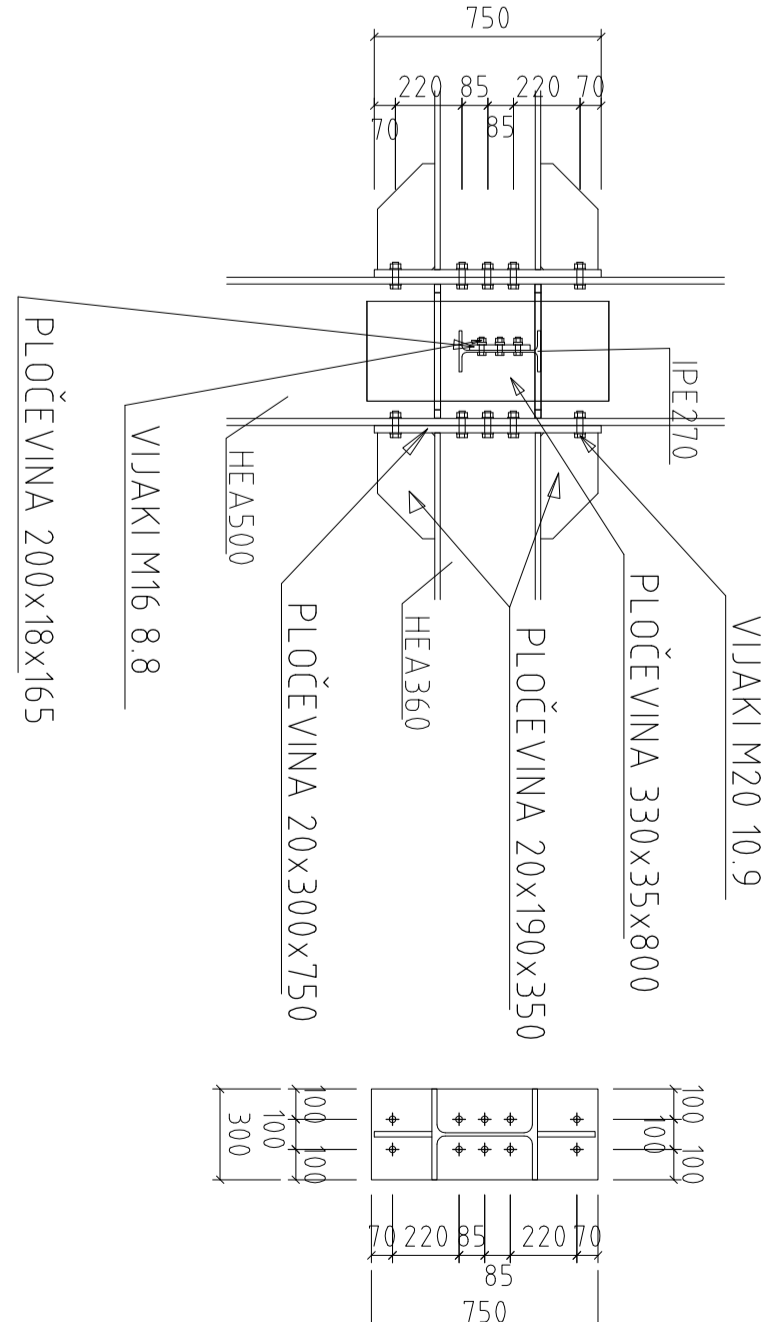
PREČNI PREREZ B-B



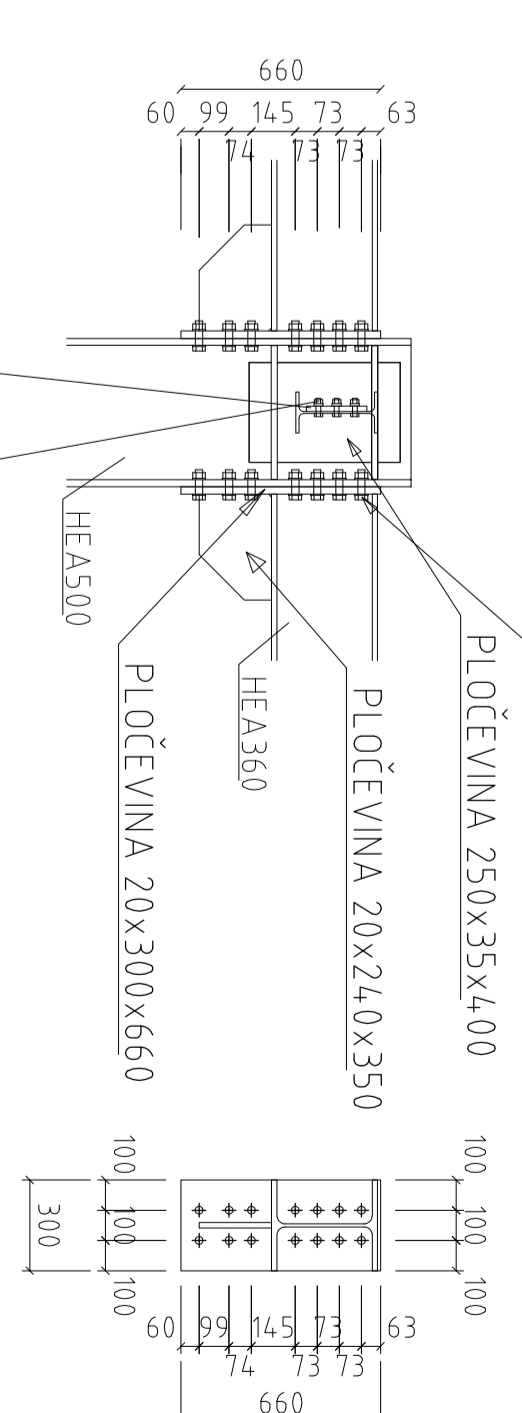
