

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Maček, Ž. 2012. Statična analiza hotela z nosilno jekleno konstrukcijo. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Korelc, J., somentor Može, P., Skuber, P.): 100 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Maček, Ž. 2012. Statična analiza hotela z nosilno jekleno konstrukcijo. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Korelc, J., co-supervisor Može, P., Skuber, P.): 100 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
OPERATIVNEGA
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

ŽIGA MAČEK

**STATIČNA ANALIZA HOTELA Z NOSILNO JEKLENO
KONSTRUKCIJO**

Diplomska naloga št.: 16/OG-MK

**STATIC ANALYSIS OF A HOTEL WITH STEEL
SUPPORT STRUCTURE**

Graduation thesis No.: 16/OG-MK

Mentor:

prof. dr. Jože Korelc

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:

asist. dr. Primož Može
dr. Peter Skuber

Član komisije:

doc. dr. Jože Lopatič
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 21. 09. 2012

IZJAVE

Podpisani Žiga Maček izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom » Statična analiza hotela z nosilno jekleno konstrukcijo «.

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

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

Ljubljana, 13. 9. 2012

Žiga Maček

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.04:624.014.2:728.5:(043.2)
Avtor:	Žiga Maček
Mentor:	prof. dr. Jože Korelc
Somentorja:	asist. dr Primož Može, dr. Peter Skuber
Naslov:	Statična analiza hotela z nosilno jekleno konstrukcijo
Tip dokumenta:	diplomska naloga
Obseg in oprema:	100 str., 31 pregl., 79 sl., 8 pril.
Ključne besede:	statična analiza, jeklene stavbe, evrokodi, SIST EN 1993, SIST EN 1998, scia engineer, dimenzioniranje

Izvleček

V diplomski nalogi je izvedena statična analiza stavbe – hotela. Statična analiza je narejena v skladu z veljavnimi standardi Evrokodi, predvsem SIST EN 1993, ki obravnava projektiranje jeklenih stavb, ter SIST EN 1998, ki obravnava projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Diplomaska naloga vsebuje zasnovo objekta z osnovno geometrijo, podane so obtežbe, ki so relevantne za objekt, s pomočjo programa pa so določeni jekleni profili, za katere so narejene še dodatne kontrole, ki jih zahtevajo standardi.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.04:624.014.2:728.5:(043.2)
Author:	Žiga Maček
Supervisor:	prof. Jože Korelc Ph. D.
Cosupervisors:	assist. dr Primož Može, dr. Peter Skuber
Title:	Satic analysis of a hotel with steel support structure
Document type:	Graduation Thesis
Scope and tools:	98 p., 31 tab., 79 fig., 8 ann.
Keywords:	static analysis, steel structures, eurocodes, EN 1993, EN 1998, scia engineer, structure design

Abstract

Graduation thesis addresses static analysis of a building – a hotel. The analysis is made in accordance with valid standards – Eurocodes, especially SIST EN 1993, which deals with design of steel structures, and SIST EN 1998, which deals with design of structures for earthquake resistance. Graduation thesis contains design with basic geometry, load relevant for analysis are defined, with a help of a program steel cross-sections are chosen. For steel elements extra check is made to meet the demand in Eurocodes.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju, dr. Jožetu Korelcu, ter somentorjema, dr. Petru Skubru, ki mi je dal idejo in spodbudo, da sem začel diplomsko nalogo na temo jeklenih stavb, ter dr. Primožu Možetu, ker si je vedno, ko je bilo potrebno, vzel čas. Zahvaljujem se staršem, ki so me podpirali tekom študija.

Posebna zahvala pa gre Nini, ki je dala vzpodbudo, da je delo teklo naprej.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	I
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	II
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
1 UVOD	1
2 TEHNIČNO POROČILO	2
2.2 ZASNOVA OBJEKTA	2
2.3 Konstruktivski elementi	3
2.4 Obtežba	4
2.5 Izdelava in montaža jeklene konstrukcije	5
2.6 ZASNOVA RAČUNALNIŠKEGA MODELA	5
2.7 Uporabljeni standardi	7
3 ANALIZA OBTEŽB IN OBTEŽNIH KOMBINACIJ	8
3.2 Lastna in stalna obtežba	8
3.2.1 Lastna teža jeklenih profilov	8
3.2.2 Obtežba strehe	8
3.2.3 Obtežba medetažne plošče	9
3.2.4 Obtežba fasade	9
3.3 Spremenljiva obtežba	10
3.3.1 Obtežba vetra	10
3.3.2 Obtežba snega	20
3.3.3 Koristna obtežba	21
3.3.4 Obtežba stopnic	22
3.4 Potresni vpliv	23
3.5 Kombinacije vplivov	31
3.5.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)	32
3.5.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)	34
4 KONTROLA MODELA	35
4.1 Nepopolnosti pri globalni analizi okvirov	36
5 REZULTATI	37
5.1 MSN	37
5.1.1 Steber	37
5.1.2 Prečke	38
5.2 Potresna obtežba	40

5.2.1	Stebri.....	40
5.2.2	Prečke	44
5.2.3	Povezja	49
5.3	MSU	50
6	DIMENZIONIRANJE.....	52
6.1	Vpliv teorije II. reda 4.4.2.2 (2).....	52
6.1.1	Račun v prečni x smeri	52
6.1.2	Račun v vzdolžni y smeri	56
6.2	Dimenzioniranje po EC3	58
6.2.1	Dimenzioniranje prečke IPE 270.....	58
6.2.2	Dimenzioniranje stebra HEA 400.....	59
6.3	Dimenzioniranje na potresno obtežbo	61
6.3.1	Dimenzioniranje stebrov.....	62
6.3.2	Dimenzioniranje prečke.....	64
6.3.3	Dimenzioniranje povezij.....	66
7	MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA	67
7.1	Dopustni razponi HI-Bond pločevine v vlogi opaža	68
7.2	Končno stanje	70
7.2.1	Obtežba in obremenitve.....	70
7.2.2	Mejno stanje nosilnosti.....	70
7.2.3	Mejno stanje uporabnosti.....	71
7.2.4	Dodatna potrebna armatura	71
7.2.4.1	Negativna armatura nad podporami	71
7.2.4.2	Armatura za raznos obtežbe	71
7.3	Dimenzioniranje sovprežnega nosilca.....	71
7.3.1	Kontrola za končno stanje (strjen beton).....	71
7.3.2	Kontrola sovprežnega nosilca za fazo gradnje	74
8	RAČUN ZNAČILNIH SPOJEV	77
8.1	Spoj prečka-steber	77
8.2	Spoj sovprežni nosilec – prečka	82
8.3	Spoj diagonale	85
9	OCENA NOSILNOSTI TEMELJEV	90
9.1	Zasnova.....	90
9.2	Obtežba.....	90
9.3	Modul reakcije tal.....	90

9.4	Posedek tal	92
9.5	Nosilnost temelja.....	94
9.5.1	Drenirano stanje	94
9.5.2	Nedrenirano stanje.....	94
9.6	Mejno stanje uporabnosti	95
10	IZVLEČEK MATERIALA.....	96
11	ZAKLJUČEK.....	97
	VIRI.....	98
	PRILOGE	

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris osi objekta.....	2
Slika 2: Projekcija objekta	2
Slika 3: Primer delovanja dela potresne obtežbe v smeri y	6
Slika 4: Model stavbe v programu SCIA Engineer	7
Slika 5: Obtežba strehe v modelu z vrednostjo $5,68 \text{ kN/m}^2$	8
Slika 6: Obtežba medetažne plošče	9
Slika 7: Diagrami faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ za $c_o = 1,0$, $k_1 = 1,0$ [7].....	11
Slika 8: Tlaki na ploskve [7]	12
Slika 9: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profila tlakov vetra [7].....	12
Slika 10: Razdelitev delov stavbe po območjih z različnimi tlaki [7]	13
Slika 11: Razdelitev ravne strehe na področja [7]	14
Slika 12: Stena vzporedna smeri vetra razdeljena na območja (stranski pogled objekta).....	15
Slika 13: Streha razdeljena na območja za veter v smeri prečno na stavbo (tloris).....	16
Slika 14: Stena vzporedna s smerjo vetra razdeljena na področja (stranski pogled objekta)	17
Slika 15: Streha razdeljena na področja, ko veter piha v vzdolžni smeri stavbe	17
Slika 16: Obtežba vetra na konstrukcijo (Obtežni primer S1 in S2)	18
Slika 17: Obtežba vetra v smeri y z notranjimi tlaki (S3)	19
Slika 18: Obtežba vetra v smeri y z notranjimi srki (S4)	19
Slika 19: Obtežba snega ponazorjena s ploskovno obtežbo	21
Slika 20: Tloris obtežb za 1. nadstropje v kN/m^2	22
Slika 21: Tloris koristnih obtežb za 2., 3. in 4. nadstropje v kN/m^2	22
Slika 22: Model stopnic narejen posebej	23
Slika 23: Obtežba stopnic v modelu	23
Slika 24: Pomični okvirji (območja sipanja v nosilcih in na dnu stebrov) [14]	26
Slika 25: Reakcije za obtežbo snega.....	35
Slika 26: Nadomestne globalne nepopolnosti [10].....	36
Slika 27: Ovojnica momentov M_y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	37
Slika 28: Ovojnica osnih sil na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	37
Slika 29: Ovojnica prečnih sil V_z na najbolj obremenjen okvir $y = 10 \text{ m}$	38
Slika 30: Upogibni momenti M_y na prečke v najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	38
Slika 31: Osne sile N v prečkah v najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	39
Slika 32: Prečne sile V_z na prečke v najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	39
Slika 33: Momenti M_y na stebrih za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	40
Slika 34: Osne sile N na stebrih za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	40
Slika 35: Prečne sile V_z na stebrih za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	41
Slika 36: Momenti M_y na stebrih za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	41
Slika 37: Prečna sila V_z na stebrih za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$	42
Slika 38: Osne sile N na stebrih za potresno obtežbo.....	42
Slika 39: Ovojnica osnih sil N za stebre v okviru s povezjem pri potresni obtežbi v smeri y.....	42

Slika 40: Momenti M_y v stebrih za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m	43
Slika 41: Osne sile v stebrih za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	43
Slika 42: Prečne sile V_z v stebrih za gravitacijski del obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	44
Slika 43: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	44
Slika 44: Osne sile N na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	45
Slika 45: Prečne sile V_z na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m	45
Slika 46: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	46
Slika 47: Osne sile N za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	46
Slika 48: Prečne sile V_z na prečkah za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m	47
Slika 49: Momenti M_y v prečkah za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m.....	47
Slika 50: Osne sile N za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m	48
Slika 51: Prečne sile V_z zaradi gravitacijskega dela potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m	48
Slika 52: Ovojnica osnih sil N za povezja pri	49
Slika 53: Ovojnica pomikov na nosilcu okvira za MSU na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m..	50
Slika 54: Ovojnica pomikov stebrov v smeri z na najbolj obremenjenem okviru za MSU na okviru $y = 10$ m.....	50
Slika 55: Ovojnica pomikov stebrov v smeri x na najbolj obremenjenem okviru za MSU $y = 10$ m...	51
Slika 56: Ovojnica pomikov u_y stebrov v najbolj obremenjenem okviru za MSU $x = 10$ m	51
Slika 57: Pomiki u_x za potresni del obtežbe	53
Slika 58: Prečne sile v stebrih za potresni del obtežbe za kontrolo vpliva TDR.....	53
Slika 59: Osne sile v stebrih za gravitacijski del obtežbe za kontrolo vpliva TDR	54
Slika 60: Pomiki u_y za potresni del obtežbe	56
Slika 61: Osne sile N za gravitacijski del obtežbe	56
Slika 62: Pločevina HI-Bond 55 http://www.izotrapezi.eu	68
Slika 63: Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca	72
Slika 64: Napetosti po prerezu	73
Slika 65: Bočno podpiranje sovprežnega nosilca med gradnjo.....	75
Slika 66: Zasnova spoja prečka – steber	77
Slika 67: Postavitev lukenj za vijake pri spoju prečka – steber.....	80
Slika 68: Ravnina strižnega iztrga pri spoju prečka – steber	81
Slika 69: Zasnova in zvari spoja sovprežni nosilec – prečka	82
Slika 70: Razpored lukenj za vijake	83
Slika 71: Ravnina strižnega iztrga pri spoju sovprežni nosilec – prečka	84
Slika 72: Zasnova spoja povezja na steber.....	85
Slika 73: Pozicija lukenj pri spoju povezja na steber.....	87
Slika 74: Ravnini strižnega iztrga in neto prereza pri spoju povezja na steber	88
Slika 75: Zasnova temeljev	90

Slika 76: Vertikalne reakcije za MSN	91
Slika 77: Skica pasu temelja.....	92
Slika 78: Ovojnica kontaktnih napetosti na temeljih za MSN.....	93
Slika 79: Posedki tal	95

Preglednica 1: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorsom [7]	14
Preglednica 2: Koeficienti zunanje tlaka za ravne strehe [7]	15
Preglednica 3: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v prečni smeri z notranjimi srki.....	16
Preglednica 4: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v prečni smeri z notranjimi tlaki	16
Preglednica 5: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v vzdolžni smeri z notranjimi srki.....	17
Preglednica 6: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v vzdolžni smeri z notranjimi tlaki	17
Preglednica 7: Kategorija uporabe in obtežbe	21
Preglednica 8: Reakcije stopnic.....	22
Preglednica 9: Račun mase etaže za 1. nadstropje	25
Preglednica 10: Račun mase etaže za 2. nadstropje	25
Preglednica 11: Račun mase etaže za 3. nadstropje	25
Preglednica 12: Račun mase etaže za 4. nadstropje	25
Preglednica 13: Vrednosti parametrov iz aneksa, ki opisujejo elastični spekter	26
Preglednica 14: Razporeditev potresne sile v smeri x po etažah.....	28
Preglednica 15: Razporeditev potresne sile v smeri y po etažah.....	28
Preglednica 16: Izračun težišč etaž	29
Preglednica 17: Koordinate premaknjenih težišč etaž.....	30
Preglednica 18: Kontrola reakcij	35
Preglednica 19: Kontrola vpliva teorije II. reda v prečni smeri	55
Preglednica 20: Kontrola vpliva teorije II. reda v vzdolžni smeri	57
Preglednica 21: Kontrola interakcije upogiba, uklona in bočne zvrnitve.....	58
Preglednica 22: Kontrola stebra po EC3 za MSN.....	59
Preglednica 23: Kontrola stebra po EC3 za MSN.....	60
Preglednica 26: Kontrola prečke po EC3 za potresno obtežbo	65
Preglednica 27: Dopustni razponi HI-Bond pločevine v vlogi opaža (v centimetrih) [17].....	68
Preglednica 28: Mejno stanje uporabnosti (upogibki) [17]	70
Preglednica 29: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov (v centimetrih) – MSN [17]	70
Preglednica 30: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov (v centimetrih) - MSU [17]	71
Preglednica 31: Izvleček materiala.....	96

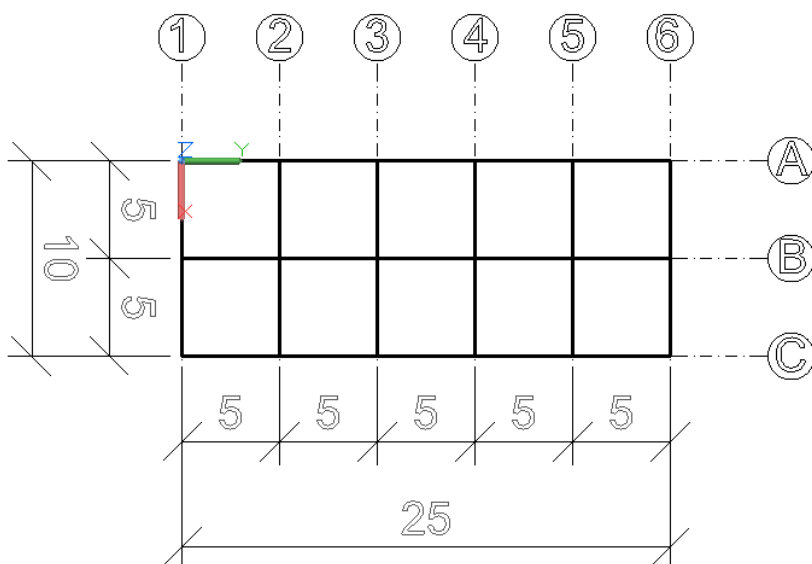
1 UVOD

V svoji diplomski nalogi sem dimenzioniral objekt preproste oblike po standardih Evrokod. Notranje statične količine sem izračunal s pomočjo programa SCIA Engineer. Sledila je kontrola mejnega stanja nosilnosti in uporabnosti. Ker objekt stoji na potresnem območju, je bila narejena tudi kontrola na potresno projektno stanje, kjer so izpolnjeni vsi pogoji tako, da je konstrukcija uvrščena v visok razred duktilnosti. Opravljena je tudi kontrola temeljev in nosilnost temeljnih tal. Na koncu so zasnovani tudi trije tipični spoji.

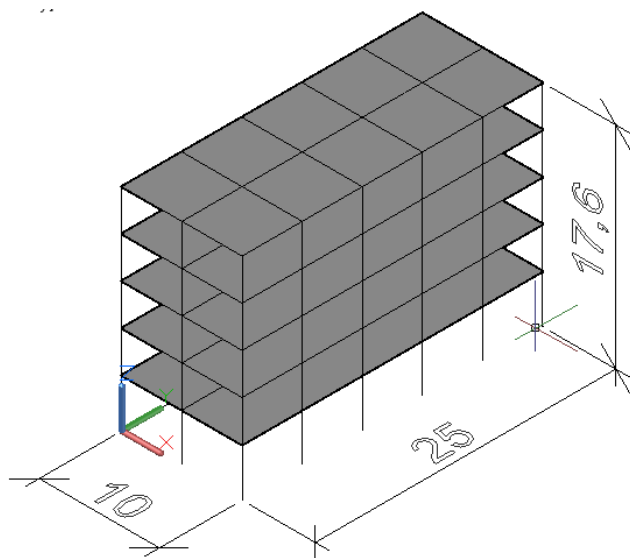
2 TEHNIČNO POROČILO

2.2 ZASNOVA OBJEKTA

Hotel je zasnovan, kot 4-etažna jeklena konstrukcija s sovprežnimi medetažnimi ploščami. Dolga je 25 m, široka 10 m in visoka 17,6 m. Zasnovana je v rasterju 5 x 5 m. Pritličje je visoko 4 m, nadstropja nad pritličjem pa vsako 3,4 m. V pritličju bodo kuhinja, recepcija in jedilnica. V prvem nadstropju bo konferenčna dvorana in nekaj spalnic. V 2. in 3. nadstropju pa bodo spalnice. Streha je ravna. Momentni okvirji potekajo v smeri krajše stranice (po oseh označenih z arabskimi številkami oz. v smeri x). Horizontalne sile se prenašajo z diagonalnimi povezji, ki se nahajajo na zunanjih okvirjih med osema 2 in 3 ter med osema 4 in 5.



Slika 1: Tloris osi objekta



Slika 2: Projekcija objekta

Hotel se nahaja v okolici Ljubljane. Stoji na nadmorski višini 400 metrov in je v veterni coni 1 z osnovno hitrostjo vetra 20 m/s. Projektni pospešek tal je 0,25 g. Streha je ravna z naklonom 3°. Nosilna konstrukcija strehe je sovprežna plošča. Objekt sestavlja 6 momentnih okvirjev sestavljenih iz stebrov HEA400 in prečnih nosilcev IPE 270. Okvirji so med seboj povezani z sovprežnimi betonskimi ploščami debeline 14 cm. V prečni smeri se horizontalna obtežba prenese preko centričnega povezja, ki ga sestavljajo kvadratne cevi, ki so med 2. in 3. ter 4. in 5. momentnim okvirjem, nameščene so na zunanji strani objekta. Stebri so iz jekla S355, ostali konstrukcijski elementi pa so iz jekla S235. Medetažno in strešno konstrukcijo sestavlja HI-Bond pločevina debeline 0,8 mm, beton C25/30 in armatura S500.

2.3 Konstrukcijski elementi

Stebri

V jekleni konstrukciji je 18 stebrov, po trije v vsakem momentnem okvirju. Stebri so iz vročevaljanih profilov HEA 400 in jekla kakovosti S355. Visoki so 17,6 m in imajo konstanten prerez po celotni dolžini. V temelj so pritrjeni z polnonosilnim momentnim spojem.

Prečni nosilci

Prečni nosilci povezujejo stebre v momentne okvirje. Obtežbo iz sovprežnih nosilcev prenašajo v stebre. Nosilce tvorijo vročevaljani profili IPE 270 iz jekla S235. Na stebre so pritrjeni s polnonosilnim momentnim spojem.

Sovprežna plošča in nosilci

Sovprežne plošče so dimenzionirane na podlagi Analize TRIMO HI-Bond sovprežnih stropov. Pri temu tipu plošče ni upoštevana strižna nosilnost pločevine. Sidranje betonske plošče v sovprežni nosilec je izvedeno z Nelson čepi $\phi 19$. Čep se privari v vsakem valu. Za armiranje se uporabi mreža Q257, ki je položena na vale (težišče 1 cm nad pločevino), jeklo pa je kvalitete S500. Za betonski del konstrukcije se uporabi beton C25/30. Pločevina je HI-Bond z debelino 0,8 mm in mejo tečenja pri 250 Mpa. Sovprežni nosilci so položeni v horizontalni ravnini pravokotno na momentne okvirje. Pritrjeni so na primarne nosilce oz. stebre z členkastim spojem. Med njimi je razdalja 2,5 m. Sovprežni nosilec je vročevaljani profil IPE160 z dolžino 5 m. Med gradnjo je potrebno pločevino dodatno podpreti na sredini, sovprežni nosilec pa se podpre na tretjini.

Spoji

Spoji prečka – steber v pomičnih okvirjih so toga vpeti in polnonosilni. Spoji sovprežnega nosilca na prečko so členkasti.

Fasada

Fasada je Trimoterm FTV INVISIO debeline 200 mm. Pritrjena je na fasadne nosilce, ki so pritrjeni na stebre.

Streha

Streha je ravna, izvedena z naklonom 3 %. Na sovprežni plošči je položena izolacija debeline 200 mm, na kateri se izvede naklonski beton, čez katerega je položena bitumenska hidroizolacija. Hidroizolacija je zaščiten z prodniki.

Temelji

Temelji so pasovni. Sestavljeni so iz temeljnega nosilca dimenzij $b \times h = 120 \times 80$ cm. Beton je C20/25. Temelji so armirani z armaturo S500. Stojijo na 50 cm debelem tamponu.

2.4 Obtežba

Lastna in stalna obtežba

Lastno težo konstrukcije je upošteval program sam. Pri tem je upošteval gostote posameznih materialov:

$$\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3 \text{ (Enako za S235 in S355)}$$

K stalni obtežbi pa spadajo: medetažne plošče, tlaki, fasada, stavbno pohištvo, inštalacije ...

Koristna obtežba

$$q_{k,\text{spalnice}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,\text{hodniki/konf.soba}} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,\text{stopnice}} = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Na strehi koristne obtežbe ne upoštevamo.

Obtežba snega

$$s_k = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Obtežba na strehi

$$s = 1,34 \text{ kN/m}^2$$

Obtežba vetra

Cona 1

$$v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$$

Pritiski na strehi so razporejeni po predpisih za ravne strehe.

Potresna obtežba

Objekt stoji na območju, kjer je projektni pospešek tal 0,25g in tip tal B. Potresna obtežba je bila izračunana z metodo vodoravnih sil. Faktor obnašanja:

- v prečni smeri $q = 6,5$
- v vzdolžni smeri $q = 4$

2.5 Izdelava in montaža jeklene konstrukcije

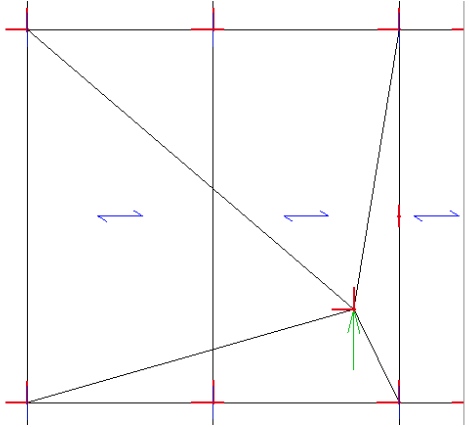
Pri izdelavi in montaži se sledi standardu EN 1090.

2.6 ZASNOVA RAČUNALNIŠKEGA MODELA

Model konstrukcije stavbe je zasnovan v programu SCIA Engineer. Konstrukcijo predstavlja 3-razsežnostni model z dimenzijami 10 x 25 x 17,6 m v rasterju 5 x 5 m. Momentni okvirji so na oseh, označenih z arabskimi številkami (glej Zasnova objekta). Sestavljeni so iz treh stebrov HEA 400, ki so toga vpeti v tla, in nosilci IPE 270, ki so toga vpeti v stebre. Momentne okvire povezujejo betonske plošče na jeklenih nosilcih. Plošče so dimenzije 5 x 5 m in so nosilne v eni smeri. Ležijo na nosilcih IPE 160 z dolžino 5 m, ki so členkasto vpeti na nosilce oz. stebre. Nosilci so med seboj oddaljeni 2,5 m. Plošče so debele 14 cm in so iz betona je C25/30. Teža betona je 0 kN/m^3 , zato ker bi bila plošča v modelu z debelino 14 cm težja, kot je sovprežna plošča s profilirano pločevino. Obtežba za sovprežno ploščo je nanesena posebej, kot ploskovna obtežba $2,91 \text{ kN/m}^2$. Plošča v modelu zagotavlja togost (deluje kot toga šipa) in prenese obtežbo na normalne okvirje. Račun plošče je opravljen ločeno.