DETAIL D1 (M1:25)



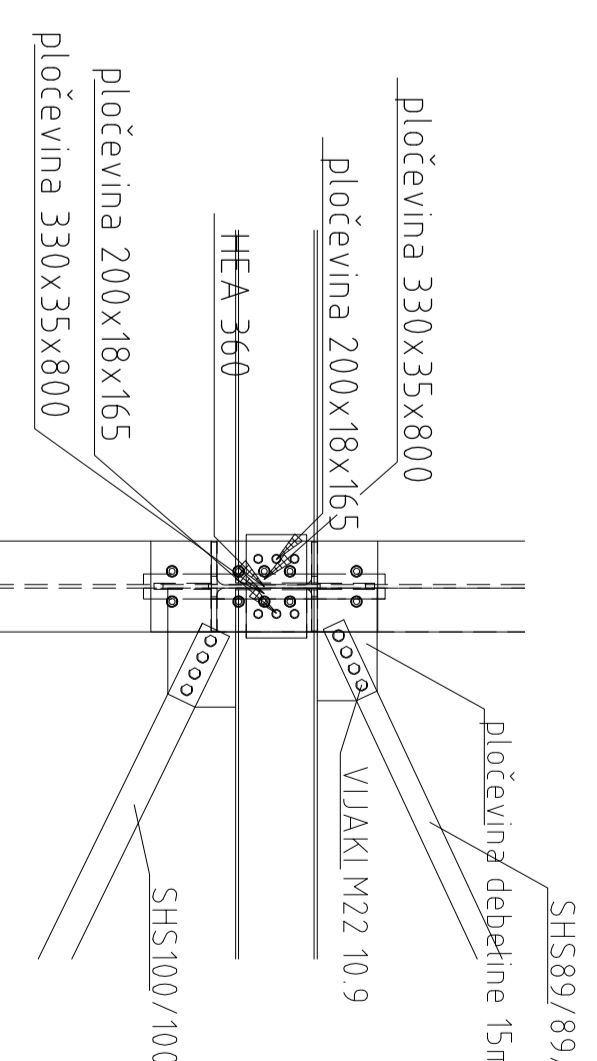
DETAIL D2 (M1:25)