V vsaki etaži so vertikalna diagonalna povezja, ki so členkasto vpeti. Obtežbe so večinoma nanešene kot ploskovne, razen stopnic, ki so točkovne obtežbe na nosilcih v momentnih okvirjih, in fasade, ki je linijska obtežba na stebrih. Lastno težo konstrukcije upošteva program sam, izračuna ga iz specifičnih tež uporabljenih materialov.

Potresna obtežba deluje na togo konstrukcijo z maso 0 (spodnja slika). Deluje v točki, ki je ustrezno premaknjena iz težišča etaže kot naključna torzija. Spodnja slika prikazuje delovanje potresa v smeri y v točki (4,39; 11,25; 14,2). Vozlišča v vsaki etaži so togo povezana z elementi Rigid arms.

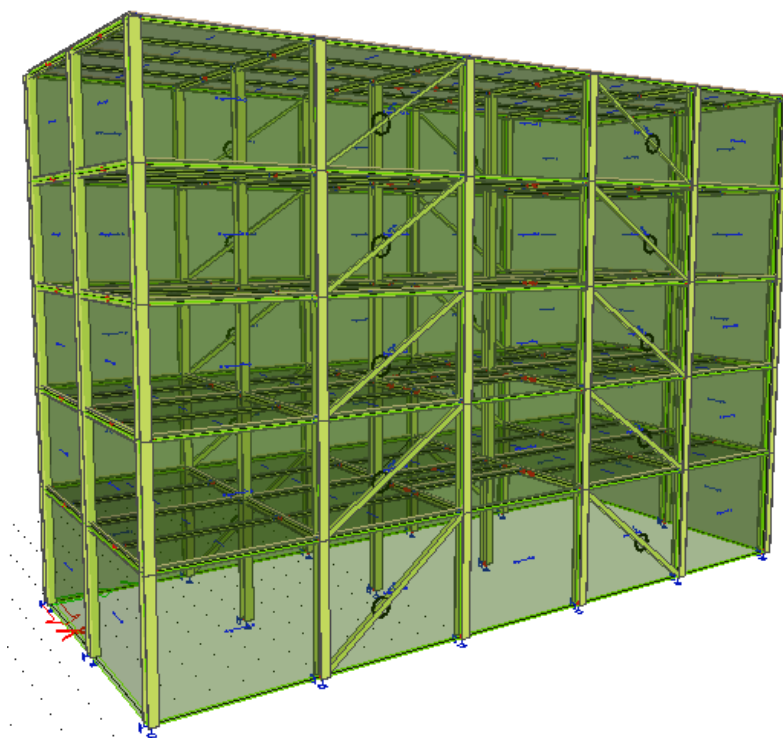


Slika 3: Primer delovanja dela potresne obtežbe v smeri y

Za MSN in MSU brez potresnih kombinacij je globalna analiza izvedena po elastični teoriji drugega reda pri kateri se upošteva začetno deformacijo konstrukcije.

Pri potresnih obtežbah pa program računa z linearno metodo, brez začetne deformacije konstrukcije. Pri potresnih obtežnih kombinacijah so na modelu odstranjena tlačna povezja, saj standard zahteva, da se jih ne upošteva. Upošteva se potresne sile le v smereh x in y, spusti pa se delovanje v nasprotnih smereh. Zaradi simetričnosti stavbe to ne vpliva bistveno na rezultate.

Temelji so dimenzionirani posebej. Model temeljev je narejen v programu Scia Engineer. Obtežen je z vertikalnimi reakcijami v stebrih. Horizontalni vplivi niso upoštevani. Modul reakcije tal je izračunan v nadaljevanju in znaša 30.256 kN/m^3 .



Slika 4: Model stavbe v programu SCIA Engineer

2.7 Uporabljeni standardi

SIST EN 1990 2004: Osnove projektiranja

SIST EN 1991-1-1 2004: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe

SIST EN 1991-1-3 2004: Splošni vplivi – Obtežbe snega

SIST EN 1991-1-4 2004: Splošni vplivi – Obtežbe vetra

SIST EN 1992-1-1 2004: Projektiranje betonskih konstrukcij – Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1993-1-1 2005: Projektiranje jeklenih konstrukcij – Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1993-1-8 2005: Projektiranje jeklenih konstrukcij – Projektiranje spojev

SIST EN 1994-1-1 2005: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1997-1 2005: Geotehnično projektiranje – Splošna pravila

SIST EN 1998-1-1 2005: Projektiranje potresno-odpornih konstrukcij – Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe

3 ANALIZA OBTEŽB IN OBTEŽNIH KOMBINACIJ

3.2 Lastna in stalna obtežba

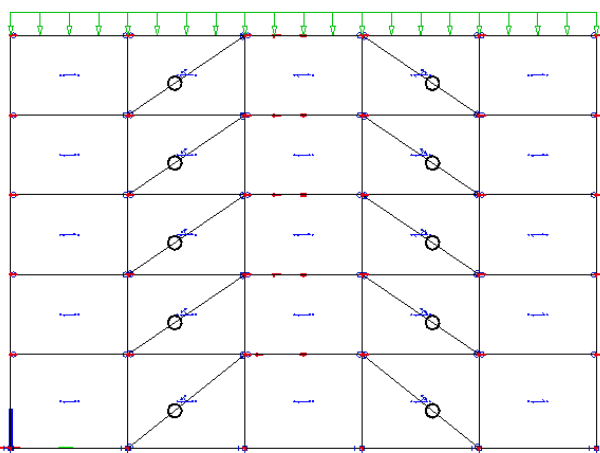
3.2.1 Lastna teža jeklenih profilov

Program Scia Engineer sam upošteva lastno težo profilov. Za specifično težo jekla upošteva vrednost 7850 kg/m^3 . Upošteva tudi jekleni profil pri sovprežnem nosilcu.

3.2.2 Obtežba strehe

- spuščeni strop $0,30 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna plošča $2,91 \text{ kN/m}^2$
- toplotna izolacija 20 cm $0,28 \text{ kN/m}^2$
- naklonski beton 5cm $1,25 \text{ kN/m}^2$
- prodno nasutje 0,05 m $0,8 \text{ kN/m}^2$
- bitumenski trak 1 cm $0,14 \text{ kN/m}^2$

Skupaj $5,68 \text{ kN/m}^2$

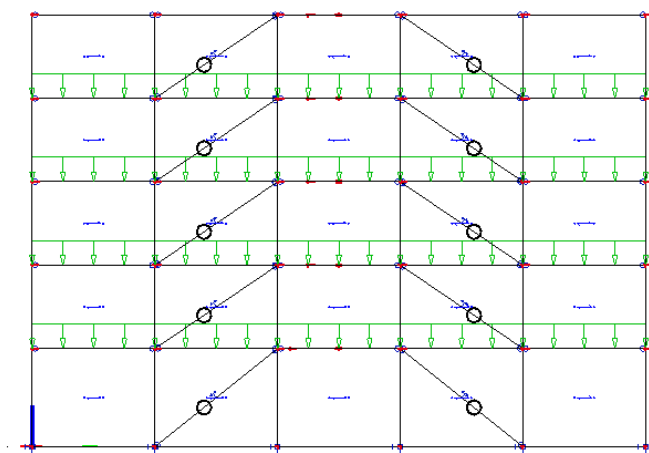


Slika 5: Obtežba strehe v modelu z vrednostjo $5,68 \text{ kN/m}^2$

3.2.3 Obtežba medetažne plošče

- spuščen strop $0,30 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna plošča $2,91 \text{ kN/m}^2$
- toplotna izolacija ekspandiran polistiren 5 cm $0,015 \text{ kN/m}^2$
- betonski tlaki 0,05 m $1,2 \text{ kN/m}^2$
- finalni sloj 0,01 m $0,07 \text{ kN/m}^2$

Skupaj: $4,50 \text{ kN/m}^2$



Slika 6: Obtežba medetažne plošče

3.2.4 Obtežba fasade

Fasada je Trimoterm FTV INVISIO debeline 200 mm. Pritrjena je na fasadne nosilce U 120, ki so pritrjeni na stebre. Ponazorimo jo z linijsko obtežbo v stebrih. Teža fasade s podkonstrukcijo je:

- fasadni nosilci $0,38 \text{ kN/m}$
- teža fasade $1,7 \text{ kN/m}$

Skupaj $g_f = 2,08 \text{ kN/m}$

3.3 Spremenljiva obtežba

3.3.1 Obtežba vetra

Osnovna hitrost vetra

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

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

c_{dir} smerni faktor (določen v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 1,0.)

c_{season} faktor letnega časa (vrednost lahko določena v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 1,0.)

$v_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (10-minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas, na višini 10 m nad odprtim terenom z nizkim rastlinjem (npr. travo) in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovir. Odčitamo jo iz vetrovne karte, ki se nahaja v nacionalnem dodatku. Objekt stoji v coni I in pod 800 m, zato je $v_{b,0} = 20\text{m/s}$.)

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

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(z) \cdot c_e$$

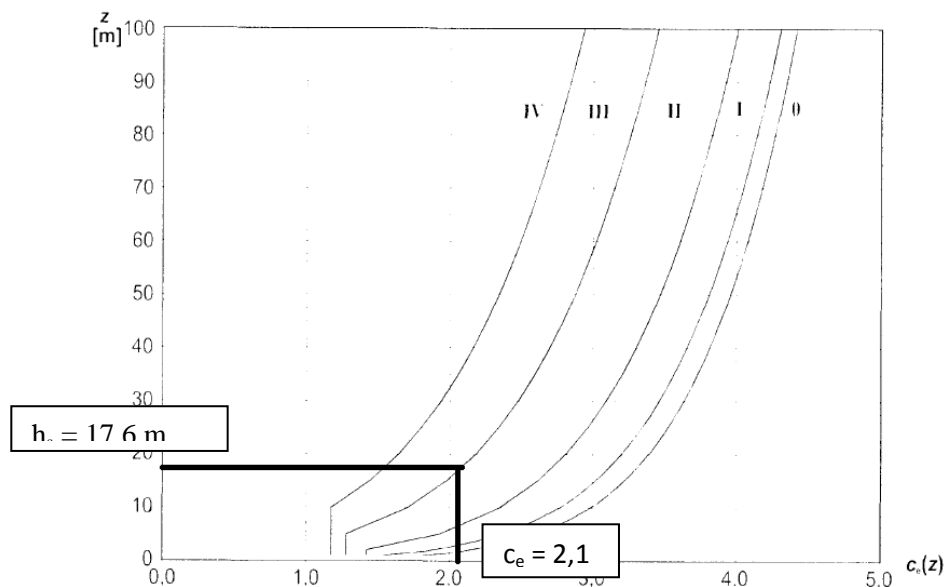
$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20\text{m/s})^2 \cdot 2,1$$

$$q_p(z) = 525 \text{ N/m}^2$$

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju. Priporočena vrednost je $1,25 \text{ kg/m}^3$.

v_b osnovna hitrost vetra

c_e faktor izpostavljenosti (vrednost odčitamo iz spodnjega grafa)



Slika 7: Diagrami faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ za $c_o = 1,0$, $k_l = 1,0$ [7]

Tlak vetra na ploskve

Tlak vetra w_e na zunanje ploskve se izračuna po izrazu

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

$q_p(z)$ največji tlak pri sunkih vetra

z_e referenčna višina za zunanji tlak

c_{pe} koeficient zunanjega tlaka

Tlak vetra w_i na notranje ploskve se izračuna po izrazu

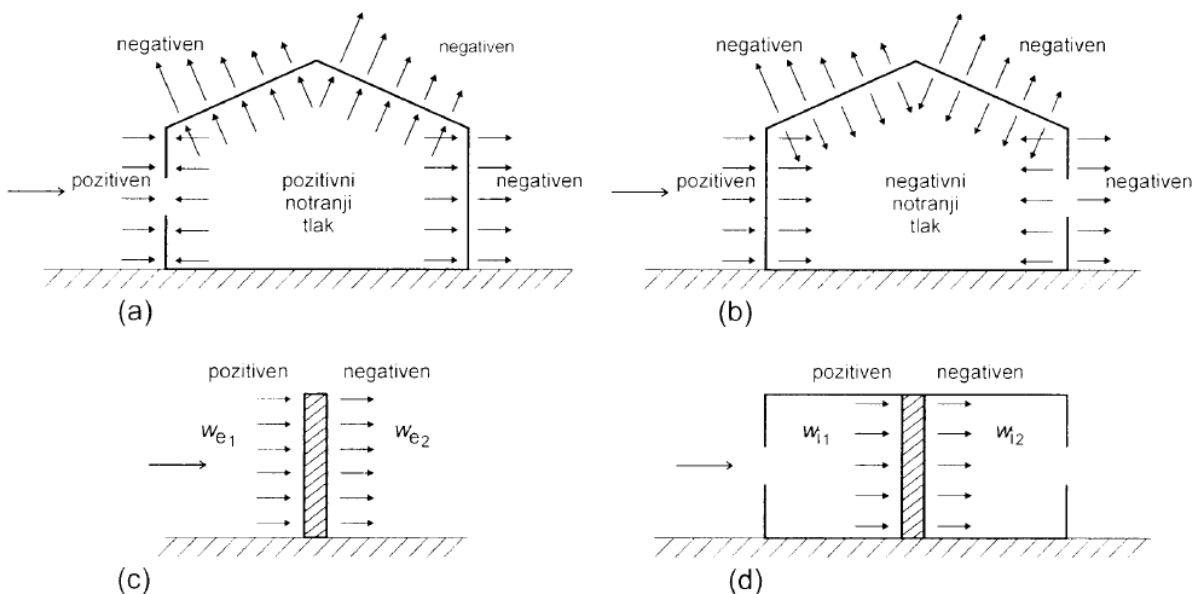
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

$q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra

z_i referenčna višina za notranji tlak

c_{pi} koeficient notranjega tlaka

Neto tlak na steno, streho ali element je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah, upošteva je njun predznak. Tlak, usmerjen proti ploskvi, je pozitiven; srk, usmerjen od ploskve, je negativen.

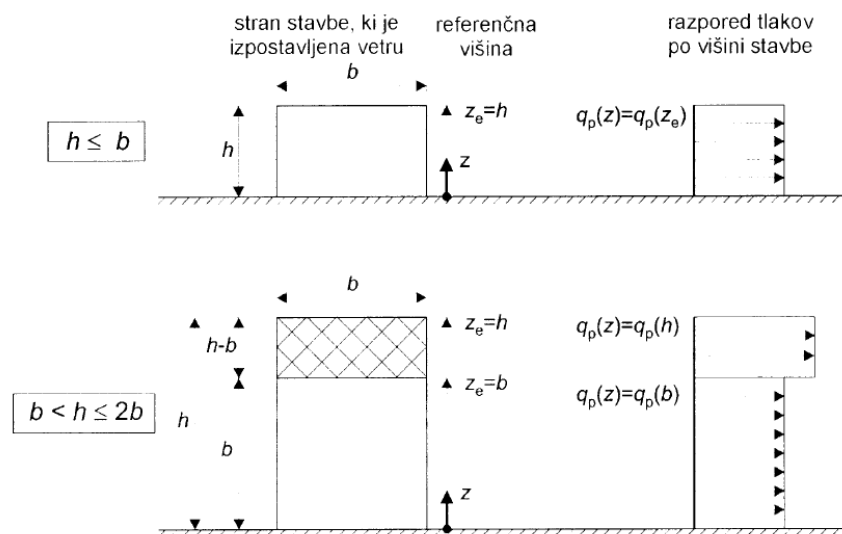


Slika 8: Tlaci na ploskve [7]

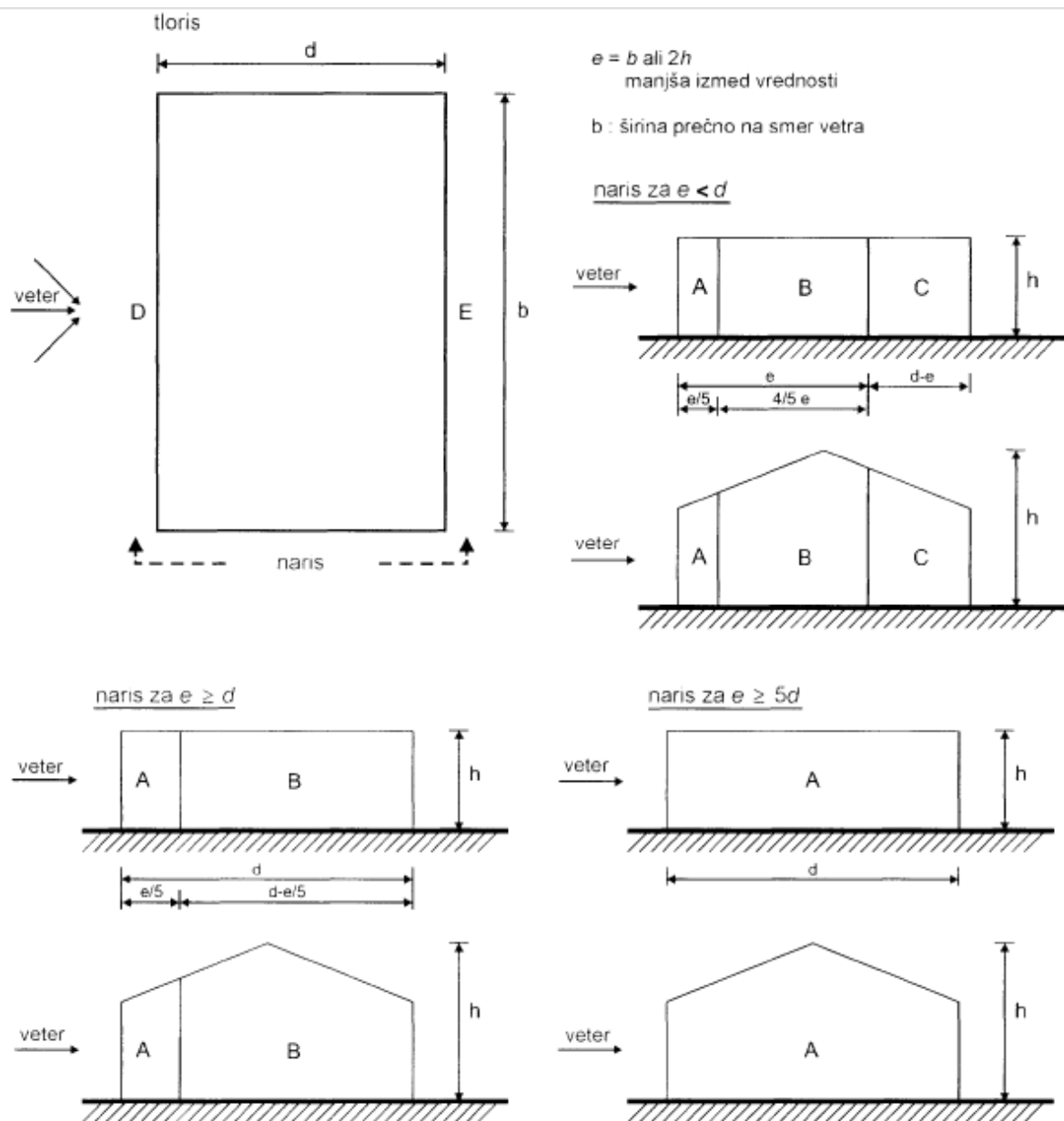
Koeficienti tlaka in sile

Koeficienti zunanega tlaka c_{pe} za stavbe in dele stavb so odvisni od velikosti obtežene površine A . Koeficienti zunanega tlaka so dani za obtežene površine A , velike 1 m^2 in 10 m^2 . Vrednosti $c_{pe,1}$ so namenjene projektiranju majhnih elementov in pritrditev, velikih 1 m^2 ali manj, npr. obloge sten ali strešniki. Vrednost $c_{pe,10}$ se lahko uporabijo za projektiranje celotne konstrukcije stavb.

Referenčne višine z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b in so vedno največje višine različnih delov sten. Pri obravnavani stavbi prideta v poštev dva primera. Prvi, ker je višina manjša kot b , in drugi, kjer je višina h večja od b in manjša od $2b$.

Slika 9: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profila tlakov vetra [7]

Stavbo se tudi razdeli na različna področja, na katere je pritisk vetra različen. Dobimo jih po naslednjem postopku.



Slika 10: Razdelitev delov stavbe po območjih z različnimi tlaki [7]

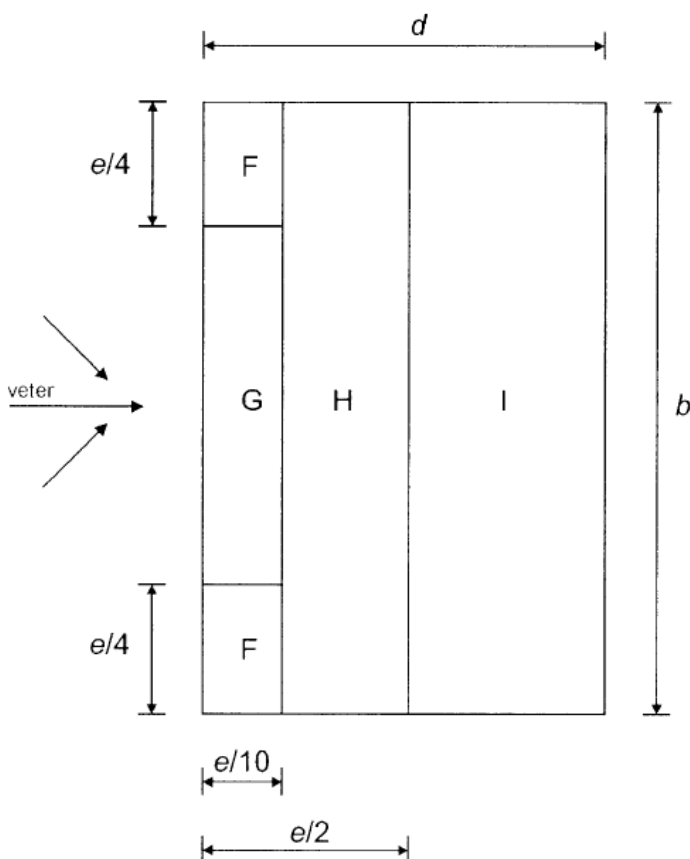
Tlak nato izračunamo s pomočjo priporočenih vrednosti c_{pe} , na katere se sklicuje tudi nacionalni aneks.

Področje	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Preglednica 1: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom [7]

Ravne strehe se razdeli na različna področja po naslednjem postopku:

Področja F ne upoštevamo pri računu glavne nosilne konstrukcije, ker ni pomemben za globalno stabilnost zaradi svoje majhne površine. Običajno se ga uporablja pri lokalni kontroli za npr. pritrditev strešnih elementov. Nadomestimo ga tako, da razširimo območje G čez območje F.



Slika 11: Razdelitev ravne strehe na področja [7]

Priporočene vrednosti c_{pe} za strehe.

Vrsta strehe	Področje							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Ostri kapni rob	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

Preglednica 2: Koeficienti zunanje tlaka za ravne strehe [7]

Izračun

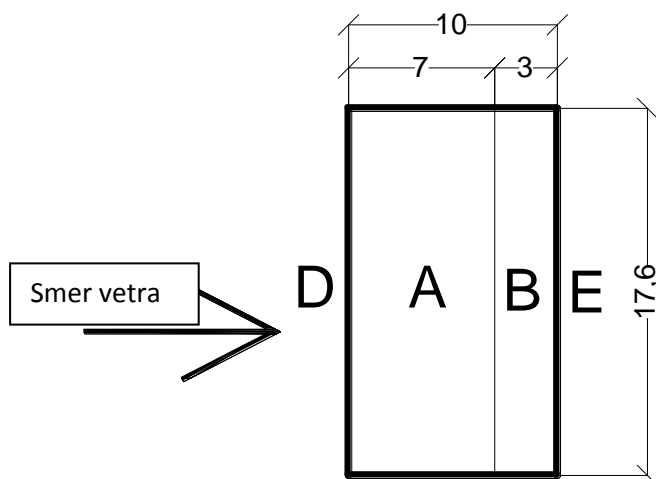
Notranji tlaki

» Kjer ni mogoče ali ni smiselno določiti μ za posamezen primer, se za c_{pi} privzame neugodnejšo vrednost med + 0,2 in - 0,3. « [7]

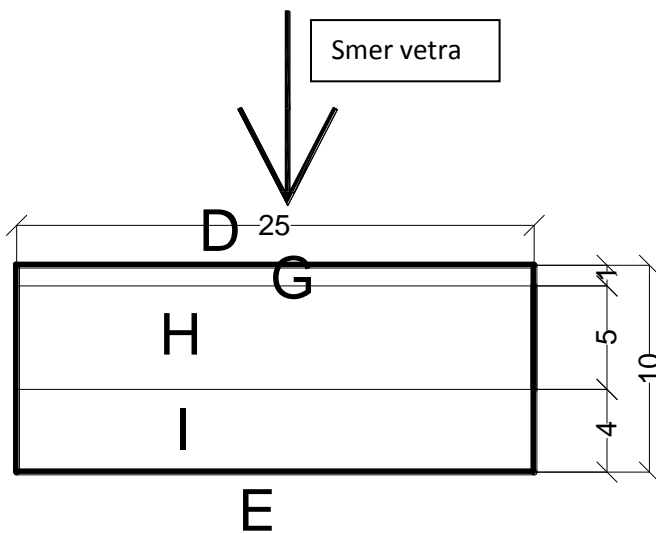
Upoštevamo oba koeficienta.

Veter v prečni x smeri

Na spodnjih slikah je stavba razdeljena na območja. Zgoraj je prikazana stena vzporedna smeri vetra. Spodaj pa je prikaz strehe. Vse ostale ploskve na stavbi niso razdeljena na področja in ima celotna stena enak tlak oz. srk.



Slika 12: Stena vzporedna smeri vetra razdeljena na območja (stranski pogled objekta)



Slika 13: Streha razdeljena na območja za veter v smeri prečno na stavbo (tloris)

h	d	Območja	A	B	C	D	E	G	H	I	I
17,6	10	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5	-1,2	-0,7	-0,2	0,2
		$q_p(z)$	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
h/d	c_{pi}	w_e (kN/m ²)	-0,47	-0,26	-0,11	0,58	-0,12	-0,47	-0,21	0,05	0,26
1,76	-0,3										

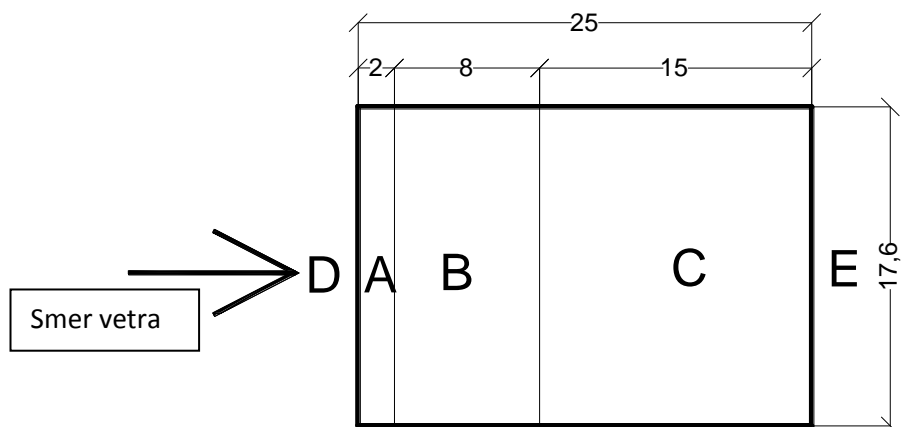
Preglednica 3: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v prečni smeri z notranjimi srki

h	d	Območja	A	B	C	D	E	G	H	I	I
17,6	10	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5	-1,2	-0,7	-0,2	0,2
		$q_p(z)$	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
h/d	c_{pi}	w_e (kN/m ²)	-0,74	-0,53	-0,37	0,32	-0,39	-0,74	-0,47	-0,21	0,00
1,76	0,2										

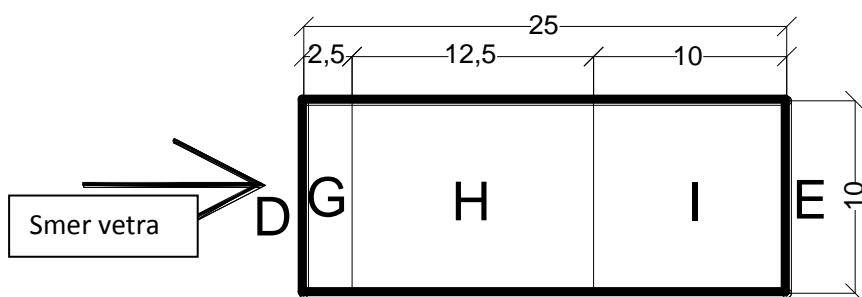
Preglednica 4: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v prečni smeri z notranjimi tlaki

Obtežbe so prikazane v modelu na Slika 16: Obtežba vetra na konstrukcijo.

Veter v vzdolžni y smeri



Slika 14: Stena vzporedna s smerjo vetra razdeljena na področja (stranski pogled objekta)



Slika 15: Streha razdeljena na področja, ko veter piha v vzdolžni smeri stavbe

h	d	Območja	A	B	C	D	E	G	H	I	I
17,6	25	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,4	-1,2	-0,7	0,2	-0,2
		$q_p(z)$	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
h/d	c_{pi}	w_e (kN/m ²)	-0,47	-0,26	-0,11	0,56	-0,06	-0,47	-0,21	0,26	0,05
0,704	-0,3										

Preglednica 5: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v vzdolžni smeri z notranjimi srki

h	d	Območja	A	B	C	D	E	G	H	I	I
17,6	25	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,4	-1,2	-0,7	0,2	-0,2
		$q_p(z)$	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
h/d	c_{pi}	w_e (kN/m ²)	-0,74	-0,53	-0,37	0,29	-0,33	-0,74	-0,47	0,00	-0,21
0,704	0,2										

Preglednica 6: Vrednosti pritiskov in srkov za veter v vzdolžni smeri z notranjimi tlaki

Obtežbe so prikazane v modelu na Slika 17: Obtežba vetra v smeri y z notranjimi tlaki in Slika 18: Obtežba vetra v smeri y z notranjimi srki.

Notranji pritiski in srki

$$c_{pi1} = + 0,2$$

$$c_{pi2} = - 0,3$$

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

$$w_{i,tlak} = 0,2 \cdot 0,53 \text{ kN/m}^2 = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{i,srk} = -0,3 \cdot 0,53 \text{ kN/m}^2 = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

Skupni vpliv notranjih in zunanjih tlakov

Skupno dobimo 4 kombinacije obtežb z vetrom. Vsako od 2 smeri vetra je potrebno kombinirati z notranjim tlakom oz. srkom.

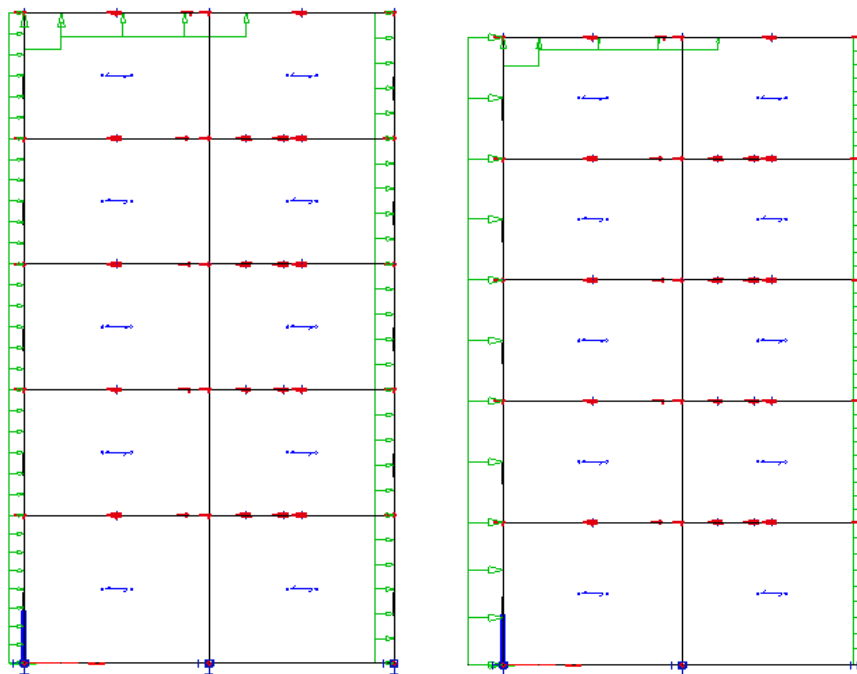
$$S_1 = w_{e,x} - w_{i,tlak}$$

$$S_2 = w_{e,x} - w_{i,srk}$$

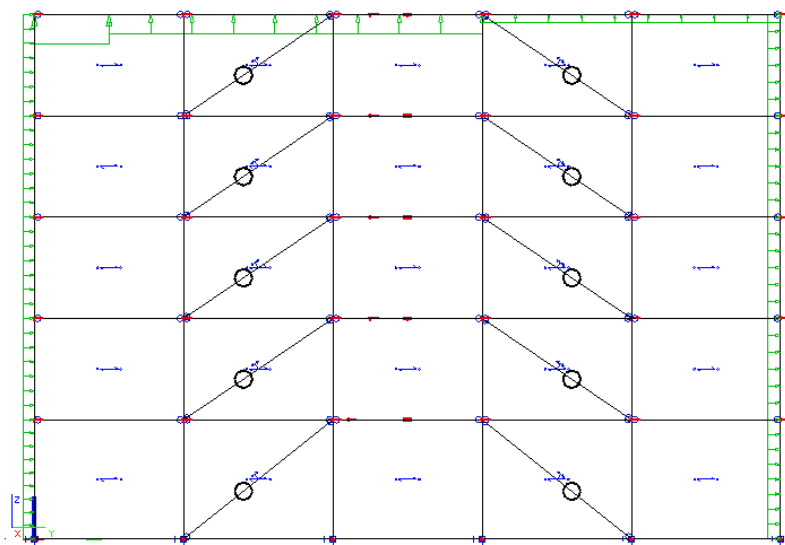
$$S_3 = w_{e,y} - w_{i,tlak}$$

$$S_4 = w_{e,y} - w_{i,srk}$$

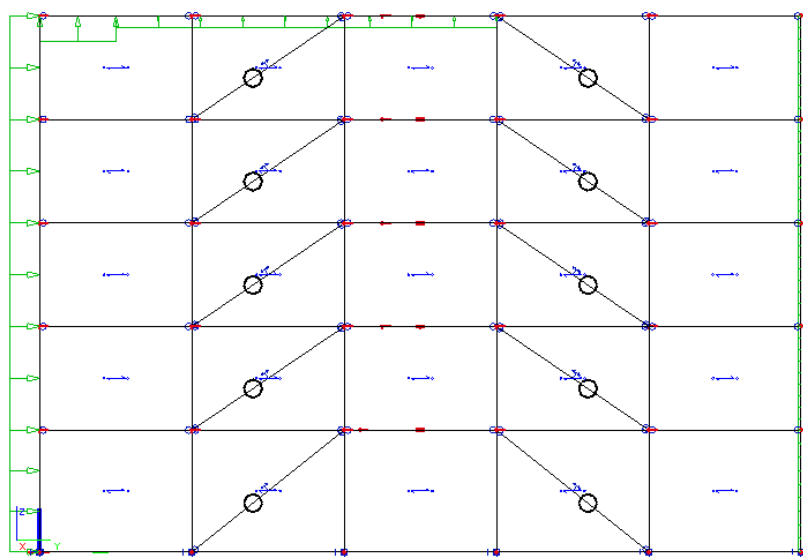
Obtežbe vetra so prikazane na spodnjih slikah. Obtežbe so ploskovne.



Slika 16: Obtežba vetra na konstrukcijo (Obtežni primer S1 in S2)



Slika 17: Obtežba vetra v smeri y z notranjimi tlaki (S3)



Slika 18: Obtežba vetra v smeri y z notranjimi srki (S4)

Območja A, B in C delujejo simetrično na stavbo in se zato izničijo. V modelu jih zato ne upoštevamo. Potrebno jih je upoštevati pri dimenzioniranju pritrdilnih elementov za fasado.

3.3.2 Obtežba snega

» Obtežba snega deluje navpično in se nanaša na vodoravno projekcijo strešne površine. Pri projektiranju je treba upoštevati, da je na strehi mogočih več porazdelitev snega. Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe in drugi dejavniki, kot so:

- oblika strehe
- toplotne lastnosti strehe
- hrapavost površine strehe
- količina toplote, generirane pod streho
- sosednje stavbe
- teren v okolici stavbe
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega). « [5]

Stavba leži v coni A2. Streha je ravna. Običajno je izpostavljena vetru in je dobro toplotno izolirana.

Za cono A2 izračunamo količino snega na tleh z enačbo:

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

s_k količina snega na tleh [kN/m^2]

A nadmorska višina [m]

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{400}{728} \right)^2 \right]$$

$$s_k = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Obtežba snega na strehi pa je:

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

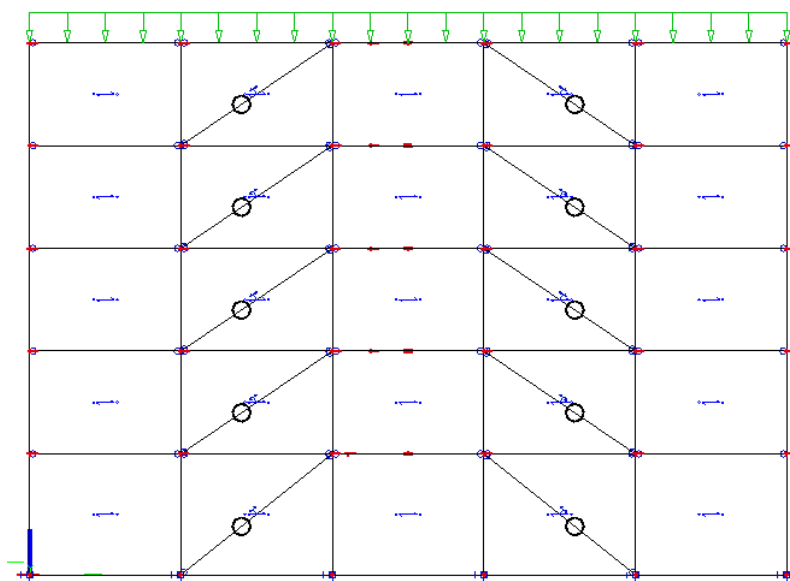
μ_1 oblikovni koeficient obtežbe snega (za ravne strehe $\mu_1 = 0,8$)

C_e koeficient izpostavljenosti (stavba je običajno izpostavljena vetru, zato $C_e = 1,0$)

C_t toplotni koeficient (vzamemo $C_t = 1,0$ ker ne predvidevamo večjih toplotnih izgub skozi streho)

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,68 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 1,34 \text{ kN/m}^2$$



Slika 19: Obtežba snega ponazorjena s ploskovno obtežbo

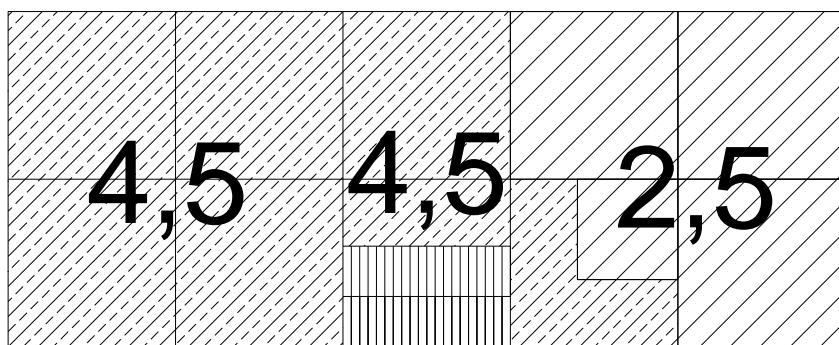
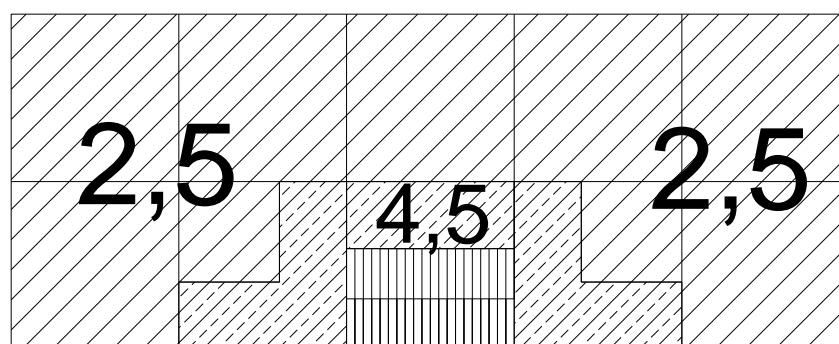
3.3.3 Koristna obtežba

» Površine v stanovanjih, javnih, trgovskih in upravnih stavbah je treba razvrstiti v kategorije v skladu s spodnjo preglednico glede na njihovo predvideno uporabo. « [3]. Za koristno obtežbo tal upoštevamo samo enakomerno porazdeljeno obtežbo, ker ne pričakujemo izrazitih koncentriranih obremenitev. V hotelu imamo štiri različne kategorije; hodniki, stopnice, konferenčna soba in spalnice. K temu je potrebno dodati še obtežbo predelnih sten. Ker tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, se lastna teža prečnih predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba q_k , ki se prišteje koristni obtežbi tal. Premične predelne stene v našem objektu imajo manj kot 0,1 kN/m, zato je $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$. Vrednosti q_k so določene v SIST EN 1991-1-1. Nanje se sklicuje tudi aneks, kateri določa, da izberemo podčrtane vrednosti v standardu.

Kategorija	Opis uporabe	Obtežba q_k [kN/m ²]	Obtežba s predelnimi stenami (0,5 kN/m ²) [kN/m ²]
A	Spalnice	2	2,5
A	Stopnice	4	4
C2	Konferenčna soba	4	4,5
C3	Hodniki	4	4,5

Preglednica 7: Kategorija uporabe in obtežbe

Na spodnji sliki vidimo razpored obtežb za 1. nadstropje, druga slika prikazuje obtežbo za 2., 3. in 4. nadstropje.

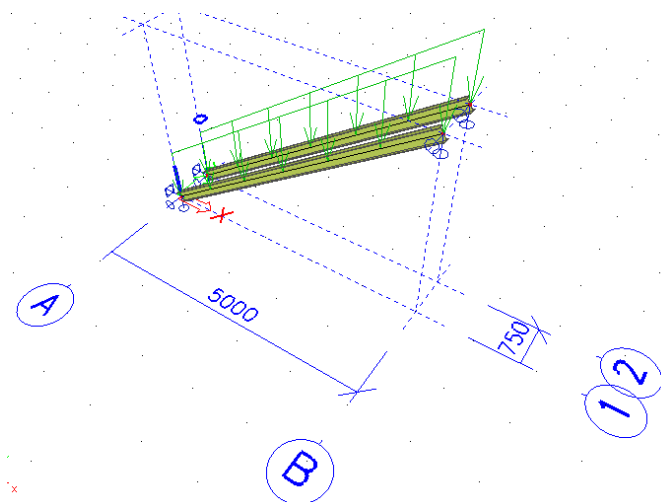
Slika 20: Tloris obtežb za 1. nadstropje v kN/m^2 Slika 21: Tloris koristnih obtežb za 2., 3. in 4. nadstropje v kN/m^2

3.3.4 Obtežba stopnic

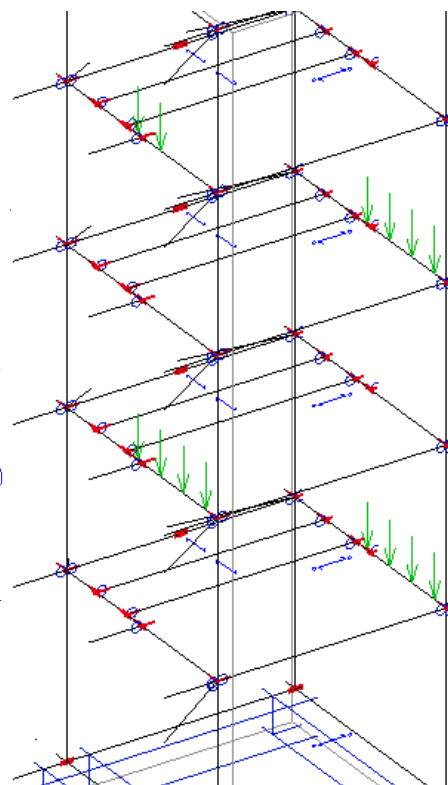
Stopnice se v objektu nahajajo med osema B in C ter med osema 3 in 4. Potekajo od pritličja do 4. nadstropja. Širina stopnic je 1,5 m. Ena stopniščna rama je sestavljena iz dveh nosilcev IPE 200 z dolžino 6,05 m, med katerima je 75 cm razdalje. Obtežba se prenaša točkovno v nosilec momentnega okvira. V modelu so obtežene z stalno težo, ki znaša 1,8 kN/m , in koristno obtežbo, ki je 3 kN/m . Stopnice so dimenzionirane posebej, v končni model pa so nato dane reakcije, katere smo dobili z analizo.

Obtežba	Reakcija [kN]
Stalna	6,1
Koristna	9,07

Preglednica 8: Reakcije stopnic



Slika 22: Model stopnic narejen posebej



Slika 23: Obtežba stopnic v modelu

3.4 Potresni vpliv

Glede na značilnosti konstrukcije stavbe je mogoče uporabiti metodo z vodoravnimi silami za stavbe, ki ustrezajo pogojem:

- višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri ne vplivajo pomembno na odziv
- osnovne nihajne čase T_1 imajo v dveh glavnih smereh manjše od $T_1 \leq 4 \cdot T_c$ oz. $T_1 \leq 2,0$ s
- ustrezajo merilom za pravilnost po višini v standardu SIST EN 1998-1 2005 4.2.3.3

Ti pogoji so pri objektu izpolnjeni, zato uporabimo metodo z vodoravnimi silami.

Celotna potresna sila

Celotna potresna sila F_b (na mestu vpetja konstrukcije) za vsako od obeh glavnih smeri, ki se analizirata, mora biti določena z enačbo

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

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

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo

λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2 \cdot T_c$ in ima stavba več kot dve etaži.

V drugih primerih velja $\lambda = 1,0$.

Osnovna nihajna časa T_1 obeh ravninskih modelov stavbe je mogoče izračunati s pomočjo približnih izrazov, ki temeljijo na metodah dinamike konstrukcij. Za stavbe, visoke do 40 m, je mogoče približno vrednost T_1 (v sekundah) izračunati z enačbo $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$

C_t 0,085 za prostorske jeklene momentne okvirje in 0,05 za vse ostale konstrukcije, kamor spada stavba v vzdolžni y smeri pri potresni obtežbi, katera se prenese na povezja

H višina stavbe (v metrih), merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti

$$T_{1,x} = 0,085 \cdot (17,6 \text{ m})^{3/4}$$

$$T_{1,x} = 0,73 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 0,05 \cdot (17,6 \text{ m})^{3/4}$$

$$T_{1,y} = 0,43 \text{ s}$$

Celotna masa

» Pri določanju projektnega potresnega vpliva je treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov

$$\Sigma G_{k,j} \gg \ll \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \ll [14]$$

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i

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

$$\psi_{E,1} = 0,8 \cdot 0,6$$

$$\psi_{E,1} = 0,48$$

$$\psi_{E,2} = 0,8 \cdot 0,3$$

$$\psi_{E,2} = 0,24$$

ρ 0,8 zasedba nekaterih etaž je povezana

ψ_2 0,6 stavbe, kjer se zbirajo ljudje oz. 0,3 za spalnice

1. etaža	Površina/število	Obtežba[kN;kN/m ²]	$\psi_{E,i}$	Masa [t]
Stalna	235	4,5		108
Stopnice koristna	4	9,07	0,48	2
Stopnice stalna	4	6,1		2
Koristna hodniki in konferenčna soba	151	4,5	0,48	33
Koristna spalnice	84	2,5	0,24	5
Fasada	47,6	2,08		10
Profili	235	0,45		11
			Σ	171

Preglednica 9: Račun mase etaže za 1. nadstropje

2. in 3. etaža	Površina/število	Obtežba[kN;kN/m ²]	$\psi_{E,i}$	Masa [t]
Stalna	235	4,5		108
Stopnice koristna	4	9,07	0,48	2
Stopnice stalna	4	6,1		2
Koristna hodniki	42	4,5	0,48	9
Koristna spalnice	193	2,5	0,24	12
Fasada	47,6	2,08		10
Profili	235	0,45		11
			Σ	154

Preglednica 10: Račun mase etaže za 2. nadstropje

4. etaža	Površina/število	Obtežba[kN;kN/m ²]	$\psi_{E,i}$	Masa [t]
Stalna	235	4,5		108
Stopnice koristna	2	9,07	0,48	1
Stopnice stalna	2	6,1		1
Koristna hodniki	42	4,5	0,48	9
Koristna spalnice	193	2,5	0,24	12
Fasada	47,6	2,08		10
Profili	235	0,45		11
			Σ	152

Preglednica 11: Račun mase etaže za 3. nadstropje

Streha	Površina/število	Obtežba[kN;kN/m ²]	$\psi_{E,i}$	Masa [t]
Stalna	250	5,68		145
Fasada	23,8	2,08		5
Profili	250	0,45		11
			Σ	161

Preglednica 12: Račun mase etaže za 4. nadstropje

Celotna masa m

$$m = 171 \text{ t} + 154 \text{ t} + 154 \text{ t} + 152 \text{ t} + 161 \text{ t}$$

$$m = 792 \text{ t}$$

Projektni pospešek tal

» Projektni pospešek tal je po EC8 enak vršnemu pospešku tal (PGA). To je največja absolutna vrednost zapisa pospeška na prostem površju. Zapis pospeška je korigiran tako, da so izločeni šum in napake instrumenta. Projektni pospešek tal je določen za povratno dobo 475 let, ki ustreza verjetnosti 90 %, da vrednosti na karti ne bodo presežene v 50 letih. Povratna doba je povprečen čas med prekoračitvami vrednosti projektne pospeška tal na dani lokaciji.

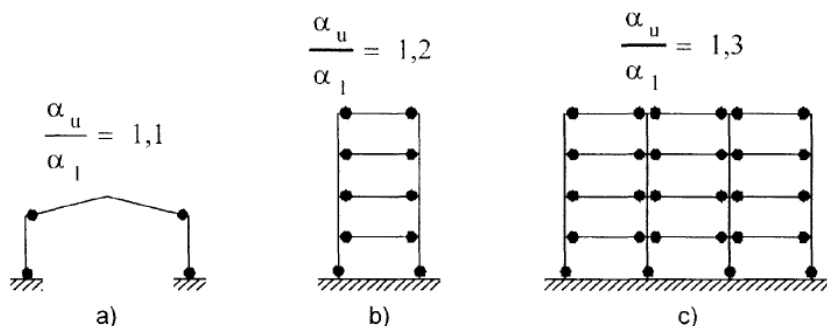
Vrednosti projektne pospeška tal na karti veljajo za tla vrste A. Po EC8 je vrsta tal A skala ali druga geološka formacija, v kateri je hitrost strižnega valovanja vsaj 800 m/s in na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala. Za druge vrste tal je treba projektni pospešek tal pomnožiti z ustreznim koeficientom tal. « [16]

Tip tal

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se lahko zajame z uporabo tipov tal A, B, C, D, in E, ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri. Od tipa tal so odvisni tudi časi za računanje projektne spektra.