DETAIL D3 (M1:25)



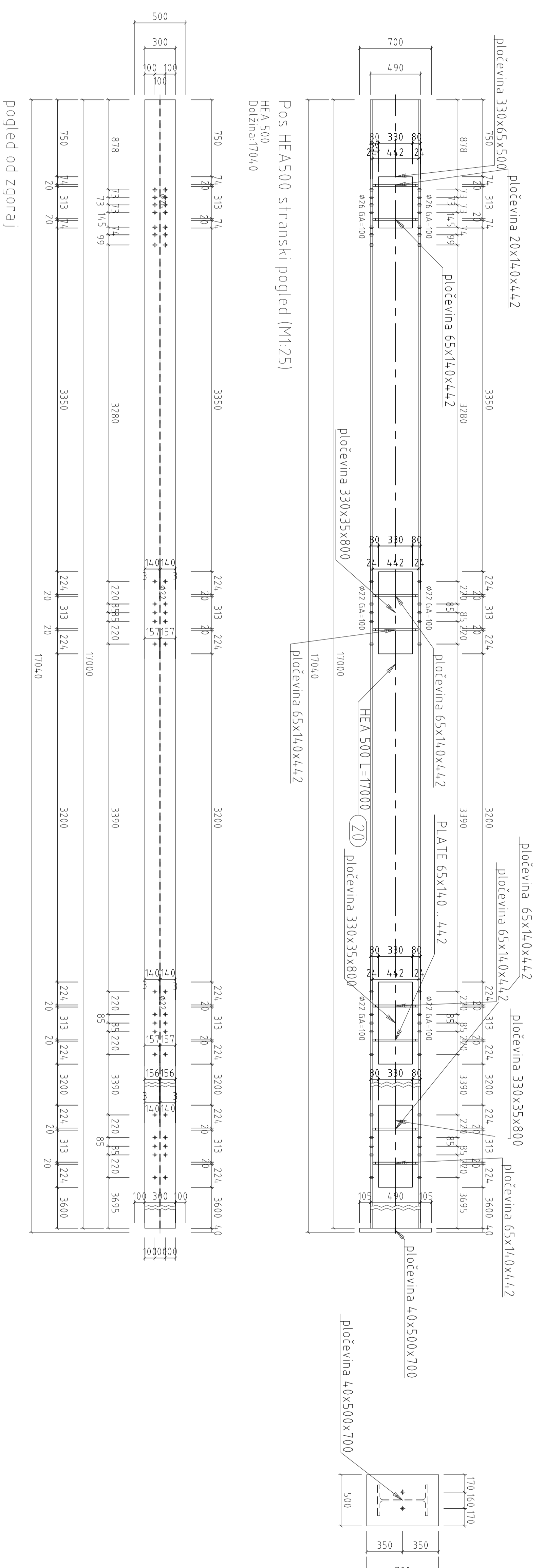
DETAIL D4 (M1:25)