Faktor obnašanja

Faktor obnašanja določimo za vsako smer posebej. Odvisen je tudi od mehanizma sipanja energije.



Slika 24: Pomični okviri (območja sipanja v nosilcih in na dnu stebrov) [14]

Račun

Objekt stoji na območju na katerem je določen projektni pospešek tal $a_g = 0,25g$.

Objekt stoji na tleh tipa B (zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo).

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

Preglednica 13: Vrednosti parametrov iz aneksa, ki opisujejo elastični spekter

Faktor obnašanja

$$q_x = 5 \cdot \alpha_w / \alpha_1 = 5 \cdot 1,3$$

$$q_x = 6,5$$

V vzdolžni smeri $q_y = 4$ iz preglednice 6.2 v EC8.

Projektni spekter S_d v prečni smeri x

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_x} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$0,5 \leq 0,73 \leq 2,0 : S_d(T) = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{6,5} \cdot \left[\frac{0,5 \text{ s}}{0,73 \text{ s}} \right]$$

$$S_{d,x} = 0,775 \text{ m/s}^2$$

$$T \leq 2 \cdot T_c$$

$$0,73 \text{ s} \leq 2 \cdot 0,5 \text{ s} = 1,0 \text{ s} \rightarrow \lambda = 0,85$$

Celotna potresna sila v x smeri

$$F_{b,x} = m \cdot S_{d,x} \cdot \lambda$$

$$F_{b,x} = 792 \text{ t} \cdot 0,775 \text{ m/s}^2 \cdot 0,85$$

$$F_{b,x} = 522 \text{ kN}$$

Projektni spekter S_d v smeri y

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$0,15 \text{ s} \leq 0,43 \text{ s} \leq 0,5 \text{ s} : S_d(T) = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5 \text{ s}}{4 \text{ s}}$$

$$S_{d,y} = 1,84 \text{ m/s}^2$$

$$T_y \leq 2 \cdot T_c$$

$$0,43 \text{ s} \leq 2 \cdot 0,5 \text{ s} = 1,0 \text{ s} \rightarrow \lambda = 0,85$$

Celotna potresna sila v y smeri

$$F_{b,y} = m \cdot S_{d,y} \cdot \lambda$$

$$F_{b,y} = 792 \text{ t} \cdot 1,84 \text{ m/s}^2 \cdot 0,85$$

$$F_{b,y} = 1239 \text{ kN}$$

Razporeditev vodoravnih potresnih sil

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

Fi	h [m]	Fi [kN]
Fx1	4	42
Fx2	7,4	70
Fx3	10,8	102
Fx4	14,2	133
Fx5	17,6	175
		522

Preglednica 14 Razporeditev potresne sile v smeri x po etažah

Fi	h [m]	Fi [kN]
Fy1	4	100
Fy2	7,4	166
Fy3	10,8	243
Fy4	14,2	315
Fy5	17,6	415
		1239

Preglednica 15: Razporeditev potresne sile v smeri y po etažah

Težišče etaž

1.etaža - x	$r_x \cdot m$	Ročica [m]	Teža [kN]
Stalna obtežba	5051,3	4,8	1057,5
Stopnice		8,5	41,8
Koristna	1808,3	4,80	376,6
Fasada		5,0	99,0
Profili		4,8	105,8
			1680,6
1.etaža - y	$r_y \cdot m$	Ročica [m]	Teža [kN]
Stalna obtežba		12,5	1057,5
Stopnice		12,5	41,8
Koristna	3647,76	9,69	376,6
Fasada		12,5	99,0
Profili		12,5	105,8
			1680,6
x	4,89		
y	11,87		

2. in 3. etaža - x	$r_x \cdot m$	Ročica [m]	Teža [kN]
Stalna obtežba	5051,3	4,77	1057,5
Stopnice	0	8,5	41,8
Koristna	1039,98	5,03	206,5
Fasada		5	99,0
Profili		4,77	105,8
			1510,6
2. in 3. etaža - y	$r_y \cdot m$	Ročica [m]	Teža [kN]
Stalna obtežba		12,5	1057,5
Stopnice		12,5	41,8
Koristna	2581,5	12,5	206,5
Fasada		12,5	99,0
Profili		12,5	105,8
			1510,6
x	4,93		
y	12,5		

4. etaža - x	$r_x \cdot m$	Ročica [m]	Teža [kN]
Stalna obtežba	5051,25	4,78	1057,5
Stopnice		8,5	23,1
Koristna	1299,98	5,04	258,2
Fasada		5	99,0
Profili		4,78	105,8
			1566,6
4. etaža - y	$r_y \cdot m$	Ročica [m]	Teža [kN]
Stalna obtežba		12,5	1057,5
Stopnice		12,5	46,2
Koristna	3226,88	12,5	258,2
Fasada		12,5	99,0
Profili		12,5	105,8
			1566,6
x	4,89		
y	12,5		

Streha	
x	5
y	12,5

Preglednica 16: Izračun težišč etaž

Vplivi naključne torzije

» Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost:

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

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah.

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva. « [14]

Naključno torzijo upoštevamo tako, da premaknemo težišče etaže, ki je tudi prijemališče potresnih sil, za $e_{a,x}$ oz. $e_{a,y}$ v smer, ki je najmanj ugodna.

Naključna torzija v x smeri

$$e_{a,x} = \pm 0,05 \cdot L_y$$

$$e_{a,x} = \pm 0,05 \cdot 25 \text{ m}$$

$$e_{a,x} = 1,25 \text{ m}$$

Naključna torzija v y smeri

$$e_{a,y} = \pm 0,05 \cdot L_x$$

$$e_{a,y} = \pm 0,05 \cdot 25 \text{ m}$$

$$e_{a,y} = 1,25 \text{ m}$$

Naključna ekscentričnost		
$e_{a,x}$	0,5	m
$e_{a,y}$	1,25	m
Novo težišče etaže		
Etaža	x	y
1	4,39	10,62
2	4,43	11,25
3	4,43	11,25
4	4,39	11,25
5	4,50	11,25

Preglednica 17: Koordinate premaknjenih težišč etaž

Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva

» Na splošno je treba upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno. Učinek potresnega vpliva se lahko zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračuna z naslednjima kombinacijama (upoštevati je potrebno obe kombinaciji): « [14]

- $E_{Edx} \gg \ll 0,30E_{Edy}$
- $0,30E_{Edx} \gg \ll E_{Edy}$

»+« kombinirano z

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri x konstrukcije ($E_{Edx} = \Sigma(F_{x,i} \gg \ll M_{ax,i})$ $i = 1;2;3;4;5$)

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri y konstrukcije ($E_{Edy} = \Sigma(F_{y,i} \gg \ll M_{ay,i})$ $i = 1;2;3;4;5$)

Iz tega sledi 8 potresnih obtežb:

$$E1: E_{Edx} \gg \ll 0,3E_{Edy}$$

$$E2: E_{Edx} \gg \ll (-0,3)E_{Edy}$$

$$E3: -E_{Edx} \gg \ll 0,3E_{Edy}$$

$$E4: -E_{Edx} \gg \ll (-0,3)E_{Edy}$$

$$E5: E_{Edy} \gg \ll 0,3E_{Edx}$$

$$E6: E_{Edy} \gg \ll (-0,3)E_{Edx}$$

$$E7: -E_{Edy} \gg \ll 0,3E_{Edx}$$

$$E8: -E_{Edy} \gg \ll (-0,3)E_{Edx}$$

3.5 Kombinacije vplivov

Preveriti je treba:

$$E_d \leq C_d$$

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

C_d mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti

Za vsak kritični obtežni primer je treba določiti projektne vrednosti učinkov vplivov E_d s kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere obstaja verjetnost, da se bodo pojavili sočasno. Vsaka kombinacija vplivov vključuje en prevladujoči vpliv.

3.5.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja (osnovne kombinacije)

Kombinacije učinkov vplivov so:

$$\sum_1^j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_1^i \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$\gamma_{G,j}$ delni faktor za stalni vpliv j

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva

γ_P delni faktor za vplive prednapetja

P odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja

$\gamma_{Q,1}$ delni faktor za prevladujoči spremenljivi vpliv

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

$\gamma_{Q,i}$ delni faktor za spremenljivi vpliv

$\psi_{0,i}$ faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i

s obtežba snega

S_i obtežba vetra

Obtežne kombinacije so:

$$K1: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{cel} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot s$$

$$K2: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{vzd1} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot s$$

$$K3: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_{vzd2} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot s$$

$$K4: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot s + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_{cel}$$

$$K5: 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot S_1$$

$$K6: 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot S_2$$

$$K7: 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot S_3$$

$$K8: 1,0 \cdot G + 1,5 \cdot S_4$$

G stalni vpliv

Q_{cel} vsi spremenljivi vplivi

$Q_{vzd,i}$ spremenljivi vplivi samo na eni polovici objekta v vzdolžni smeri

s obtežba snega

S_i obtežba vetra

Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja

$$\sum_1^j G_{k,j} \gg \ll P \gg \ll A_{Ed} \gg \ll \sum_1^i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva (v modelu ni prednapetih elementov)

P odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja

A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa $A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i

γ_1 faktor pomembnosti

$\psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva ($\psi_2 = 0,3$)

Potresne kombinacije:

$$P1: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E1$$

$$P2: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E2$$

$$P3: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E3$$

$$P4: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E4$$

$$P5: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E5$$

$$P6: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E6$$

$$P7: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E7$$

$$P8: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q_{spalnice} + 0,6 \cdot Q_{hodniki/konf. soba/stopnice} + 1,0 \cdot E8$$

G stalna obtežba

Q različne koristne obtežbe

E potresni vpliv

V modelu seizmični in neseizmični del obtežbe obravnavamo posebej.

3.5.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

Za kontrolo pomikov uporabimo pogosto kombinacijo MSU.

$$\sum_1^j G_{k,j} \gg \psi_{1,1} Q_{k,1} \gg \sum_1^i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinacije MSU:

$$U1: 1,0 \cdot G + 0,5 \cdot Q_{\text{spalnice}} + 0,7 \cdot Q_{\text{hodniki/konf. soba/stopnice}} + 0,6 \cdot s_k$$

$$U2: 1,0 \cdot G + 0,7 \cdot s_k + 0,3 \cdot Q_{\text{spalnice}} + 0,6 \cdot Q_{\text{hodniki/konf. soba/stopnice}}$$

$$U3: 1,0 \cdot G + 0,7 \cdot S_1$$

$$U4: 1,0 \cdot G + 0,7 \cdot S_2$$

$$U5: 1,0 \cdot G + 0,7 \cdot s_k + 0,6 Q_{\text{vzd1}}$$

$$U6: 1,0 \cdot G + 0,7 \cdot s_k + 0,6 Q_{\text{vzd2}}$$

$$U7: 1,0 \cdot G + 0,7 \cdot s_k$$

G stalna obtežba

Qrazlične koristne obtežbe

s_k obtežba snega

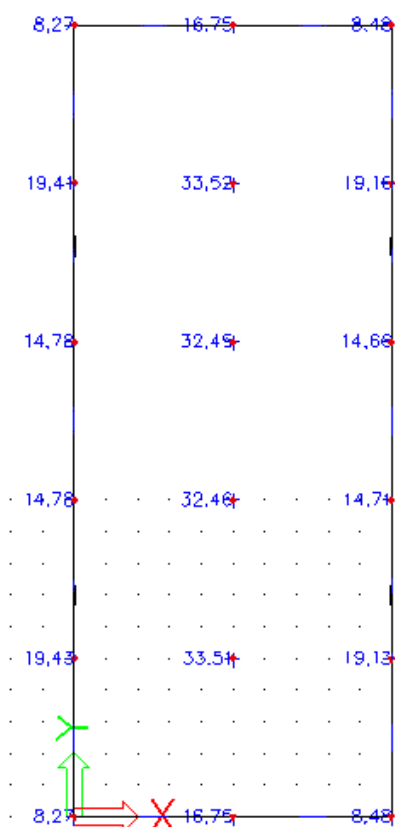
S_i obtežba vetra

4 KONTROLA MODELA

Kontrola modela je bila izvedena na podlagi reakcij za obtežbo $q_{\text{sneg}} = 1,34 \text{ kN/m}^2$, ki je enakomerno razporejena po strehi.

$$\Sigma g = g \cdot A_{\text{etaže}} \cdot n_{\text{etaž}} = 1,34 \text{ kN/m}^2 \cdot 250 \text{ m}^2$$

$$\Sigma g = 335 \text{ kN}$$



Slika 25: Reakcije za obtežbo snega

Vsota vseh reakcij v stebrih:

8,27	16,75	8,48
19,41	33,52	19,16
14,78	32,45	14,66
14,78	32,46	14,71
19,43	33,51	19,13
8,27	16,75	8,48
	Σ	335,0

Preglednica 18: Kontrola reakcij

Kontrola reakcij se izzide. ✓

Kontrola je bila izvedena tudi za preostale obtežbe.

4.1 Nepopolnosti pri globalni analizi okvirov

V globalno analizo konstrukcij je potrebno vključiti vplive nepopolnosti. Pri računu upoštevamo nadomestne globalne nepopolnosti v obliki vodoravnega zamika okvira.

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

ϕ_0 osnovna vrednost: $\phi_0 = 1/200$

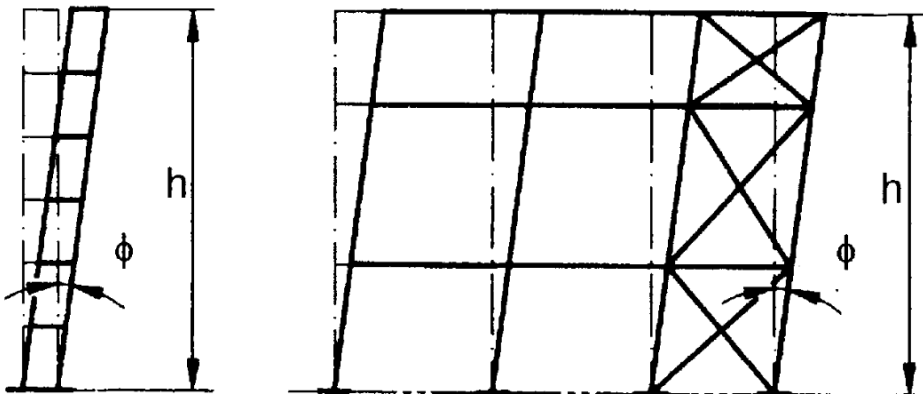
α_h redukcijski faktor višine h stebrov

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h višina konstrukcije v metrih

α_m redukcijski koeficient števila stebrov v eni vrsti: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

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



Slika 26: Nadomestne globalne nepopolnosti [10]

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{17,6}} = 0,48 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

$$\alpha_{m,x} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,82$$

$$\alpha_{m,y} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0,76$$

$$\phi_x = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,76 = 2,5 \text{ mm/m za momentni okvir}$$

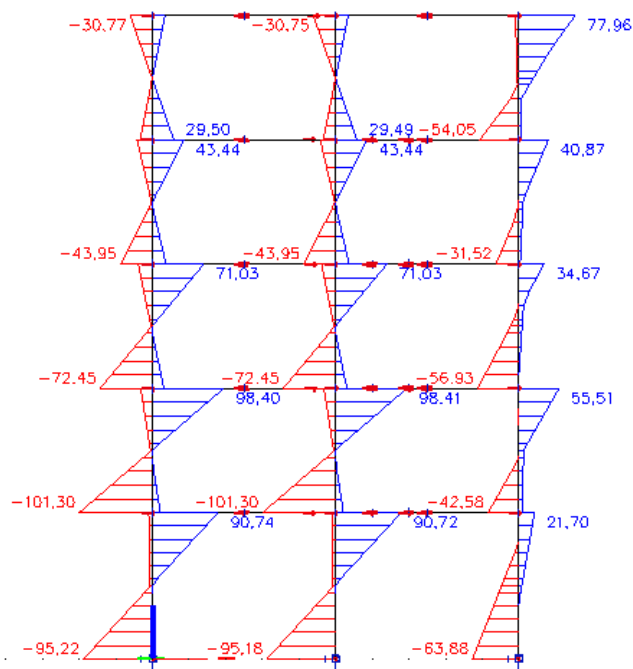
$$\phi_y = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,82 = 2,7 \text{ mm/m za okvir s centričnim povezjem}$$

5 REZULTATI

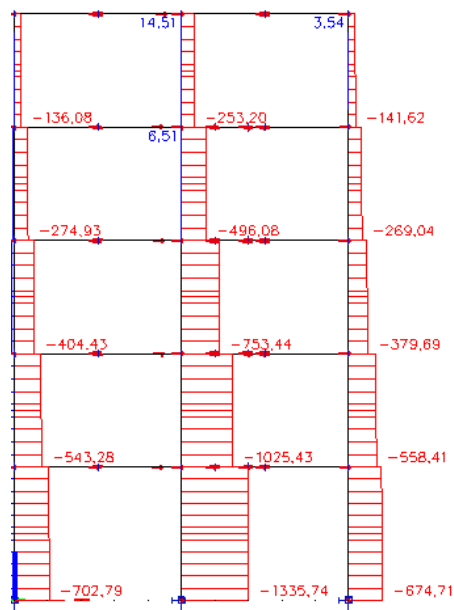
5.1 MSN

Rezultati so prikazane za najbolj obremenjen okvir, ki leži na osi 3 (y=10).

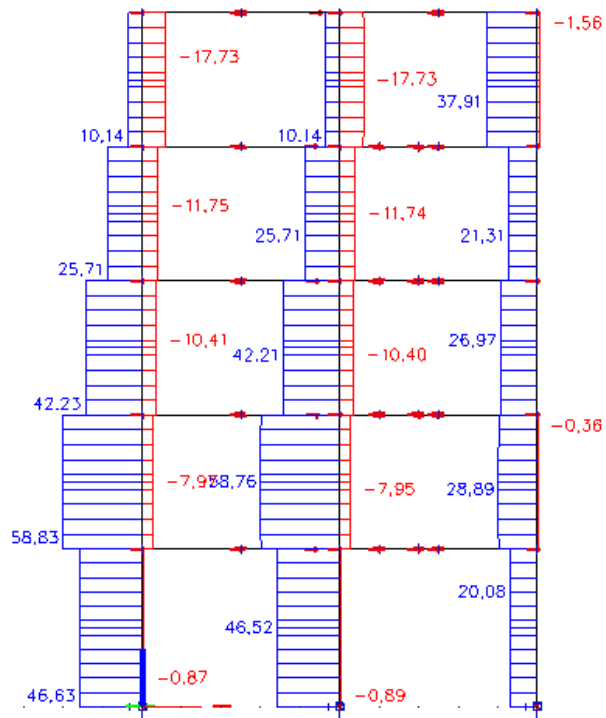
5.1.1 Steber



Slika 27: Ovojnica momentov M_y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

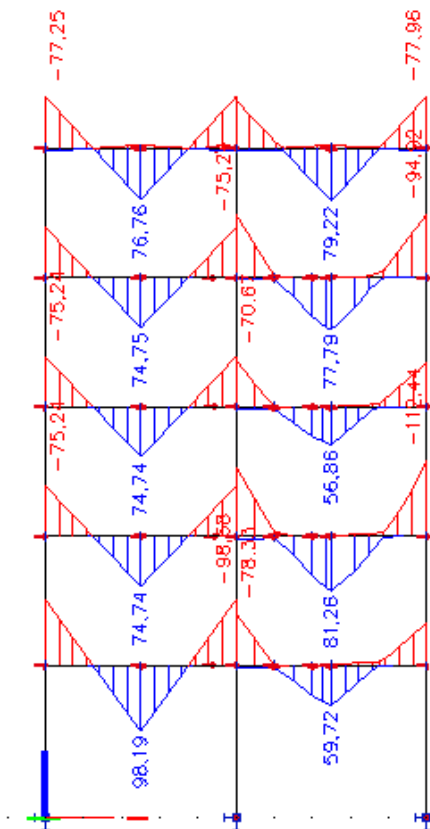


Slika 28: Ovojnica osnih sil na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

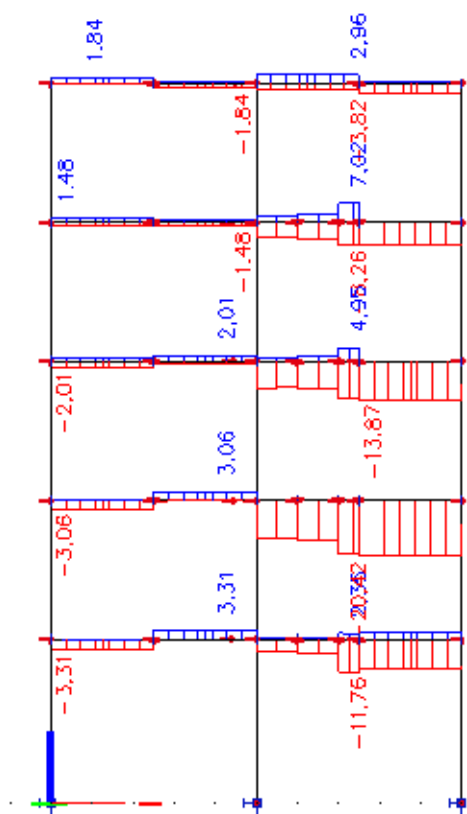


Slika 29: Ovojnica prečnih sil V_z na najbolj obremenjen okvir $y = 10$ m

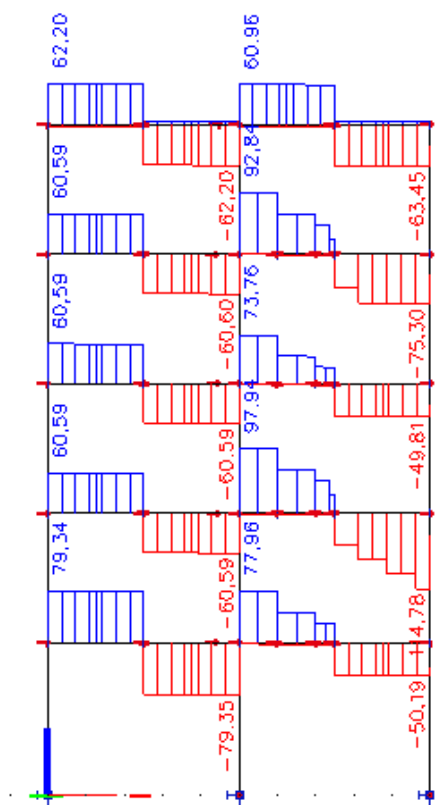
5.1.2 Prečke



Slika 30: Upogibni momenti M_y na prečke v najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



Slika 31: Osne sile N v prečkah v najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

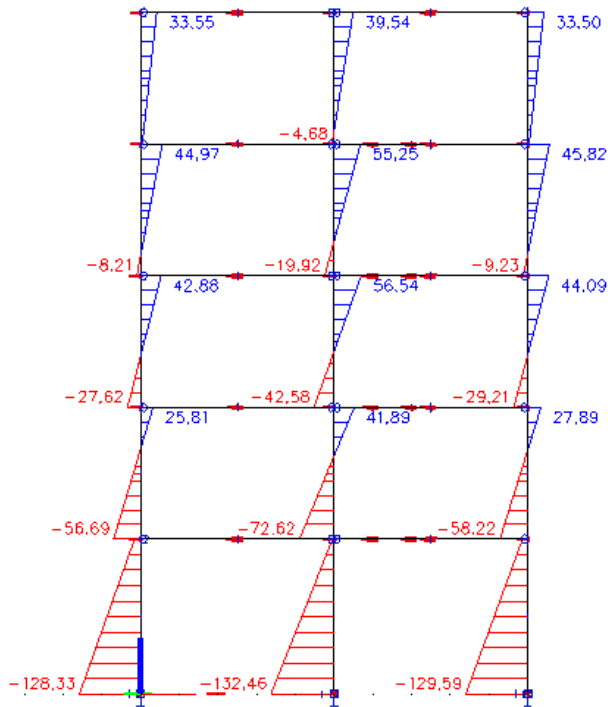


Slika 32: Prečne sile V_z na prečke v najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

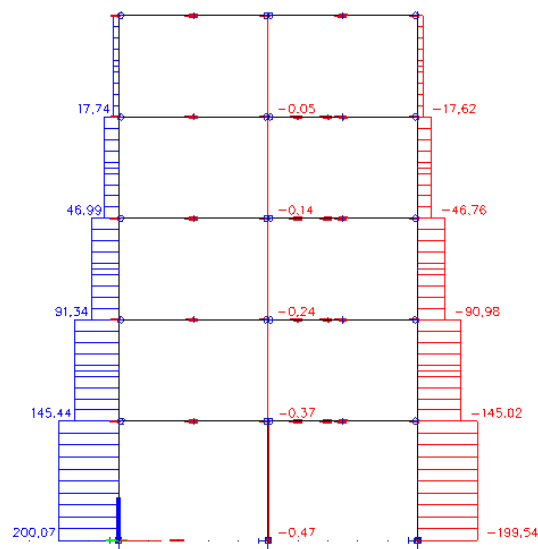
5.2 Potresna obtežba

Rezultati so prikazane za najbolj obremenjeni okvir, ki leži na osi 3 ($y = 10$). Vidni so vplivi torzije, ki jo povzroča obtežba izven težišča tloris.