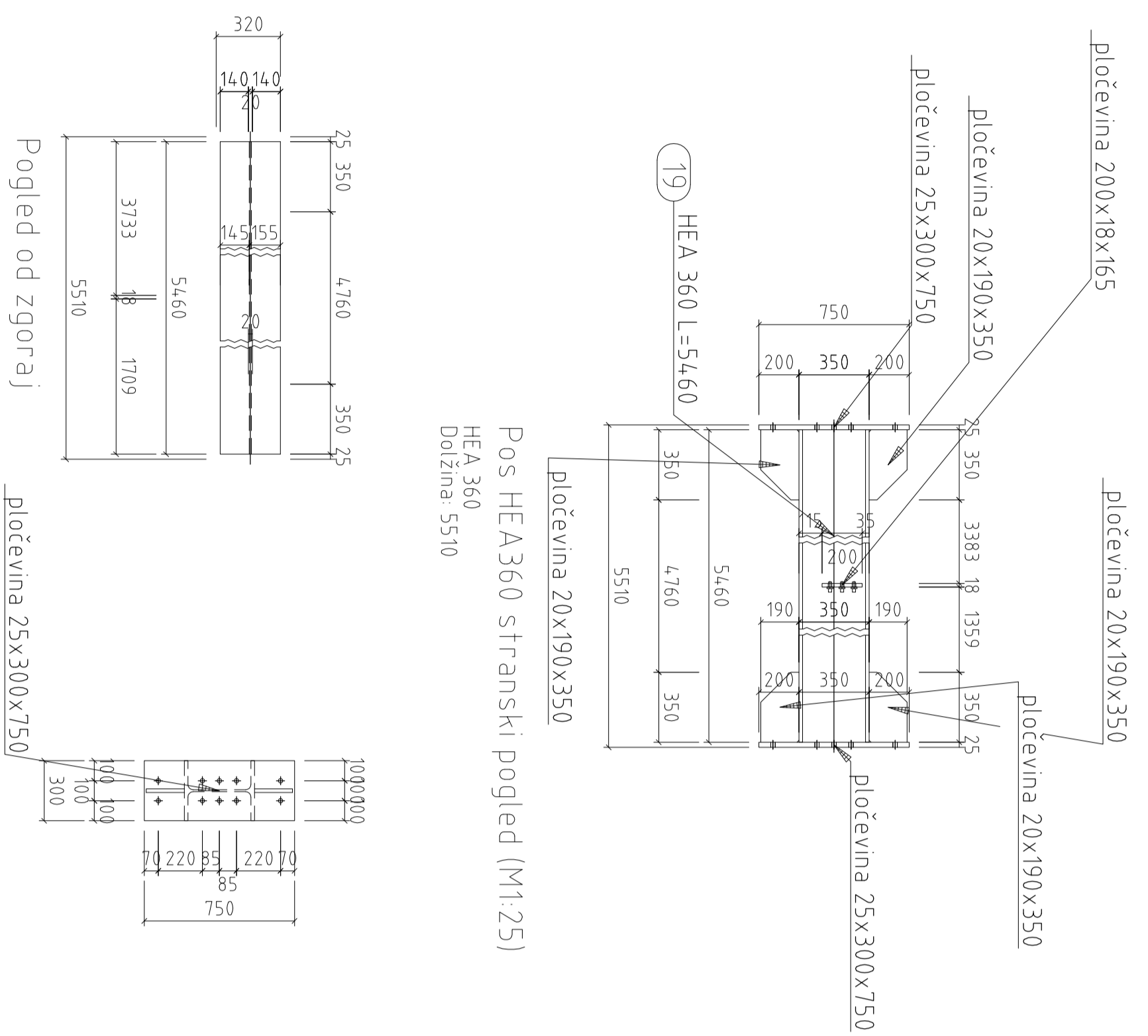
ŠTRIKETAŽNA POSLOVNA STAVBA

Projekt		Projektant	
Izvršni inženjer arhitekture		TLORIS STREHE,	
Asistent arhitekta		PREREZI in	
Projektant		DETAILI	
SADNI MOHAR		Šifra: D - 01	
datum: NOVEMBER 2010		stran: 03	

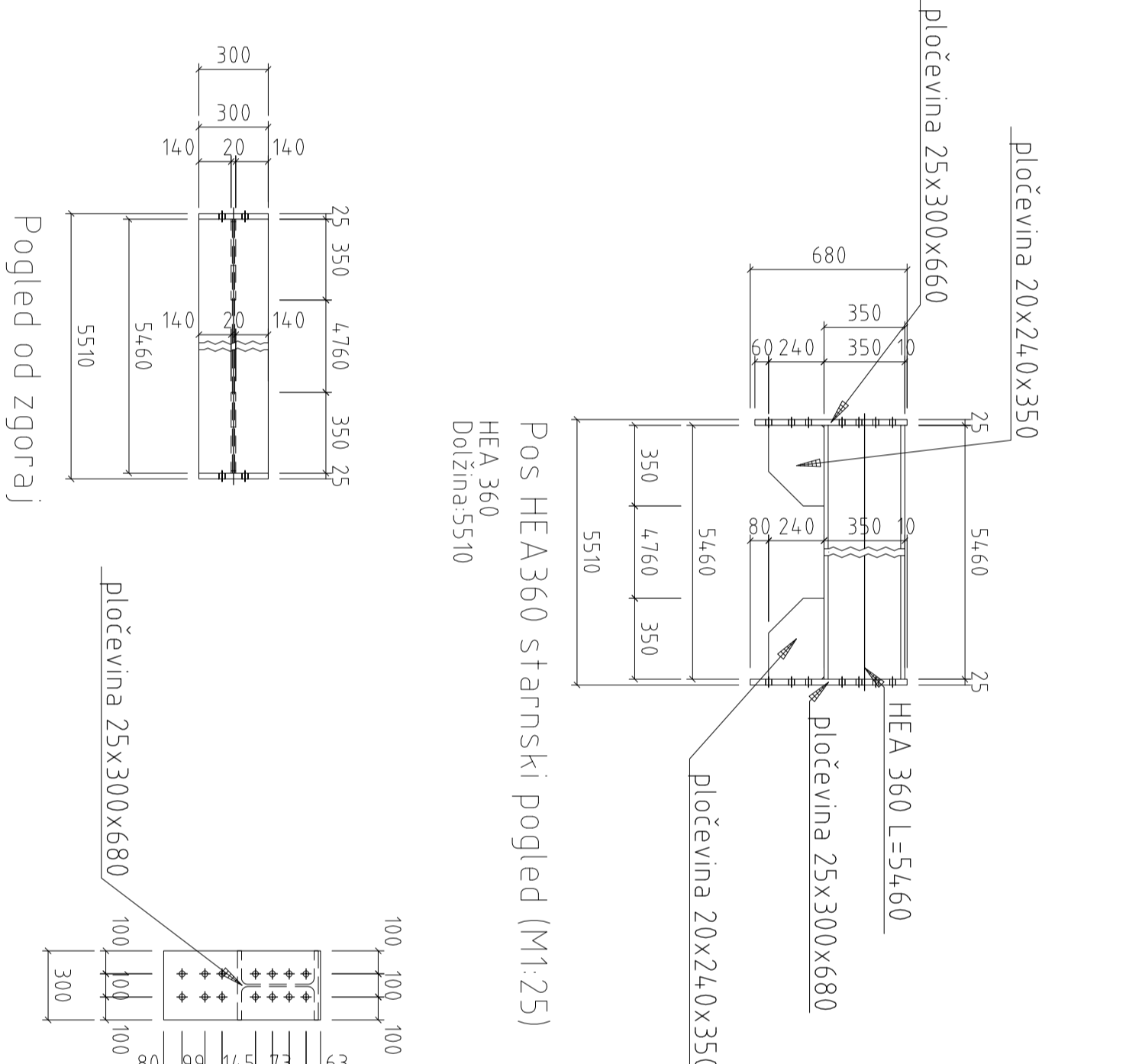
ELEMENT – STEBER HEA500



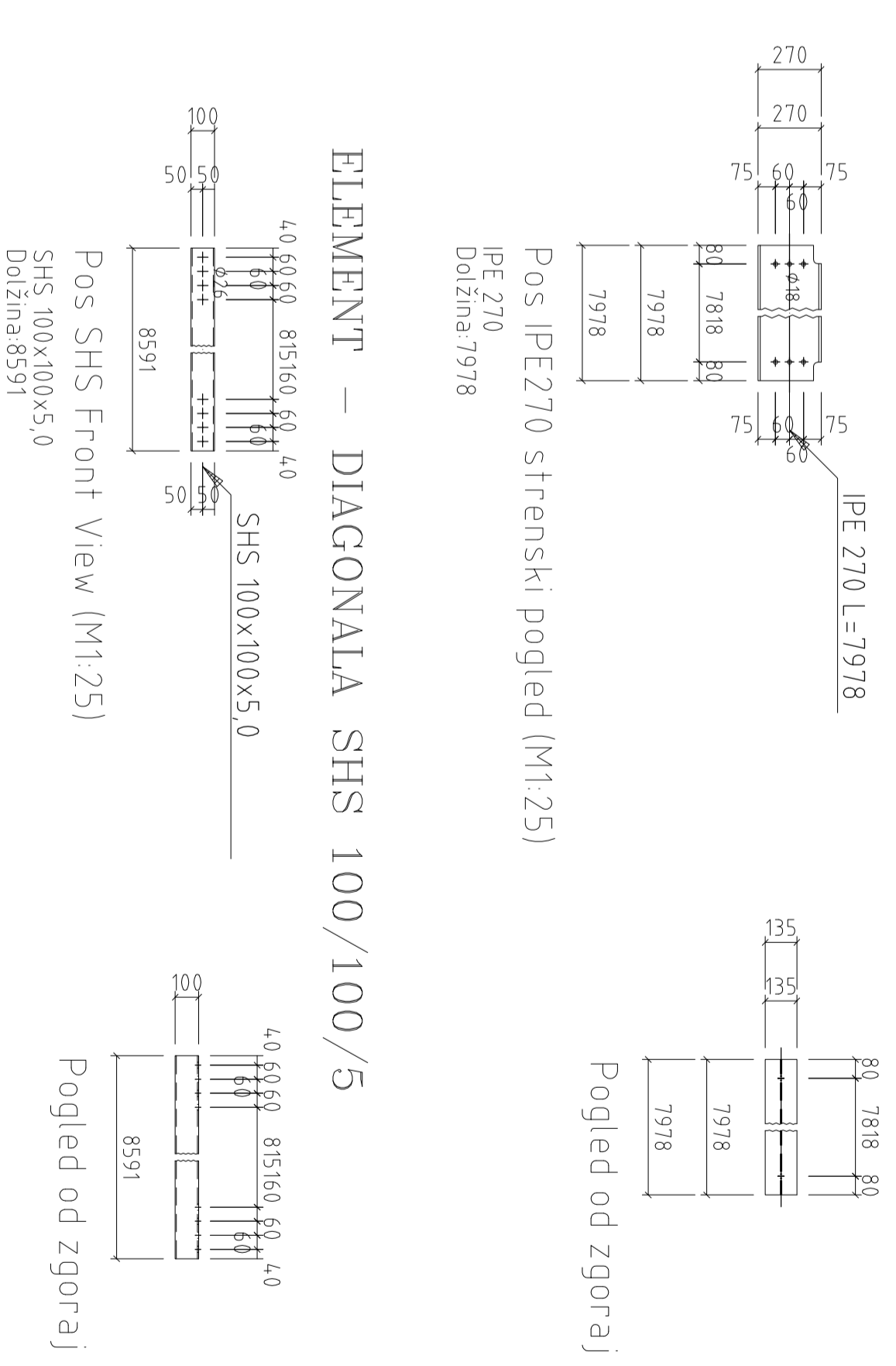
ELEMENT – VRSNA PREČKA HEA360



ELEMENT – ZGORNJA PREČKA HEA360



ELEMENT – SOVPREŽNI NOSILEC IPE270



Projekt		ŠTIRIETAŽNA POSLOVNA STAVBA	
Izbrani		Izbrani	
Upravitelj dr. Jože Kerolič		PRIKAZ ELEMENTOV	
Varnostnik		Projektant	
Asist. dr. Peter Šušteršič		CANDI INŽENJERSTVO	
Začetnik		Datum	
M 1:25		NOVEMBER 2010	
Šifra		Šifra	
D - 01		04	