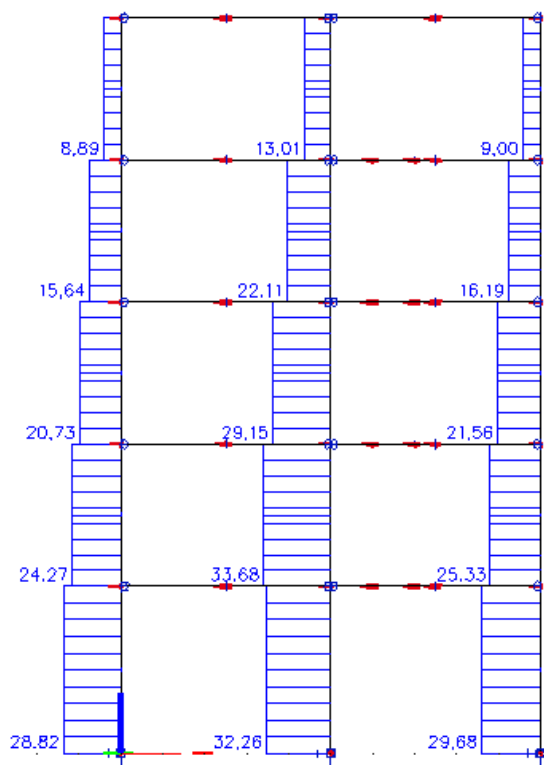
5.2.1 Stebri



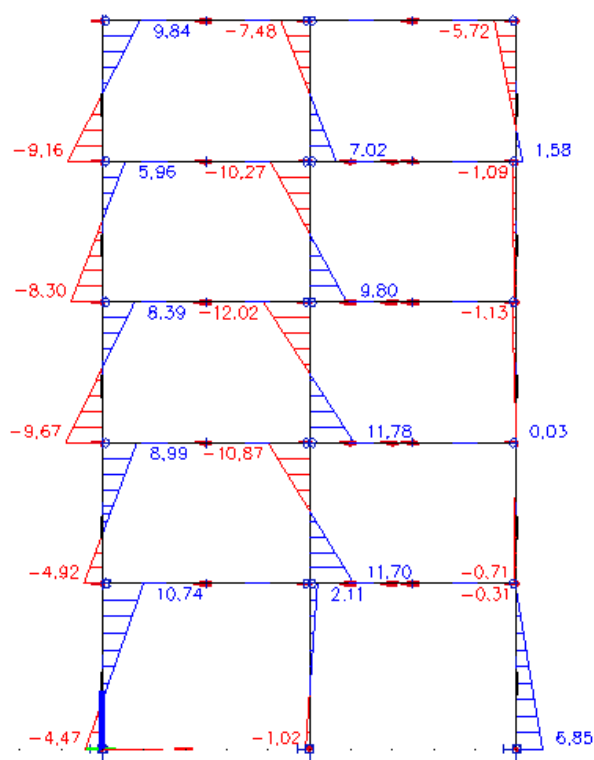
Slika 33: Momenti M_y na stebrih za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



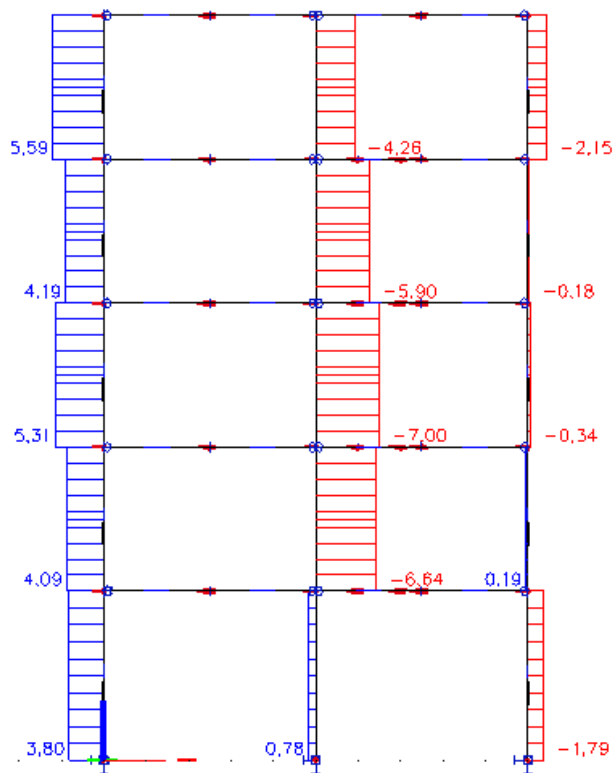
Slika 34: Osne sile N na stebrih za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



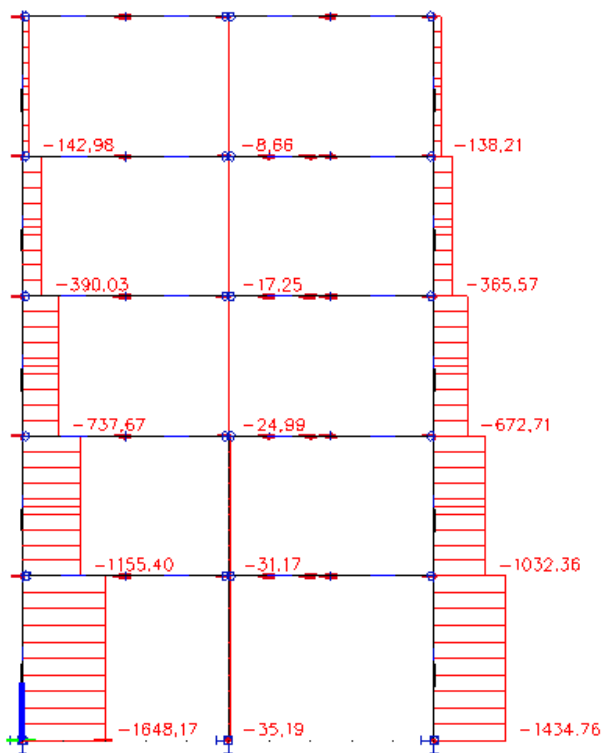
Slika 35: Prečne sile V_z na stebrih za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



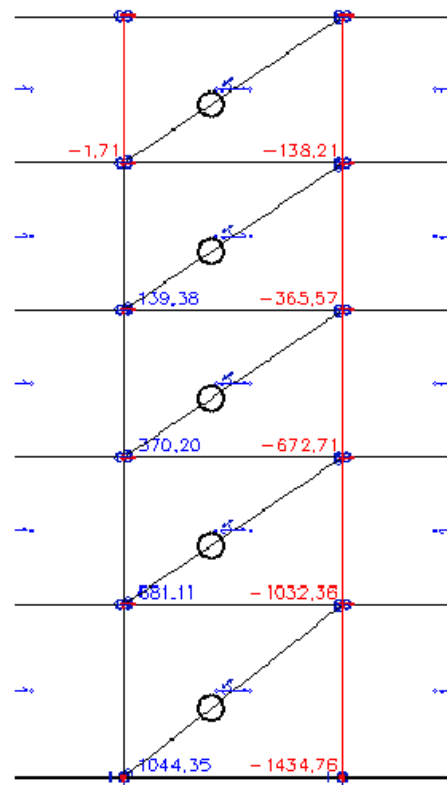
Slika 36: Momenti M_y na stebrih za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



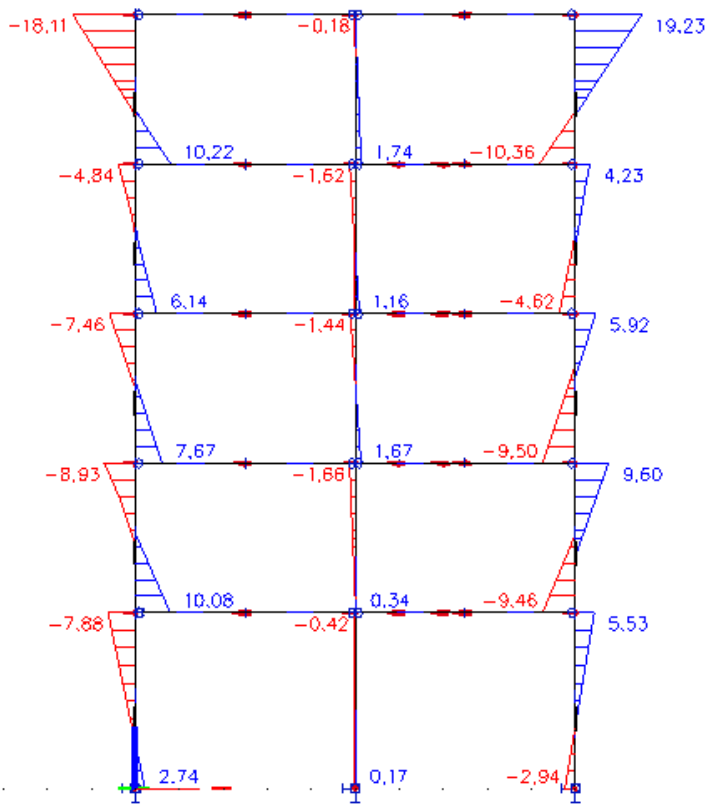
Slika 37: Prečna sila V_z na stebrih za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



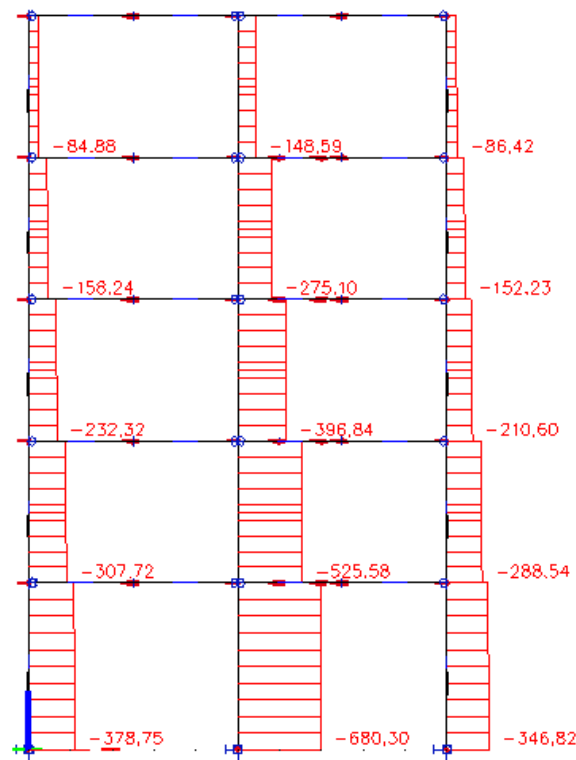
Slika 38: Osne sile N na stebrih za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



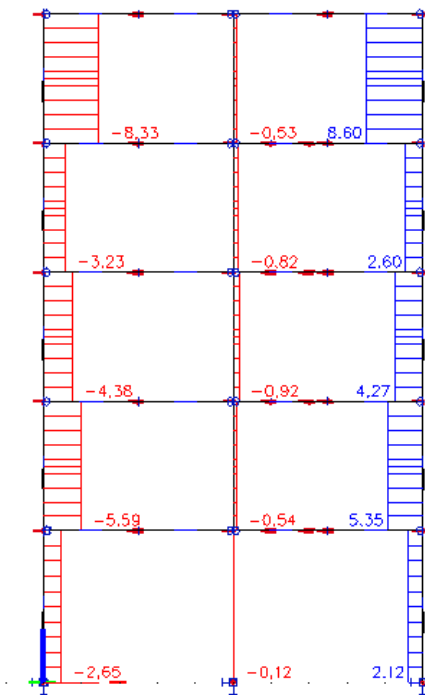
Slika 39: Ovojnica osnih sil N za stebre v okviru s povezjem pri potresni obtežbi v smeri y



Slika 40: Momenti M_y v stebrih za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

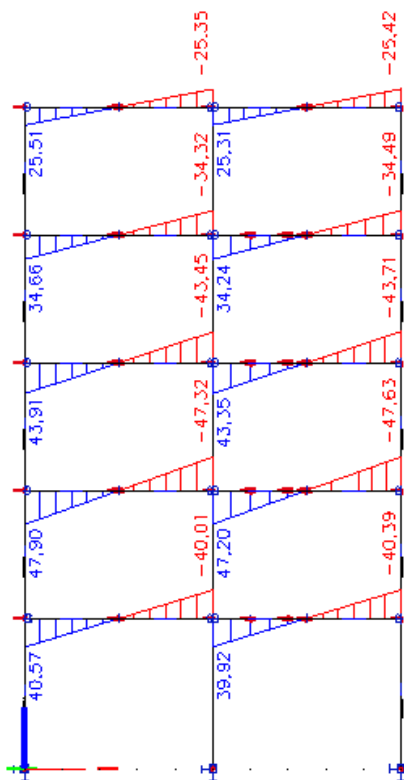


Slika 41: Osne sile v stebrih za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

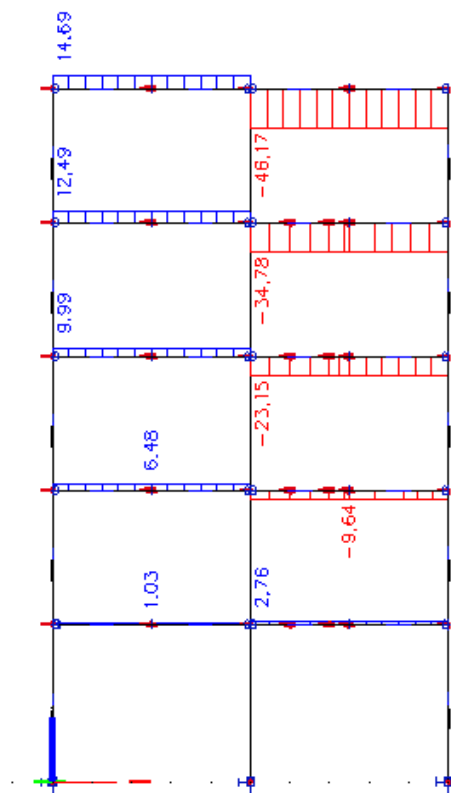


Slika 42: Prečne sile V_z v stebrih za gravitacijski del obteže na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

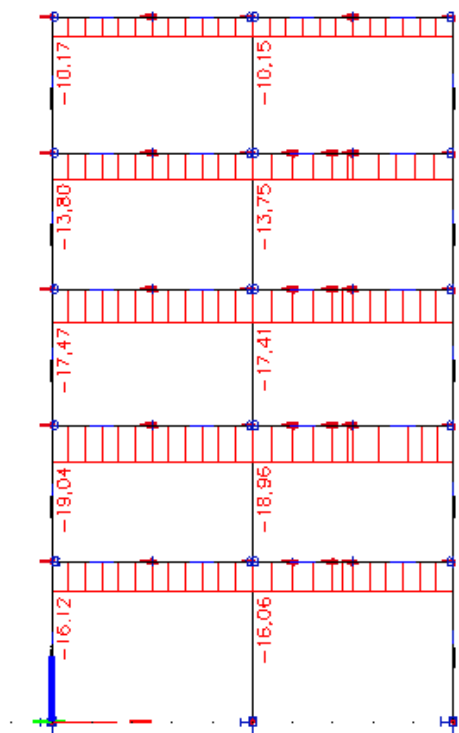
5.2.2 Prečke



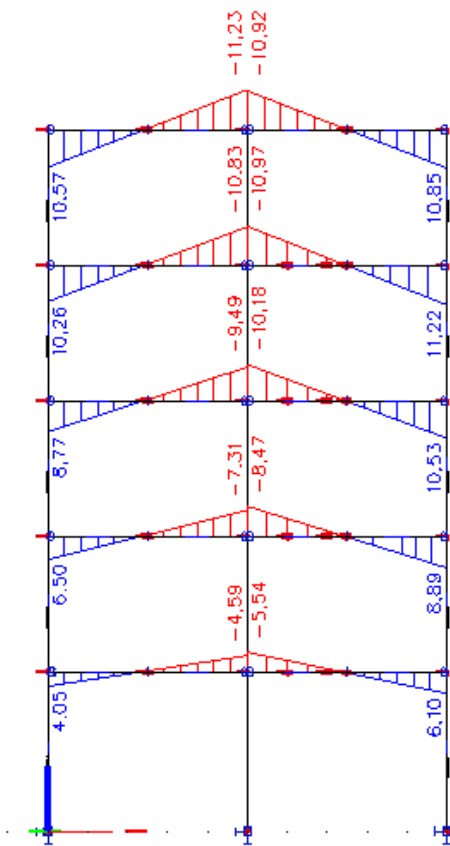
Slika 43: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



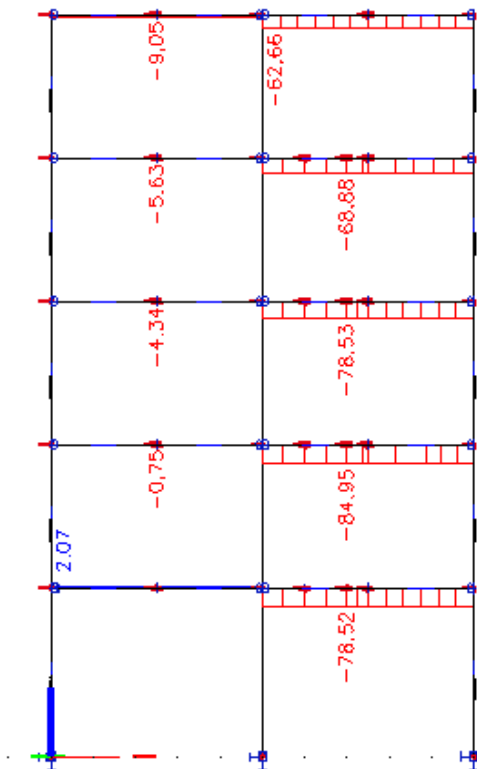
Slika 44: Osne sile N na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



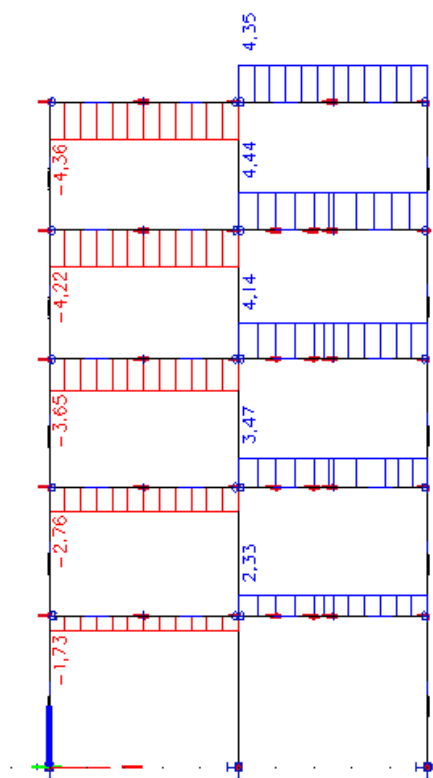
Slika 45: Prečne sile V_z na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



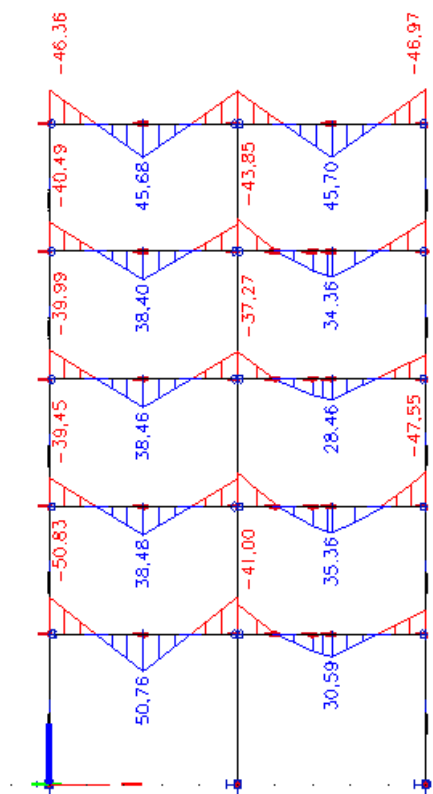
Slika 46: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



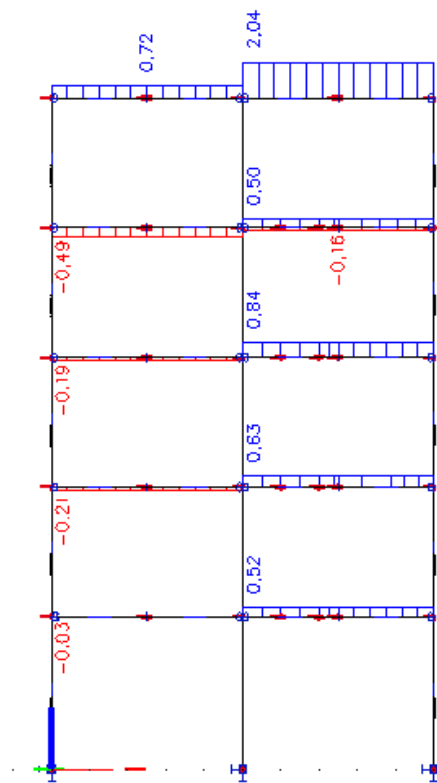
Slika 47: Osne sile N za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



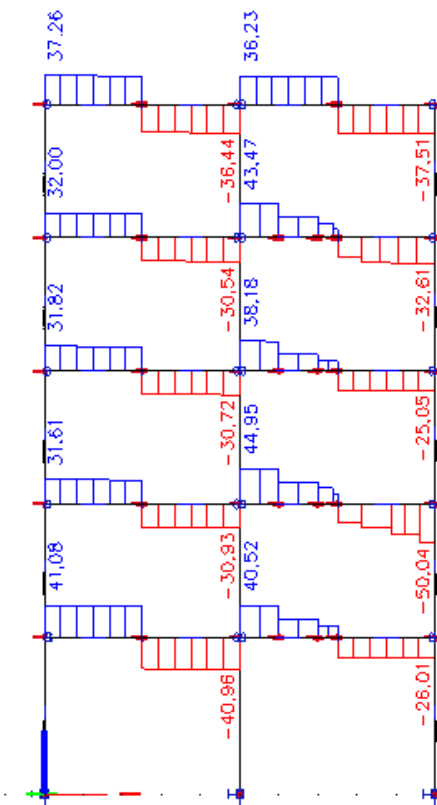
Slika 48: Prečne sile V_z na prečkah za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10\text{ m}$



Slika 49: Momenti M_y v prečkah za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10\text{ m}$



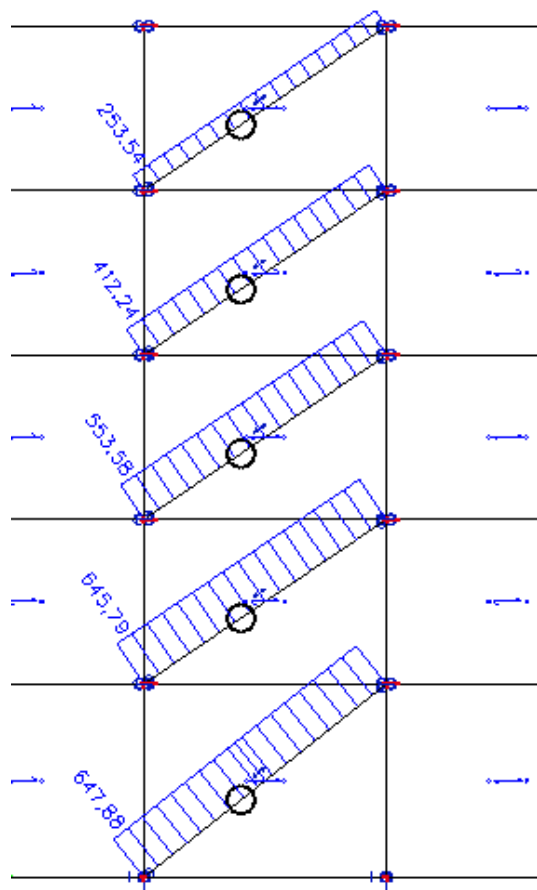
Slika 50: Osne sile N za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m



Slika 51: Prečne sile V_z zaradi gravitacijskega dela potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

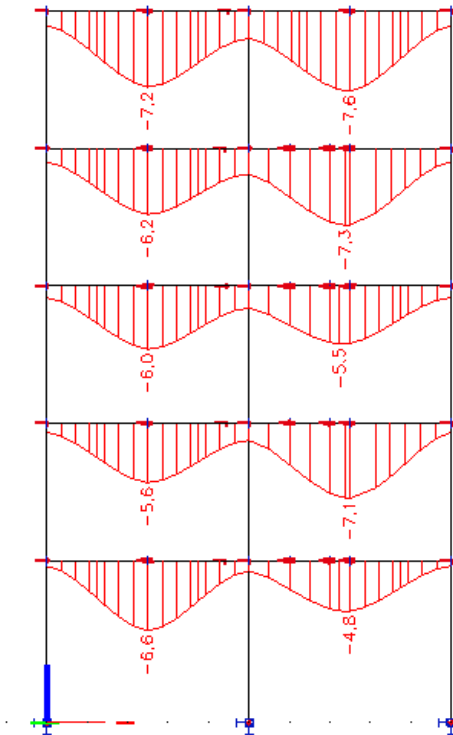
5.2.3 Povezja

Osne sile za povezja so prikazane na okviru na osi A med osema 2 in 3. Ta okvir je tudi najbolj obremenjen.

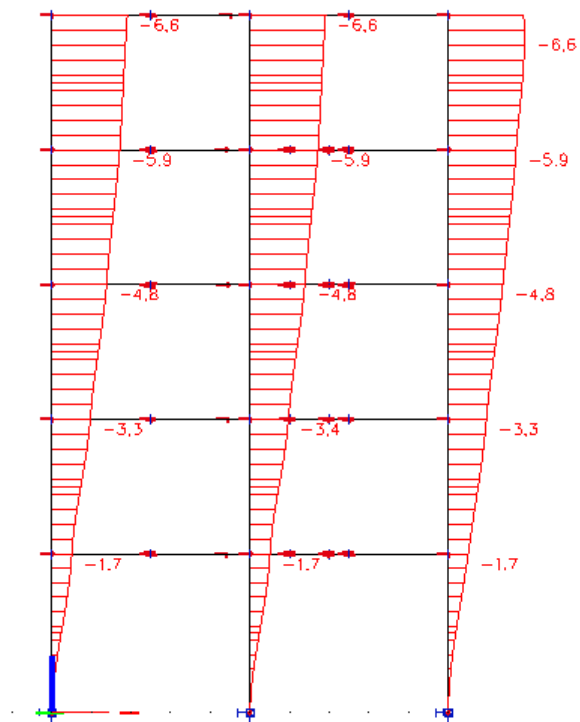


Slika 52: Ovojnica osnih sil N za povezja pri potresni obtežbi v smeri y

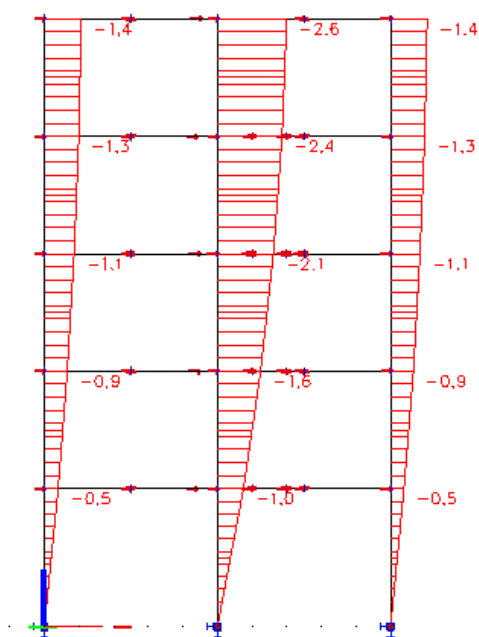
5.3 MSU



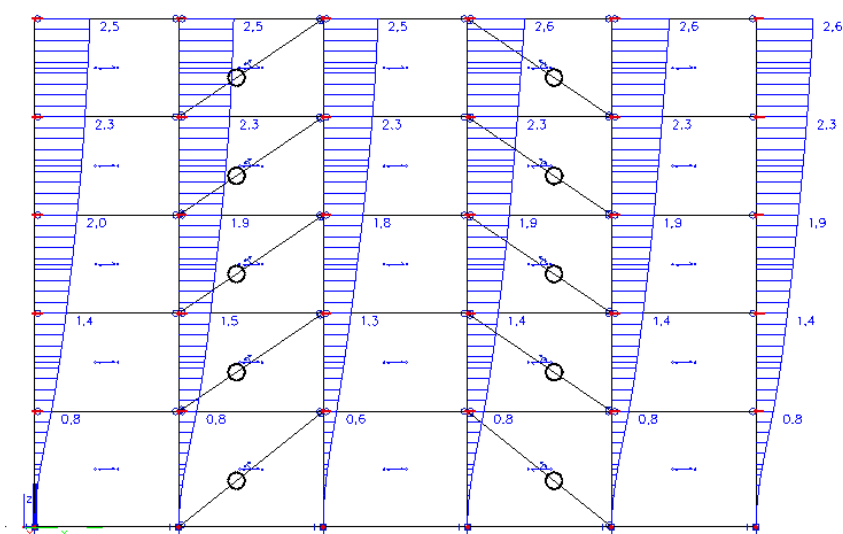
Slika 53: Ovojnica pomikov na nosilcu okvira za MSU na najbolj obremenjenem okviru $y = 10\text{ m}$



Slika 54: Ovojnica pomikov stebrov v smeri z na najbolj obremenjenem okviru za MSU na okviru $y = 10\text{ m}$



Slika 55: Ovojnica pomikov stebrov v smeri x na najbolj obremenjenem okviru za MSU $y = 10$ m



Slika 56: Ovojnica pomikov u_y stebrov v najbolj obremenjenem okviru za MSU $x = 10$ m

6 DIMENZIONIRANJE

6.1 Vpliv teorije II. reda 4.4.2.2 (2)

Vpliva teorije drugega reda ni treba upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

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

θ koeficient občutljivosti za etažne pomike

P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže

V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

h višina etaže

Če velja $0,1 < \theta < 0,2$, se lahko približno upošteva vpliv teorije drugega reda, tako da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem, ki je enak $1/(1 - \theta)$. Vrednost koeficienta θ ne sme biti večja od 0,3.

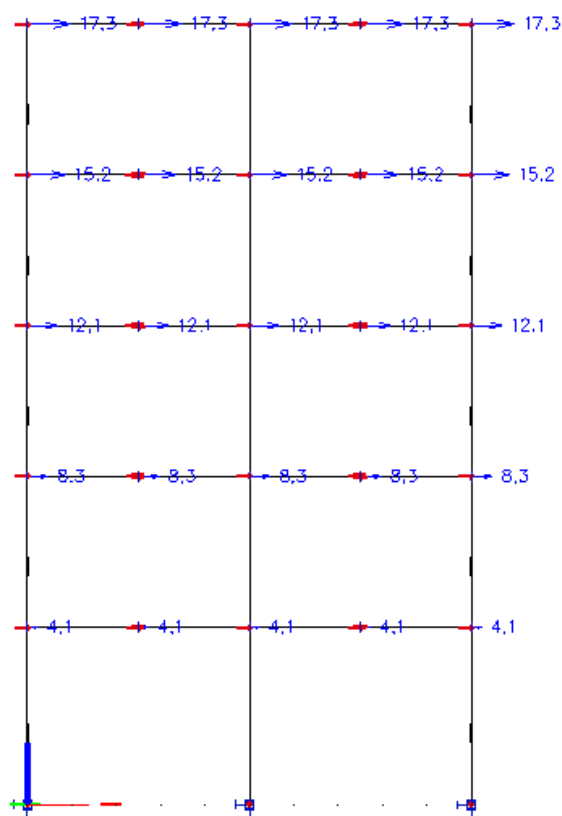
6.1.1 Račun v prečni x smeri

Konstrukcija je obremenjena z obtežno kombinacijo:

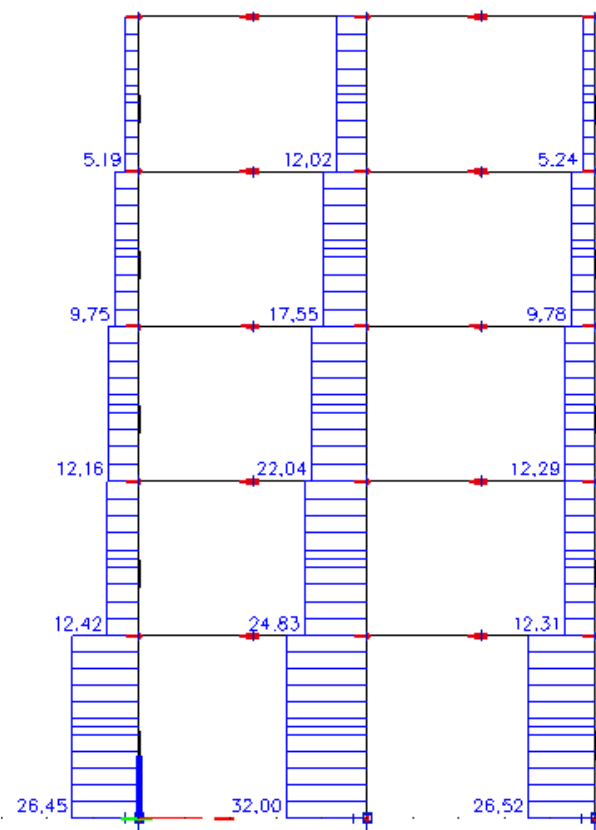
$$1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q_{\text{cel}} + 1,0 \cdot E_x$$

$(1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q_{\text{cel}})$ gravitacijski del obtežbe

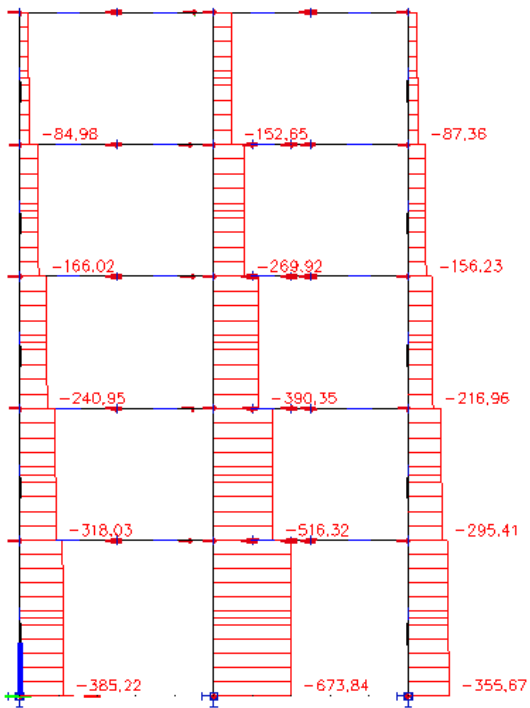
$(1,0 \cdot E_x)$ potresni del obtežbe



Slika 57: Pomiki u_x za potresni del obtežbe



Slika 58: Prečne sile v stebrih za potresni del obtežbe za kontrolo vpliva TDR



Slika 59: Osne sile v stebrih za gravitacijski del obtežbe za kontrolo vpliva TDR

$$P_{\text{tot},i} = \Sigma N_i$$

$$V_{\text{tot},i} = \Sigma V_i$$

$$d_{e,i} = u_i$$

$$d_{e,i} = u_i - u_{(i-1)}$$

$$d_{r,i} = d_{e,i} \cdot q_x$$

$$\theta = \max \left[\frac{P_{\text{tot},i} \cdot d_{r,i}}{V_{\text{tot},i} \cdot h_i} \right]$$

$$k_\theta = 1/(1 - \theta)$$

okvir	faktor obnašanja	
y=10	q_x	6,5

Etaža [i]	Pomiki u_i [m]	Strig V_i [kN]			Oсна sila N_i [kN]		
		Steber 1	Steber 2	Steber 3	Steber 1	Steber 2	Steber 3
5	0,0173	5,19	12,02	5,24	84,98	152,65	87,36
4	0,0152	9,75	17,55	9,78	166,02	269,92	156,23
3	0,0121	12,16	22,04	12,29	240,95	390,35	216,23
2	0,0083	12,42	24,83	12,31	318,03	516,32	295,41
1	0,0041	26,45	32	26,52	385,22	673,84	355,67

$P_{\text{tot}5}$	324,99
$P_{\text{tot}4}$	592,17
$P_{\text{tot}3}$	847,53
$P_{\text{tot}2}$	1129,76
$P_{\text{tot}1}$	1414,73

d_{e5}	0,0021
d_{e4}	0,0031
d_{e3}	0,0038
d_{e2}	0,0042
d_{e1}	0,0041

ϑ_5	0,058118
ϑ_4	0,094646
ϑ_3	0,132438
ϑ_2	0,183037
ϑ_1	0,110929

$V_{\text{tot}5}$	22,45
$V_{\text{tot}4}$	37,08
$V_{\text{tot}3}$	46,49
$V_{\text{tot}2}$	49,56
$V_{\text{tot}1}$	84,97

d_{r5}	0,01365
d_{r4}	0,02015
d_{r3}	0,0247
d_{r2}	0,0273
d_{r1}	0,02665

$\vartheta = \vartheta_2$	0,183037
---------------------------	----------

k_θ	1,2240
------------	--------

Preglednica 19: Kontrola vpliva teorije II. reda v prečni smeri

Potresne vplive v potresnih kombinacijah pomnožimo s faktorjem k_θ .

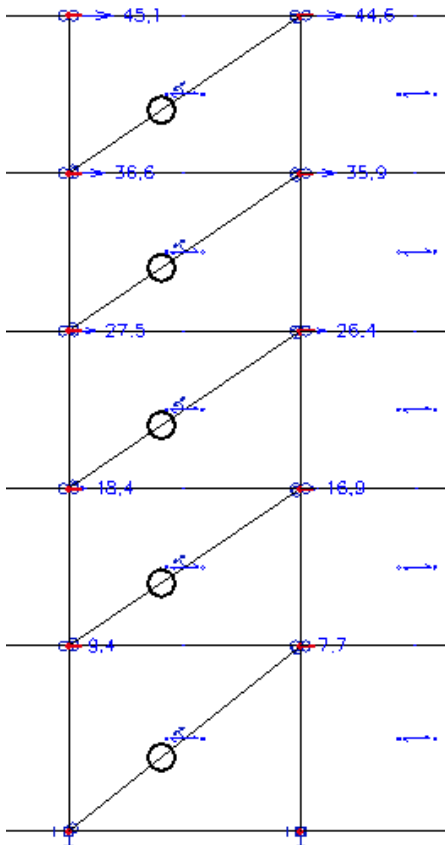
6.1.2 Račun v vzdolžni y smeri

Konstrukcija je obremenjena z obtežno kombinacijo:

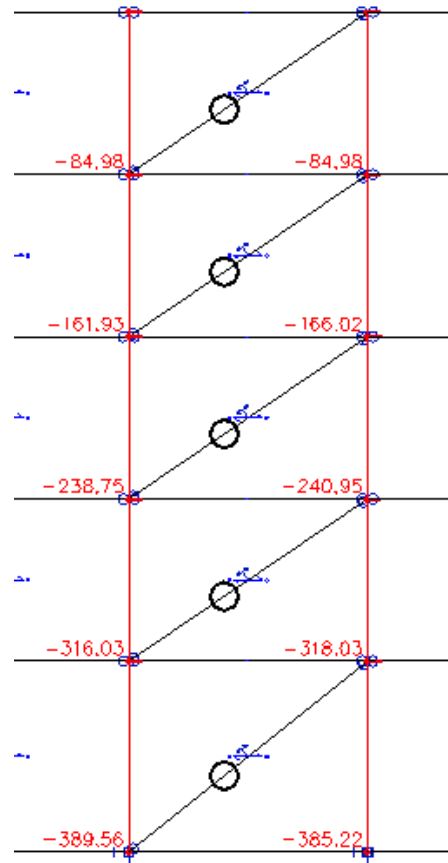
$$1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q_{\text{cel}} + 1,0 \cdot E_y$$

$(1,0 \cdot G + 0,6 \cdot Q_{\text{cel}})$ gravitacijski del obtežbe

$(1,0 \cdot E_y)$ potresni del obtežbe



Slika 60: Pomiki u_y za potresni del obtežbe



Slika 61: Osne sile N za gravitacijski del obtežbe

$$P_{\text{tot},i} = \Sigma N_i$$

$$V_{\text{tot},1} = \Sigma V_i$$

$$V_{\text{tot},2} = \Sigma V_i - V_1$$

$$V_{\text{tot},3} = \Sigma V_i - V_1 - V_2$$

$$d_{e,1} = u_1$$

$$d_{e,i} = u_i - u_{(i-1)}$$

$$d_{r,i} = d_{e,i} \cdot q_x$$

$$\theta = \max \left[\frac{P_{\text{tot},i} \cdot d_{r,i}}{V_{\text{tot},i} \cdot h_i} \right]$$

Okvir		Faktor obnašanja	
x = 10		q _x	4

Etaža [i]	Pomiki [mm]	Potresne sile [V _i]	Osna sila [N _i]		Višina etaže [h _i]
5	0,0449	415	84,98	84,98	3,4
4	0,0363	315	161,93	166,02	3,4
3	0,0270	243	238,75	240,95	3,4
2	0,0177	166	316,03	318,03	3,4
1	0,0086	100	389,56	385,22	4

P _{tot5}	169,96
P _{tot4}	327,95
P _{tot3}	479,7
P _{tot2}	634,06
P _{tot1}	774,78

d _{e5}	0,0086
d _{e4}	0,0093
d _{e3}	0,0093
d _{e2}	0,0091
d _{e1}	0,00855

ϑ ₅	0,0083
ϑ ₄	0,0098
ϑ ₃	0,0108
ϑ ₂	0,0119
ϑ ₁	0,0107

V _{tot5}	207,5
V _{tot4}	365,0
V _{tot3}	486,5
V _{tot2}	569,5
V _{tot1}	619,5

d _{r5}	0,0344
d _{r4}	0,0372
d _{r3}	0,0372
d _{r2}	0,0364
d _{r1}	0,0342

ϑ = ϑ ₂	0,0119
--------------------	--------

Preglednica 20: Kontrola vpliva teorije II. reda v vzdolžni smeri

Vpliva teorije II. reda v vzdolžni smeri ni potrebno upoštevati, ker je $\theta = 0,012 \leq 0,10$.

6.2 Dimenzioniranje po EC3

6.2.1 Dimenzioniranje prečke IPE 270

Kontrola kompaktnosti

- stojina, tlak 1. razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{219 \text{ mm}}{6,6 \text{ mm}} = 33 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \quad \checkmark$$

- pasnica, tlak, 1. razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{67,5 \text{ mm} - 3,3 \text{ mm} - 15 \text{ mm}}{10,2 \text{ mm}} = 4,8 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \quad \checkmark \rightarrow \text{prerez je v 1. razredu kompaktnosti.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Kontrola prečke za $M_{y,Ed,max}$ za MSN.

$M_{y,Ed,max} = 11244 \text{ kNcm}$ (Slika 30)

$N_{x,Ed,prip} = -5,52 \text{ kN}$ (slik pripadajočih obremenitev ni)

IPE 270		
N_{Ed}	5,52	kN
$M_{y,Ed}$	11244	kNcm
$M_{z,Ed}$	0	kNm
f_y	23,5	kN/cm ²
A_i	45,9	cm ²
I_y	5790	cm ⁴
I_z	420	cm ⁴
$W_{y,pl}$	484	cm ³
W_z	62,2	cm ³
i_y	11,23	cm
i_z	3,02	cm
I_t	15,9	cm ⁴
I_w	70580	cm ⁶
$z_g = h/2$	13,5	cm

$\bar{\lambda}_y$	0,47	>0,2
l_u	500	
χ_y	0,89	b krivulja

$\bar{\lambda}_z$	0,88	>0,2
l_u	250	
χ_z	0,66	b krivulja

χ_{LT}	1	
C_{my}	0,9	
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,25	<0,4
$L_{u,LT}$	250	cm

M_{cr}	14630	kNcm
C_1	0,94	
C_2	0,76	
k_z	0,5	
k_w	1	

λ_1	93,9	
E	21000	kN/cm ²
G	8100	kN/cm ²
γ_{M1}	1	

k_{yy}	0,91	
k_{zy}	0,55	

Kontrola stabilnosti tlačno in upogibno obremenjenih elementov

0,91	<	1	✓
0,55	<	1	✓

Preglednica 21: Kontrola interakcije upogiba, uklona in bočne zvrnitve

6.2.2 Dimenzioniranje stebra HEA 400

Kontrola kompaktnosti

- stojina, tlak 1. razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{298 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} = 27 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \quad \checkmark$$

- pasnica, tlak, 1. razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{150 \text{ mm} - 5,5 \text{ mm} - 27 \text{ mm}}{19 \text{ mm}} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,3 \quad \checkmark$$

→ prerez je v 1. razredu kompaktnosti

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

Kontrola robnega stebra za $M_{y,Ed,max}$ za MSN v okviru $y = 10 \text{ m}$

$M_{y,Ed,max} = 10130 \text{ kNcm}$ (Slika 27)

$N_{x,Ed,prip} = -151,8 \text{ kN}$ (slik pripadajočih obremenitev ni)

HEA 400		
N_{Ed}	151,8	kN
$M_{y,Ed}$	10130	kNcm
$M_{z,Ed}$	0	kNm
f_y	23,5	kN/cm ²
A_i	159	cm ²
I_y	45070	cm ⁴
I_z	8560	cm ⁴
W_y	2310	cm ³
W_z	571	cm ³
i_y	16,8	cm
i_z	7,3	cm
I_t	189	cm ⁴
I_w	2942000	cm ⁶

$\bar{\lambda}_y$	0,25	<0,2
$I_{u,y}$	400	
χ_y	0,98	

$\bar{\lambda}_z$	0,58	>0,2
$I_{u,z}$	400	
χ_z	0,84	

χ_{LT}	1	
C_{mv}	0,9	
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,06	<0,4
$L_{u,LT}$	400	cm

M_{cr}	667557,2	kNcm
C_1	1,92	
k_z	0,7	
k_w	1	
λ_1	93,9	
E	21000	kN/cm ²
G	8100	kN/cm ²
y_{M1}	1	

k_{yy}	0,90	
k_{zy}	0,00	

Kontrola stabilnosti tlačno in upogibno obremenjenih elementov

0,21	<	1	✓
0,048	<	1	✓

Preglednica 22: Kontrola stebra po EC3 za MSN

Kontrola srednjega stebra za $N_{x,Ed,max}$ za MSN v okviru $y = 10$ m

$N_{x,Ed,max} = -1336$ kN (Slika 28)

$M_{y,Ed,prip.} = 2,5$ kNcm (slik pripadajočih obremenitev ni)

HEA 400		
N_{cd}	1336	kN
$M_{y,Ed}$	250	kNcm
$M_{z,Ed}$	0	kNm
f_y	23,5	kN/cm ²
A_i	159	cm ²
I_y	45070	cm ⁴
I_z	8560	cm ⁴
W_y	2310	cm ³
W_z	571	cm ³
i_y	16,8	cm
i_z	7,3	cm
I_t	189	cm ⁴
I_w	2942000	cm ⁶

$\bar{\lambda}_y$	0,25	<0,2
$I_{u,y}$	400	cm
χ_y	0,98	

$\bar{\lambda}_z$	0,58	>0,2
$I_{u,z}$	400	cm
χ_z	0,92	

χ_{LT}	1	
C_{my}	0,9	
$\bar{\lambda}_{u,LT}$	0,06	<0,4
$L_{u,LT}$	400	cm

M_{cr}	667557,2	kNcm
C_1	1,92	
k_z	0,7	
k_w	1	
λ_1	93,9	
E	21000	kN/cm ²
G	8100	kN/cm ²
y_{M1}	1	

k_{yy}	0,92	
k_{zy}	0,00	

Kontrola stabilnosti tlačno in upogibno obremenjenih elementov

0,36	<	1	✓
0,43	<	1	✓

Preglednica 23: Kontrola stebra po EC3 za MSN

6.3 Dimenzioniranje na potresno obtežbo

» Pomične okvire je treba projektirati tako, da se plastični členki tvorijo v nosilcih, ne pa v stebrih.

Izpolnjen mora biti pogoj:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}$$

M_{Rc} vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču.

M_{Rb} vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. « [14]

Material

Izberemo material S235.

$$f_y = 23,5 \text{ kN/m}^2$$

Lokalna duktilnost

Kontrole za lokalno duktilnost so že pri dimenzioniranju po EC3.

Globalna duktilnost

$$M_{pl,y,Rd,c} = W_{pl,Rd,c} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2562 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 60207 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,y,Rd,b} = W_{pl,Rd,b} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 484 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 11374 \text{ kNcm}$$

$$2 \cdot M_{pl,y,Rd,c} = 2 \cdot 60207 \text{ kNcm} = 120414 \text{ kNcm} \geq 2 \cdot 1,3 \cdot M_{pl,y,Rd,b} = 2 \cdot 1,3 \cdot 11374 \text{ kNcm} = 29572 \text{ kNcm} \checkmark - \text{srednji steber}$$

$$2 \cdot M_{pl,y,Rd,c} = 2 \cdot 60207 \text{ kNcm} = 120414 \text{ kNcm} \geq 1,3 \cdot M_{pl,y,Rd,b} = 1,3 \cdot 11374 \text{ kNcm} = 14786 \text{ kNcm} \checkmark$$

- robni steber

6.3.1 Dimenzioniranje stebrov

Dimenzioniranje stebrov po EC8

Stebre je treba na tlačno obremenitev preveriti ob upoštevanju najbolj neugodne kombinacije tlačne sile in upogibnih momentov.

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

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

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

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) tlačna osna sila (oz. upogibni moment in prečna sila) v stebru zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v potresno projektno stanje

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) tlačna osna sila (oz. upogibni moment in prečna sila) v stebru zaradi projektних potresnih vplivov

γ_{OV} faktor dodatne nosilnosti ($\gamma_{OV} = 1,0$ ker so stebri iz boljšega jekla (S355) kot prečke (S235))

Ω najmanjša vrednost $\Omega_i = M_{pl,i} / M_{Ed,i}$ za vse nosilce z območji sipanja; $M_{Ed,i}$ je projektna vrednost upogibnega momenta v nosilcu i za potresno projektno stanje in $M_{pl,Rd,i}$ je pripadajoča plastična upogibna nosilnost

$$M_{Ed,i} = M_G + k_\delta \cdot M_{E,x} + 0,3 \cdot M_{E,y} = 47,6 \text{ kNm} + 1,22 \cdot 44,4 \text{ kNm} + 0,3 \cdot 7,4 \text{ kNm} = 104,0 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,Rd,b} = 114 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 112 \text{ kNm (str. 58)}$$

$$\Omega_i = M_{pl,y,Rd,b} / M_{Ed,max} = 114 \text{ kNm} / 112 \text{ kNm} = 1,02$$

Prerez stebra ob vpetju (1-1) in na višini 4m (2-2).

Izbran je steber z $N_{x,max}$ in $M_{y,prp}$.

$$M_{Ed}^{1-1} = 2,94 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,02 \cdot (0,3 \cdot 1,22 \cdot 129,6 \text{ kNm} + 6,85 \text{ kNm}) = 63,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^{2-2} = 5,53 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,02 \cdot (0,3 \cdot 1,22 \cdot 10,9 \text{ kNm} + 0 \text{ kNm}) = 10,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed}^{2-2} = N_{Ed}^{1-1} = 2039 \text{ kN (Error! Reference source not found.)}$$

$$V_{Ed}^{1-1} = V_{Ed}^{2-2} = 2,1 + 1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,02 \cdot (0,3 \cdot 1,22 \cdot 29,7 \text{ kN} + 1,8 \text{ kN}) = 16,3 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 159 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 3737 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2562 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 602,1 \text{ kNm}$$

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

$$\frac{2039 \text{ kN}}{3737 \text{ kN}} + \frac{63,8 \text{ kNm}}{602,1 \text{ kNm}} = 0,65$$

Kontrola strižne napetosti

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

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,0}}$$

$$V_{pl,Rd} = 57,4 \text{ cm}^2 \cdot \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$V_{pl,Rd} = 1176 \text{ kN}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2btf + (tw + 2r)tf \\ \eta \cdot hw \cdot tw \end{array} \right\}$$

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} 159 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 1,9 \text{ cm} + (1,1 \text{ cm} + 2 \cdot 2,7 \text{ cm}) \cdot 1,9 \text{ cm} = 57,4 \text{ cm}^2 \\ 1,2 \cdot 35,2 \text{ cm} \cdot 1,1 \text{ cm} = 46,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_v = 57,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{16,3 \text{ kN}}{1176 \text{ kN}} = 0,014 \leq 0,5$$

Panel stojine stebra

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

$V_{wp,Ed}$ projektna strižna sila v panelu stojine stebra, izračunana ob upoštevanju plastične odpornosti bližnjih območij sipanja v nosilcih ali spojih

$V_{wp,Rd}$ strižna odpornost panela stojine. Vpliva osnih sil in upogibnih momentov na plastično strižno nosilnost panela stojine ni treba upoštevati.

$$V_{wp,Ed} \approx \frac{M_{pl,y,Rd,b}}{z} = \frac{W_{IPE270,pl} \cdot f_y}{h-t_f} = \frac{484 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{27 \text{ cm} - 1,2 \text{ cm}} = 441 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{\eta \cdot d \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{1,2 \cdot 21,9 \text{ cm} \cdot 0,66 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 235,3 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{441 \text{ kN}}{235,3 \text{ kN}} = 1,9 \geq 1,0 \text{ pogoj ni izpolnjen}$$

Ojačan strižni panel

$$t_w = \frac{V_{wp,Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}}{\eta \cdot d \cdot f_y} = \frac{441 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{1,2 \cdot 21,9 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2} = 1,24 \text{ cm}$$

Izberemo pločevino debeline 2x8 mm, ki se pritrdi na vsako stran stebra.

Za stebre uporabimo jeklo S355.

6.3.2 Dimenzioniranje prečke

V plastičnih členkih nosilcev se zagotovi, da osne in prečne sile ne povzročijo zmanjšanja polnoplastične upogibne nosilnosti in rotacijske kapacitete. Za prečne prereze 1. in 2. razreda kompaktnosti se preverijo naslednje neenačbe:

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

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

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

Kontrolo izvedemo na najbolj obremenjeni prečki (Slika 43: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10$ m

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 47,55 \text{ kNm} + 1,22 \cdot 47,63 \text{ kNm} + 0,3 \cdot 8,89 \text{ kNm} = 108,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 0,63 \text{ kN} + 1,22 \cdot 9,64 \text{ kN} + 0,3 \cdot 3,47 \text{ kN} = 37,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 50,04 \text{ kN} + 1,22 \cdot 18,96 \text{ kN} + 0,3 \cdot 2,9 \text{ kN} = 74,0 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 113,7 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,9 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1078,7 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,0}}$$

$$A_v = \max \left\{ \frac{A - 2btf + (tw + 2r)tf}{\eta \cdot hw \cdot tw} \right\}$$

$$A_v = \max \left\{ \frac{45,9 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 13,5 \text{ cm} \cdot 1,02 \text{ cm} + (0,66 \text{ cm} + 2 \cdot 1,5 \text{ cm}) \cdot 1,02 \text{ cm}}{1,2 \cdot 25,0 \text{ cm} \cdot 0,66 \text{ cm}} = 22,1 \text{ cm}^2 \right\}$$

$$V_{pl,Rd} = 22,1 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0}$$

$$V_{pl,Rd} = 300 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{108,3 \text{ kNm}}{113,7 \text{ kNm}} = 0,95 \leq 1,0 \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{37,9 \text{ kN}}{1078,7 \text{ kN}} = 0,035 \leq 0,15 \checkmark$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{74,0 \text{ kN}}{300 \text{ kN}} = 0,25 \leq 0,5 \checkmark$$

Kontrola prečke po EC3 za $M_{y,Ed,max}$ za potresno obtežbo.

$M_{y,Ed,max} = k_{\delta} \cdot M_{y,potresx} + 0,3 \cdot M_{y,potresy} + M_{y,G} = 1,22 \cdot 4790 \text{ kNcm} + 0,3 \cdot 650 \text{ kNcm} + 3945 \text{ kNcm} = 9984 \text{ kNcm}$ (Slika 43: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežbo v smeri x na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$, Slika 46: Momenti M_y na prečkah za potresno obtežbo v smeri y na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$ in Slika 49: Momenti M_y v prečkah za gravitacijski del potresne obtežbe na najbolj obremenjenem okviru $y = 10 \text{ m}$)

$N_{x,Ed,rip} = k_{\delta} \cdot N_{x,rip,potresx} + 0,3 \cdot N_{x,rip,potresy} = 1,22 \cdot 6,48 \text{ kN} + 0,3 \cdot 0,75 \text{ kN} = 8,1 \text{ kN}$ (slik pripadajočih količin ni).

IPE 270		
N_{ed}	8,1	kN
$M_{y,Ed}$	9984	kNcm
$M_{z,Ed}$	0	kNm
f_y	23,5	kN/cm ²
A_i	45,9	cm ²
I_y	5790	cm ⁴
I_z	420	cm ⁴
$W_{y,pl}$	484	cm ³
W_z	62,2	cm ³
i_y	11,23	
i_z	3,02	
I_t	15,9	cm ⁴
I_w	70580	cm ⁶
$z_g=h/2$	13,5	cm

$\bar{\lambda}_y$	0,24	>0,2
l_u	500	cm
χ_y	0,89	b krivulja

$\bar{\lambda}_z$	0,62	>0,2
l_u	250	cm
χ_z	0,66	b krivulja

χ_{LT}	1	
C_{my}	0,9	
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,18	<0,4
$l_{u,LT}$	250	cm

M_{cr}	14630	kNcm
C_1	0,94	
C_2	0,76	
k_z	0,5	
k_w	1	

λ_1	93,9	
E	21000	kN/cm ²
G	8100	kN/cm ²
y_{M1}	1	

k_{yy}	0,92	
k_{zy}	0,55	

0,82	<	1	✓
0,50	<	1	✓

Preglednica 24: Kontrola prečke po EC3 za potresno obtežbo

6.3.3 Dimenzioniranje povezij

» Okvire s centričnim povezjem je treba projektirati tako, da plastifikacija nateznih diagonal nastopi pred porušitvijo spojev in pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev in stebrov. Diagonalni elementi povezij morajo biti razporejeni tako, da ima konstrukcija pri spreminjanju smeri delovanja vodoravne obtežbe podobne deformacijske lastnosti v vseh nadstropjih in v vseh zavetrovanih smereh. Pri gravitacijski obtežbi je treba predpostaviti, da samo nosilci in stebri prenašajo obtežbo, vpliv diagonal povezij pa se ne upošteva. Pri potresnih vplivih je pri elastični globalni analizi treba upoštevati samo natezne diagonale. V okvirih s centričnimi povezji, z razporedom diagonal različnim od razporeda X, je relativna vitkost omejena z izrazom: $\bar{\lambda} \leq 2,0$

Da se zagotovi enakomerno sipanje energije v diagonalah, se sme največja vrednost faktorja dodatne nosilnosti Ω_i , razlikovati od najmanše vrednosti Ω za največ 25 %. « [14]

$$\frac{A^+ + A^-}{A^+ + A^-} \leq 0,05; A^+ = A^- \text{ (enaki diagonalni) } \checkmark$$

Največje osne sile v povezjih po etažah (Slika 52: Ovojnica osnih sil N za povezja pri):

$$N_{Ed1} = 647,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,2} = 645,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,3} = 553,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,4} = 412,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,5} = 253,5 \text{ kN}$$

Potrebni prerezi

$$A_1 \geq \frac{N_i \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_1 \geq \frac{647,9 \text{ kN} \cdot 1,0}{23,5 \text{ kN/cm}^2} = 27,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{RHS } 180/180/8 \text{ } A_{dej} = 52,8 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq \frac{645,8 \text{ kN} \cdot 1,0}{23,5 \text{ kN/cm}^2} = 27,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{RHS } 180/180/8 \text{ } A_{dej} = 52,8 \text{ cm}^2$$

$$A_3 \geq \frac{553,6 \text{ kN} \cdot 1,0}{23,5 \text{ kN/cm}^2} = 23,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{RHS } 160/160/8 \text{ } A_{dej} = 46,4 \text{ cm}^2$$

$$A_4 \geq \frac{412,2 \text{ kN} \cdot 1,0}{23,5 \text{ kN/cm}^2} = 17,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{RHS } 140/140/6 \text{ } A_{dej} = 31,2 \text{ cm}^2$$

$$A_5 \geq \frac{253,5 \text{ kN} \cdot 1,0}{23,5 \text{ kN/cm}^2} = 10,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{RHS } 100/100/6 \text{ } A_{dej} = 21,6 \text{ cm}^2$$

Relativna vitkost

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{u,i}}{i_i \cdot \lambda_1} \leq 2,0$$

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{640,3 \text{ cm}}{6,9 \text{ cm} \cdot 93,9} = 0,99 \checkmark$$

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{604,6 \text{ cm}}{6,9 \text{ cm} \cdot 93,9} = 0,93 \checkmark$$

$$\bar{\lambda}_3 = \frac{604,6 \text{ cm}}{6,1 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,06 \checkmark$$

$$\bar{\lambda}_4 = \frac{604,6 \text{ cm}}{5,4 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,19 \checkmark$$

$$\bar{\lambda}_5 = \frac{604,6 \text{ cm}}{3,5 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,84 \checkmark$$

Dodatna nosilnost

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$$\Omega_1 = \frac{A_1 \cdot f_y}{N_{Ed,1}} = \frac{52,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{647,9 \text{ kN}} = 1,9$$

$$\Omega_2 = \frac{A_2 \cdot f_y}{N_{Ed,2}} = \frac{52,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{645,8 \text{ kN}} = 1,9$$

$$\Omega_3 = \frac{A_3 \cdot f_y}{N_{Ed,3}} = \frac{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{553,6 \text{ kN}} = 2,0$$

$$\Omega_4 = \frac{A_4 \cdot f_y}{N_{Ed,4}} = \frac{31,2 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{412,2 \text{ kN}} = 1,8$$

$$\Omega_5 = \frac{A_5 \cdot f_y}{N_{Ed,5}} = \frac{21,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{253,5 \text{ kN}} = 2,0$$

$$\frac{\Omega_{MAX}}{\Omega_{MIN}} = \frac{\Omega_4}{\Omega_1} = \frac{2,0}{1,9} = 1,05 \leq 1,25 \checkmark$$

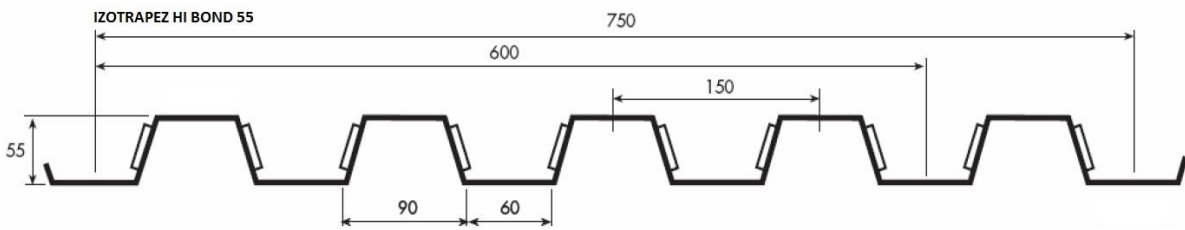
Pogoj je izpolnjen, ker se najmanjša in največja vrednost dodatne nosilnosti ne razlikujeta za več kot 25 %.

7 MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

Medetažna konstrukcija je sovprežna plošča podprta s sovprežnimi nosilci. Dimenzionirana je z uporabo tabel iz [17].

Sovprežna plošča je plošča, pri kateri se profilirana jeklena pločevina prvotno uporabi kot stalni opaz, nato pa se konstrukcijo poveže s strjenim betonom in deluje kot natezna armatura dokončanega stropa. V ploščo se praviloma doda še armatura za raznos obtežbe, ki se jo položi direktno na pločevino. S to armaturo povečamo tudi požarno odpornost plošče.

Uporabimo pločevino HI-BOND 55 debeline $t = 0,8 \text{ mm}$.



Slika 62: Pločevina HI-Bond 55 <http://www.izotrapezi.eu>

Izberem metodo B4 pri kateri se strižna nosilnost pločevine ne upošteva. Sidranje je izvedeno z Nelson čepi $\phi 19$. Debelina plošče $h = 14$ cm. Razdalja med sovprežnimi nosilci je $L_S = 250$ cm.

B4 KS1/1 $\phi 19 + Q257 + TP$

KS1/1 čepi so privarjeni v vsakem valu

$\phi 19$ premer čepov

Q257 tip armaturne mreže v sovprežni plošči

TP upošteva se trenje na podpori

beton C25/30

konstrukcijsko jeklo 235

armatura S500

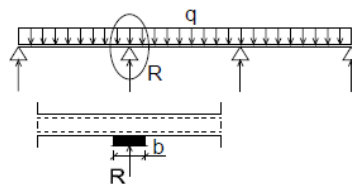
pločevina HI-Bond $t = 0,8$ mm, $f_{i,k} = 25$ kN/m²

Obtežbe:

Lastna teža betona in pločevine $g_1 = 2,91$ kN/m²

Lokalno kopičenje betona pri betoniranju $q_{lk} = 0,75$ kN/m²

7.1 Dopustni razponi HI-BOND pločevine v vlogi opaža



Mejna stanja nosilnosti

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

Preglednica 25: Dopustni razponi HI-Bond pločevine v vlogi opaža (v centimetrih) [17]

$h = 14 \text{ cm} \rightarrow L_{s,\min} = 230 \text{ cm} < 250 \text{ cm} \rightarrow$ Konstrukcijo je potrebno začasno podpreti z eno podporo.

Mejno stanje uporabnosti (upogibki)

h (cm)	L _{DOV} (cm)
12	278
14	261
16	248
18	237

Preglednica 26: Mejno stanje uporabnosti (upogibki) [17]

$h = 14 \text{ cm} \rightarrow L_{DOV} = 261 \text{ cm} > L_S = 250 \text{ cm} \checkmark$

7.2 Končno stanje**7.2.1 Obtežba in obremenitve**

$$g_i = 2,91 \text{ kN/m}^2$$

$$g_s = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_{Rd} = 1,35 \cdot g_s + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 4,0 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 2 \text{ kN/m}^2 = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

7.2.2 Mejno stanje nosilnosti

pločevina: HI-Bond 55, $t = 0,8 \text{ mm}$, $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$
beton: C 25/30

h(cm)	g _i (kN/m ²)	metoda	P _{Sd MSN} (kN/m ²)												
			3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
12	2,41	B1	395	368	345	326	296	274	256	241	228	217	208	200	193
		B2	464	431	405	383	347	321	299	282	267	254	243	234	225
		B3	471	438	411	388	353	325	304	286	271	258	247	237	229
		B4	522	485	455	430	391	360	336	317	300	286	273	262	253
		B5	588	547	513	485	440	406	379	356	337	321	308	295	284
		B6	626	582	545	515	468	431	402	379	359	342	327	314	302
14	2,91	B1	401	376	354	336	308	285	267	253	240	229	220	211	204
		B2	482	451	425	404	369	342	320	302	287	274	263	253	244
		B3	497	465	438	416	380	353	330	312	296	283	271	260	251
		B4	557	521	492	467	426	395	370	349	331	316	303	291	281
		B5	613	573	541	513	469	434	407	384	364	348	333	320	309
		B6	659	617	581	552	504	467	437	412	391	373	358	344	332

Preglednica 27: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov (v centimetrih) – MSN [17]

Maksimalni razpon za obtežbo 10 kN/m² je 395 cm.

$b_{\max, MSN} = 395 \text{ cm} > b_{dej} = 250 \text{ cm} \checkmark$

7.2.3 Mejno stanje uporabnosti

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

h (cm)	g_l (kN/m ²)	vrsta betona	$P_{sd\ MSU}$ (kN/m ²)											
			2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16
12	2,41	C 20/25	504	470	445	424	406	391	378	367	357	339	322	308
		C 25/30	507	474	448	427	409	394	381	370	359	342	325	311
		C 30/37	511	477	451	430	412	397	384	372	362	344	327	313
		C 35/45	514	481	454	433	415	400	386	375	364	347	329	315
14	2,91	C 20/25	562	528	502	480	461	445	431	418	407	388	372	357
		C 25/30	566	532	505	483	464	448	434	421	410	391	375	359
		C 30/37	570	536	509	486	467	451	437	424	413	394	378	362
		C 35/45	574	540	512	490	471	454	440	427	416	396	380	364

Preglednica 28: Dopustni razponi HI-Bond sovprežnih stropov (v centimetrih) - MSU [17]

Maksimalni razpon za obtežbo 10 kN/m² je 410 cm.

$$b_{\max, MSU} = 410 \text{ cm} > b_{dej} = 250 \text{ cm} \checkmark$$

7.2.4 Dodatna potrebna armatura

7.2.4.1 Negativna armatura nad podporami

Ker kontinuirani sistem sovprežne plošče obravnavamo kot niz prostoležečih plošč je potrebno zagotoviti negativno (zgornjo) armaturo nad podpornimi nosilci (podporami) proti razpokanju betona.

$$A_{\text{neg, arm.}}^{\text{potr}} = 0,004 \cdot 100 \text{ cm} (14 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm}) = 3,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nad podpore je potrebno položiti mrežo Q 385.

7.2.4.2 Armatura za raznos obtežbe

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

$$A_{\text{raznos}}^{\text{potr}} = 0,002 \cdot 100 \text{ cm} (14 \text{ cm} - 5,5) = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Na pločevino je potrebno položiti mrežo Q189.

7.3 Dimenzioniranje sovprežnega nosilca

7.3.1 Kontrola za končno stanje (strjen beton)

Sovprežni nosilec IPE 160.

Med nosilci je razdalja $b = 250$ cm.

$$G_{\text{prof.}} = 15,8 \text{ kg/m}$$

$$g_{\text{prof.}} = 15,8 \text{ kg/m} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,155 \text{ kN/m}$$

$$g_k = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{pl}} = 2,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 7,28 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 5 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,35 (g_{\text{prof.}} + g_{\text{pl}} + g) + 1,5 \cdot q = 1,35 (0,155 \text{ kN/m} + 7,28 \text{ kN/m} + 10 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot 2 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 31,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q_l^2}{8} = \frac{31,0 \text{ kN/m} \cdot (2,5 \text{ m})^2}{8} = 96,9 \text{ kNm}$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_l}{2} = \frac{31,0 \text{ kN/m} \cdot 2,5 \text{ m}}{2} = 78,3 \text{ kN}$$

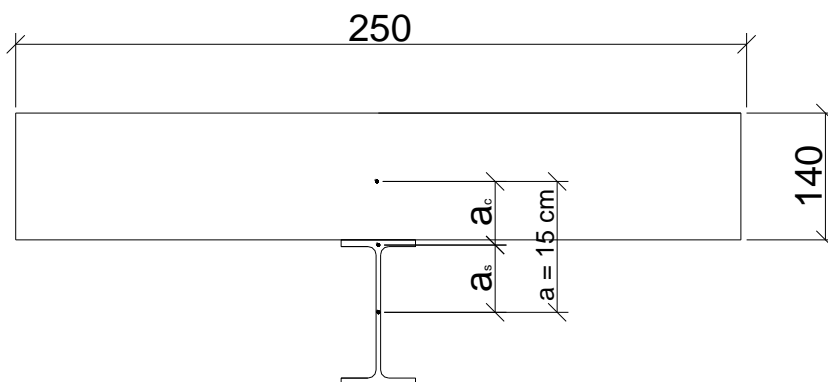
V našem primeru za izračun notranjih sil uporabimo elastično globalno analizo z nerazpokanim prerezom in konstantno sodelujočo širino vzdolž celotnega nosilca. Pri dimenzioniranju po upoštevamo polno plastifikacijo prereza.

Sodelujoča širina – prerez v polju

$$L_e = L = 500 \text{ cm} \rightarrow b_{e1} = \frac{L_e}{8} = \frac{500 \text{ cm}}{8} = 62,5 \text{ cm} \checkmark$$

$$b_{\text{eff1}} = 2 \cdot b_{e1} = 2 \cdot 62,5 \text{ cm} = 125 \text{ cm} \leq 250 \text{ cm} \checkmark$$

Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca



Slika 63: Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca

$$a = \frac{16}{2} + \frac{14}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$A_a = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 14 \text{ cm} \cdot 125 \text{ cm} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$J_a = 869 \text{ cm}^4$$

$$J_c = \frac{125 \text{ cm} \cdot 14^3 \text{ cm}^3}{12} = 28583 \text{ cm}^4$$

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000}{3100} = 6,77$$

$$n_\infty = \frac{E_a}{0,5 E_{cm}} = \frac{21000}{0,5 \cdot 3100} = 13,54$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 20,1 \text{ cm}^2 + \frac{1750 \text{ cm}^2}{13,54} = 149,3 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \cdot \frac{A_c}{A_{sov} \cdot n_\infty} = 15,0 \text{ cm} + \frac{1750 \text{ cm}^2}{149,3 \text{ cm}^2 \cdot 13,54} = 13,0 \text{ cm}$$

$$a_c = a \cdot \frac{A_a}{A_{sov}} = 15,0 \text{ cm} + \frac{20,1 \text{ cm}^2}{149,3 \text{ cm}^2} = 2,02 \text{ cm}$$

$$J_{sov} = J_a + A_a a_a^2 + \left(\frac{J_c + A_c a_c^2}{n_\infty} \right)$$

$$= 869 \text{ cm}^4 + 20,1 \text{ cm}^2 \cdot 13,0^2 \text{ cm}^2 + \left(\frac{28583 \text{ cm}^4 + 1750 \text{ cm}^2 \cdot 2,02^2 \text{ cm}^2}{13,54} \right) = 7390,9 \text{ cm}^4$$

(v polju $t = \infty$)

Izračun obremenitev MSN na nerazpokanem prerezu

Maksimalni moment v polju

$$M_{\max} = 96,9 \text{ kNm}$$

$$Q_{\max} = 78,3 \text{ kN}$$

Kontrola prerezov

Prerez v polju

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{20,1 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 472,4 \text{ kN}$$

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

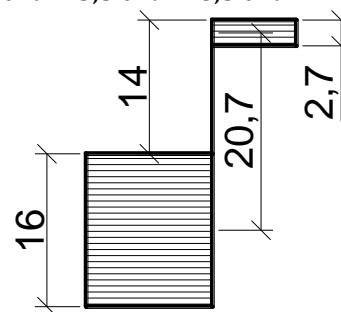
$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} = \frac{472,4 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5} = 2,67 \text{ cm} < 14 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm} = 8,5 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{16 \text{ cm}}{2} + 14 \text{ cm} - \frac{2,67}{2} = 20,67 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 472,4 \text{ kN} \cdot 20,67 \text{ cm} = 97,6 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{96,9 \text{ kNm}}{97,6 \text{ kNm}} = 0,99 \leq 1,0 \checkmark$$

Za sovprežni nosilec izberemo profil IPE 160.



Slika 64: Napetosti po prerezu

Vzdolžna strižna sila

Robno polje: $V_{11} = F_{cf} = \min\left(A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}/\gamma_c\right)$

$$V_{11} = \min\left(20,1 \cdot \frac{23,5}{1,0}; 1750 \cdot 0,85 \cdot 2,5/1,5\right)$$

$$V_{11} = \min(470 \text{ kN}; 2479 \text{ kN})$$

$$V_{11} = 470 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost čepov

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

Višina čepa $h_{sc} = 90 \text{ mm}$

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

$$\text{Strig: } P_{Rd1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 45 \text{ kN/cm}^2 \cdot \pi \cdot (1,9 \text{ cm})^2/4}{\gamma_v} = 81,6 \text{ kN/čep}$$

$\alpha = 1$, za $h_{sc}/d = 90 \text{ mm}/19 \text{ mm} = 4,7 > 4 \checkmark$

Bočni pritisk na beton

$$P_{Rd2} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot (1,9 \text{ cm})^2 \cdot \sqrt{2,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3100 \text{ kN/cm}^2}}{1,25} = 73,7 \text{ kN/čep}$$

$$P_{Rd1} = \min\{P_{Rd1}, P_{Rd2}\} = 73,7 \text{ kN/čep}$$

Število in razpored čepov

Čepi so privarjeni v vsak kanal pločevine $e = 15 \text{ cm}$

$$n_{dejansko} = 2,5 \text{ m}/0,15 \text{ m} = 16 \text{ čepov}$$

Pogoj za enakomerno razporeditev čepov

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{97,6}{123,8 \cdot 23,5/1,0} = 3,35 \leq 2,5 \times \text{pogoj ni izpolnjen}$$

Upoštevamo le čepa na četrtini prereza $n = 8$ čepov

$$n_1 = V_{11}/P_{Rd} = 470 \text{ kN}/73,7 \text{ kN} = 6,4 \text{ čepov} < 8 \text{ čepov} \checkmark$$

7.3.2 Kontrola sovprežnega nosilca za fazo gradnje

Obtežbo prevzame jekleni nosilec (elastična analiza). Med jeklenimi nosilci profilirano pločevino dodatno podpremo, tako da je razpon med nosilci 125 cm.

Maksimalni moment v polju

$$1,35 \cdot g_{IPE160} + 1,5(g_{svez\ beton} + q_{kopicenje\ betona})$$

$$p_{Ed} = 1,35 \cdot 0,115 \frac{kN}{m} + 1,5 \left(\frac{26kN/m^3}{25kN/m^3} \cdot 2,91 kN/m^2 + 0,75 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 1,25 m = 7,24 kN/m$$

$$M_{max} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{7,24 kN/m \cdot (5,0 m)^2}{8} = 22,6 kNm$$

$$Q_{max} = \frac{p_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{7,24 kN/m \cdot 5,0 m}{2} = 18,1 kN$$

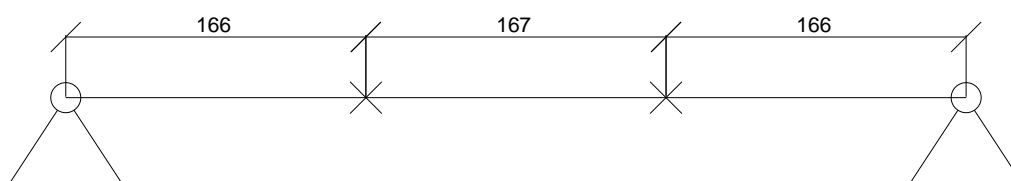
Upogibna nosilnost

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{109 cm^3 \cdot 23,5 kN/cm^2}{1,0} = 25,62 kNm$$

$$\frac{M_{max}}{M_{el,Rd}} = \frac{22,6 kNm}{25,62 kNm} = 0,88 \leq 1,0 \checkmark$$

Kontrola bočne zvrnitve

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



Slika 65: Bočno podpiranje sovprežnega nosilca med gradnjo

Obremenitev

$$M_{Ed} = 22,1 kNm$$

$$Q_{Ed} = 17,7 kN$$

$$M_{Ed} \leq W_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \chi_{LT}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{109 cm^3 \cdot 23,5 kN/cm^2}{5449 kNcm}} = 0,68 \rightarrow \chi_{LT} = 0,87 \text{ krivulja a (h/b < 2)}$$

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi}{k_z \cdot L'} \sqrt{E \cdot J_z \cdot G \cdot J_t + \frac{\pi^2 \cdot E^2 \cdot J_w \cdot J_z}{(k_w \cdot L')^2}} =$$

$$= 1,0 \cdot \frac{\pi}{1,0 \cdot 1,67} \sqrt{21000 \frac{kN}{cm^2} \cdot 68,3 cm^4 \cdot 8077 \frac{kN}{cm^2} \cdot 3,6 cm^4 + \frac{\pi^2 E^2 \cdot 3959 cm^4 \cdot 68,3 cm^4}{(1,0 \cdot 167 cm)^2}} =$$

$$M_{cr} = 54,5 kNm$$

$$M_{Ed} = 22,1 \text{ kNm} \leq W_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \chi_{LT} = 109 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} \cdot 0,87 = 22,28 \text{ kNm} \checkmark$$

Strižni prerez

$$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 14,5 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm} = 8,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 17,7 \text{ kN} \leq 8,7 \text{ cm}^2 \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 118 \text{ kN} \checkmark$$

$$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$17,7 \text{ kN} < 0,5 \cdot 118 \text{ kN} = 59 \text{ kN} \rightarrow \text{ni iteracije}$$

8 RAČUN ZNAČILNIH SPOJEV

Z ustreznim projektiranjem spojev je treba omejiti lokacijo plastičnih deformacij. Za spoje, ki ne sipajo in so izvedeni s kotnimi zvari ali vijaki, velja naslednja zahteva:

$$R_d \geq 1,1\gamma_{OV}R_{fy}$$

R_d odpornost spoja v skladu z EN 1993

R_{fy} plastična odpornost priključenega elementa, sposobnega sipati energijo, izračunana na podlagi projektne vrednosti napetosti tečenja, navedene v EN 1993

γ_{OV} faktor dodatne nosilnosti

γ_{OV} vzamemo 1,0. Ob tem upoštevamo, da so elementi, ki sipajo energijo iz jekla S235, jekla, ki ne sipajo energije pa kakovosti S355. Vse elemente, ki so kakovosti S355 računamo z vrednostimi S235.

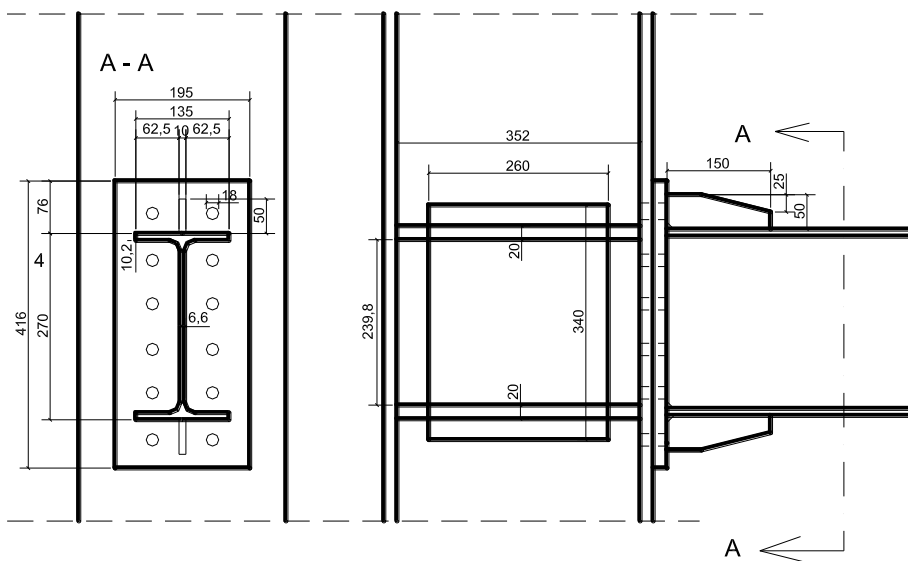
8.1 Spoj prečka-steber

$$R_d \geq 1,1\gamma_{OV}R_{fy}$$

$$M_{E,d} \geq 1,1 \cdot 1,0 \cdot \frac{W_{y,pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 113,7 \text{ kNm} = 125,1 \text{ kNm}$$

$$V_{E,d} \geq 1,1 \cdot 1,0 \cdot M_{E,d}/z = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 125,1 \text{ kNm}/(27 \text{ cm} - 1 \text{ cm}) = 529 \text{ kN}$$

Zasnova



Slika 66: Zasnova spoja prečka – steber

Material

Jeklo S235

Vijaki M16 10.9

Kontrtola zvarov

Debelina zvara

Zvar na pasnici $a \leq 0,7t = 0,7 \cdot 10,2 \text{ mm} = 7,1 \text{ mm} \Rightarrow a_1 = 7 \text{ mm}$ Zvar na stojini $a \leq 0,7t = 0,7 \cdot 6,6 \text{ mm} = 4,6 \text{ mm} \Rightarrow a_2 = 4 \text{ mm}$

$$J_y = 4 \left\{ \frac{(0,7 \text{ cm})^3 \cdot 6,25 \text{ cm}}{12} + 6,25 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} \cdot (13,5 \text{ cm})^2 \right\} + 4 \left\{ \frac{(4,3 \text{ cm})^3 \cdot 0,7 \text{ cm}}{12} + 4,3 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm}^2 + 20,7 \text{ cm}^3 \cdot 13,5 \text{ cm} \cdot 12 + 13,5 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm}^2 + 222 \text{ cm}^3 \cdot 0,4 \text{ cm} \cdot 12 \right\} = 9722 \text{ cm}^4$$

Napetost zaradi upogiba

Za kontrolno točko izberemo zgornjo točko vute z oddaljenostjo od središča 16 cm.

$$W_{y,1} = \frac{J_y}{r} = \frac{9722 \text{ cm}^4}{16 \text{ cm}} = 607,6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M_{E,d}}{W_{y,1}} = \frac{12510 \text{ kNcm}}{607,6 \text{ cm}^3} = 20,6 \text{ kN/cm}^2$$

Strižna napetost

$$A_z = 4 \cdot 4,3 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} + 2 \cdot 22 \text{ cm} \cdot 0,4 \text{ cm} = 29,6 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{E,d}}{A_z} = \frac{529 \text{ kN}}{29,6 \text{ cm}^2} = 15,9 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola napetosti

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{(20,6 \text{ kN/cm}^2)^2 + 3(17,9 \text{ kN/cm}^2)^2} = 28 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,8 \cdot 1,25} = 34,4 \text{ kN/cm}^2 \checkmark$$

Razpored lukenj za vijake

$$e_1 = 47 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 22 \text{ mm} \checkmark$$

$$e_2 = 54 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 22 \text{ mm} \checkmark$$

$$p_1 = 63 \text{ mm} \geq 2,2 \cdot d_0 = 40 \text{ mm} \checkmark$$

$$p_2 = 87 \text{ mm} \geq 2,4 \cdot d_0 = 43 \text{ mm} \checkmark$$

Projektna nosilnost vijakov

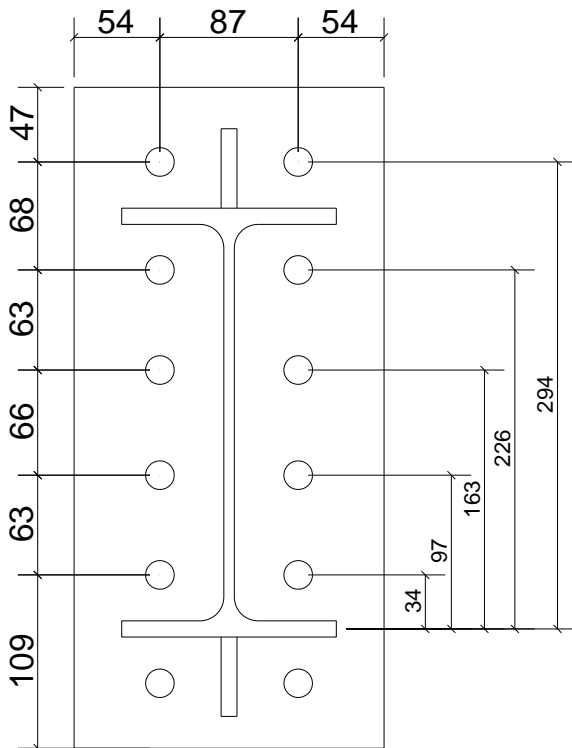
vijaki M16 10.9

Natezna trdnost vijaka

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,57 \text{ cm}^2}{1,25} = 113 \text{ kN}$$

Strižna trdnost vijaka skozi navoj

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,01 \text{ cm}^2}{1,25} = 96,5 \text{ kN}$$

Natezna sila v najbolj obremenjenem vijaku

Slika 67: Postavitev lukenj za vijake pri spoju pečka – steber

$$F_{max} = \frac{M_{Ed} \cdot a_{max}}{2 \cdot \sum a_i^2} = \frac{12510 \text{ kNcm} \cdot 29,4 \text{ cm}}{2 \cdot ((3,4 \text{ cm})^2 + (9,7 \text{ cm})^2 + (16,3 \text{ cm})^2 + (22,6 \text{ cm})^2 + (29,4 \text{ cm})^2)} = 103,2 \text{ kN} < 113 \text{ kN} \checkmark$$

$$a_1 = 3,4 \text{ cm}$$

$$a_2 = 16,3 \text{ cm}$$

$$a_3 = 22,6 \text{ cm}$$

$$a_{max} = 29,4 \text{ cm}$$

Strižna napetost v vijakih

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{m} = \frac{529 \text{ kN}}{10} = 52,9 \text{ kN} < 96,5 \text{ kN} \checkmark$$

Interakcija natega in striga

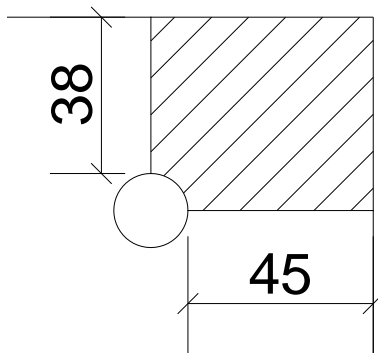
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{e,Rd}} = \frac{52,9 \text{ kN}}{96,5 \text{ kN}} + \frac{103,2 \text{ kN}}{1,4 \cdot 113,0 \text{ kN}} = 0,99 \leq 1,0$$

Čelna pločvina (kontrola preboja vijaka)

$$t_p \geq \frac{F_{t,Rd}}{(0,6 \cdot \pi \cdot d_m f_u / \gamma_{M2})} = \frac{113 \text{ kN}}{0,6 \cdot \pi \cdot 24,67 \text{ mm} \cdot 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / \gamma_{M2}} = 8,5 \text{ mm}$$

Izberemo pločevino debeline 20 mm.

Strižni iztrg



Slika 68: Ravnina strižnega iztrga pri spoju prečka – steber

$$V_{eff,Rd} = 0,5A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} =$$

$$= 0,5 \cdot (4,5 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm}) \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{1,25} + (3,8 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm}) \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 212,1 \text{ kN} \geq 52,9 \text{ kN} \checkmark$$

Bočni pritisk

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t (\text{HEA400})}{\gamma_{M2}} = \frac{1,64 \cdot 0,41 \cdot \frac{36 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 1,9 \text{ cm}}{1,25} = 62,0 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 52,9 \text{ kN} \checkmark$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{22 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 \leq 2,5; 1,4 \frac{43 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 \leq 2,5; \right\}$$

$$k_1 = \min\{1,7; 1,64\} = 1,64$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{22 \text{ mm}}{3 \cdot 18 \text{ mm}} = 0,41 \text{ (robni vijak)}$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = \frac{40 \text{ mm}}{3 \cdot 18 \text{ mm}} - 0,25 = 0,49 \text{ (notranji vijak)}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u} > 1,0; 1,0 \right\} = 0,41$$

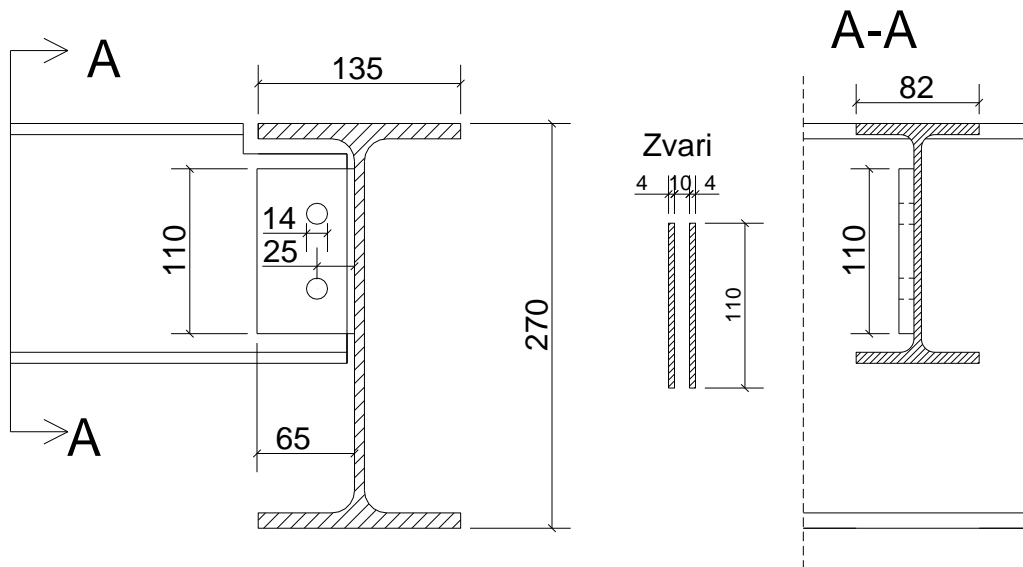
8.2 Spoj sovprežni nosilec – prečka

$$R_d \geq R_{fy}$$

$$V_{E,d} \geq V_{max} = 78,3 \text{ kN} \text{ (str. 71)}$$

Nominalni upogibni moment

$$M_n \geq e \cdot V_{z,pl,b} = 2,5 \text{ cm} \cdot 78,3 \text{ kN} = 283,4 \text{ kNcm}$$

Zasnova

Slika 69: Zasnova in zvari spoja sovprežni nosilec – prečka

Material

Jeklo S235

Vijaki M16 8.8

Vezna pločevina $t = 10 \text{ mm}$

Kontrtola zvarov

$$a \leq 0,7t = 0,7 \cdot 6,6 \text{ mm} = 4,6 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

$$J_y = 2 \left\{ \frac{(11 \text{ cm})^3 \cdot 0,4 \text{ cm}}{12} \right\} = 88,7 \text{ cm}^4$$

Napetost v zvaru zaradi nominalnega upogibnega momenta.

Za kontrolno točko izberemo zgornjo točko vezne pločevine z oddaljenostjo od središča 5,5 cm.

$$W_{y,1} = \frac{J_y}{r} = \frac{88,7 \text{ cm}^4}{5,5 \text{ cm}} = 16,1 \text{ cm}^3$$
$$\sigma_{\perp} = \frac{M_{E,d}}{W_{y,1}} = \frac{283,4 \text{ kNcm}}{16,1 \text{ cm}^3} = 17,6 \text{ kN/cm}^2$$

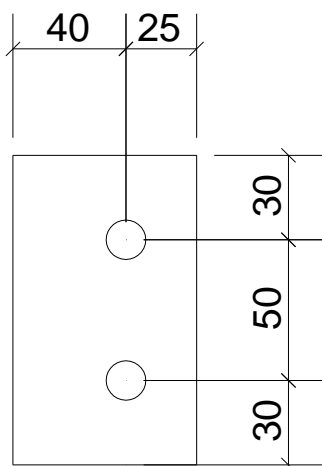
Strižna napetost

$$A_v = 2 \cdot 11 \text{ cm} \cdot 0,4 \text{ cm} = 8,8 \text{ cm}^2$$
$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{E,d}}{A_z} = \frac{78,3 \text{ kN}}{8,8 \text{ cm}^2} = 8,9 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola napetosti

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{(17,6 \text{ kN/cm}^2)^2 + 3(8,9 \text{ kN/cm}^2)^2} = 23,4 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{0,8 \cdot 1,25} = 36 \text{ kN/cm}^2 \checkmark$$

Razpored lukenj za vijake



Slika 70: Razpored lukenj za vijake

$$e_1 = 30 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 17 \text{ mm} \checkmark$$
$$e_2 = 25 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 17 \text{ mm} \checkmark$$
$$p_1 = 50 \text{ mm} \geq 2,2 \cdot d_0 = 31 \text{ mm} \checkmark$$

Projektna nosilnost vijakov

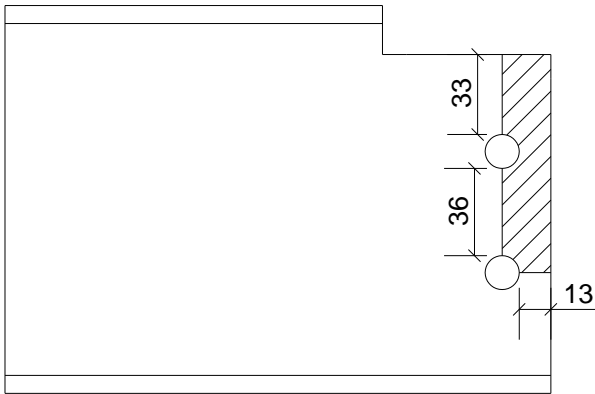
vijaki M12 8.8

Strižna trdnost vijaka skozi steblo vijaka (brez navoja)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,13 \text{ cm}^2}{1,25} = 43,4 \text{ kN}$$

Strižna napetost v vijakih

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{m} = \frac{78,3 \text{ kN}}{2} = 39,2 \text{ kN} < 43,4 \text{ kN} \checkmark$$

Strižni iztrg

Slika 71: Ravnina strižnega iztrga pri spoju sovprežni nosilec – prečka

$$\begin{aligned} V_{eff,Rd} &= 0,5 A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M2}} = \\ &= 0,5 \cdot (1,3 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}) \frac{36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} + ((3,6 \text{ cm} + 3,3 \text{ cm}) \cdot 0,5 \text{ cm}) \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 46,8 \text{ kN} \\ &\geq 43,4 \text{ kN} \checkmark \end{aligned}$$

Bočni pritisk

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,71 \cdot \frac{49 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1,2 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}}{1,25} = 41,7 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 39,15 \text{ kN} \checkmark$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{25 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} - 1,7 \leq 2,5; \right\}$$

$$k_1 = \min\{2,5\} = 2,5$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{30 \text{ mm}}{3 \cdot 14 \text{ mm}} = 0,71 \text{ (robni vijak)}$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = \frac{35 \text{ mm}}{3 \cdot 14 \text{ mm}} - 0,25 = 0,94 \text{ (notranji vijak)}$$

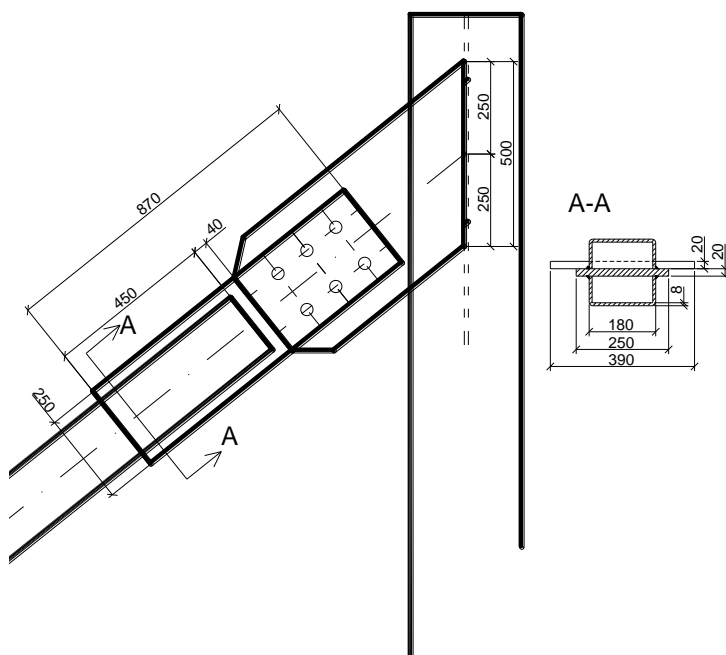
$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u} > 1,0; 1,0 \right\} = 0,58$$

8.3 Spoj diagonale

$$R_d \geq 1,1\gamma_{ov}R_{fy}$$

$$N_{E,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{x,pl} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 52,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 1693 \text{ kN}$$

Zasnova



Slika 72: Zasnova spoja povezja na steber

Material

Jeklo S235

Vijaki M30 10.9

Vezna pločevina $t = 20 \text{ mm}$

Kontrola zvarov povezju

$$a \leq 0,7t = 0,7 \cdot 8 \text{ mm} = 5,6 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

Strižna napetost

$$A_v = 4 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm} - 4 \cdot 0,5 \text{ cm} = 86 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{E,d}}{A_z} = \frac{1693 \text{ kN}}{86 \text{ cm}^2} = 19,7 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola napetosti

$$19,7 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{0,8 \cdot 1,25} = 36 \text{ kN/cm}^2 \checkmark$$

Kontrola zvarov na stebru

$$a \leq 0,7t = 0,7 \cdot 11 \text{ mm} = 7,7 \text{ mm} \Rightarrow a = 7 \text{ mm}$$

$$N_{E,d,x} = N_{E,d} \cos 39^\circ = 1693 \text{ kN} \cdot 0,78 = 1316 \text{ kN}$$

$$N_{E,d,y} = N_{E,d} \sin 39^\circ = 1693 \text{ kN} \cdot 0,63 = 1065 \text{ kN}$$

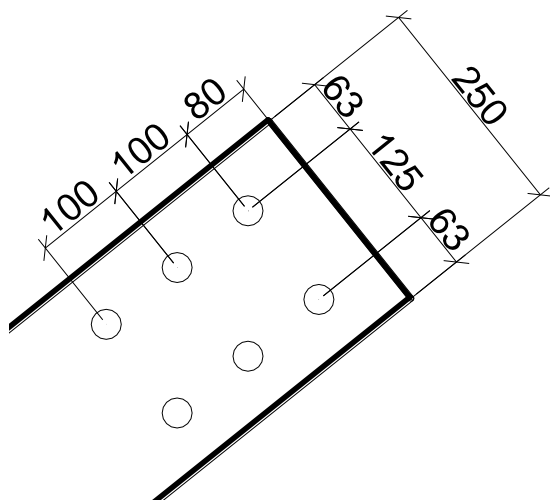
$$A_v = 2 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} - 4 \cdot 0,7 \text{ cm} = 67,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{E,d,x}}{A_v} = \frac{1316 \text{ kN}}{67,2 \text{ cm}^2} = 19,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{E,d,y}}{A_v} = \frac{1065 \text{ kN}}{86 \text{ cm}^2} = 15,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{(19,6 \text{ kN/cm}^2)^2 + 3(15,8 \text{ kN/cm}^2)^2} = 33,7 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{0,8 \cdot 1,25} = 36 \text{ kN/cm}^2 \checkmark$$

Razpored lukenj za vijake



Slika 73: Pozicija lukenj pri spoju povezja na steber

$$e_1 = 80 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 40 \text{ mm} \checkmark$$

$$e_2 = 63 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 40 \text{ mm} \checkmark$$

$$p_1 = 100 \text{ mm} \geq 2,2 \cdot d_0 = 73 \text{ mm} \checkmark$$

$$p_2 = 125 \text{ mm} \geq 2,4 \cdot d_0 = 79 \text{ mm} \checkmark$$

Projektna nosilnost vijakov

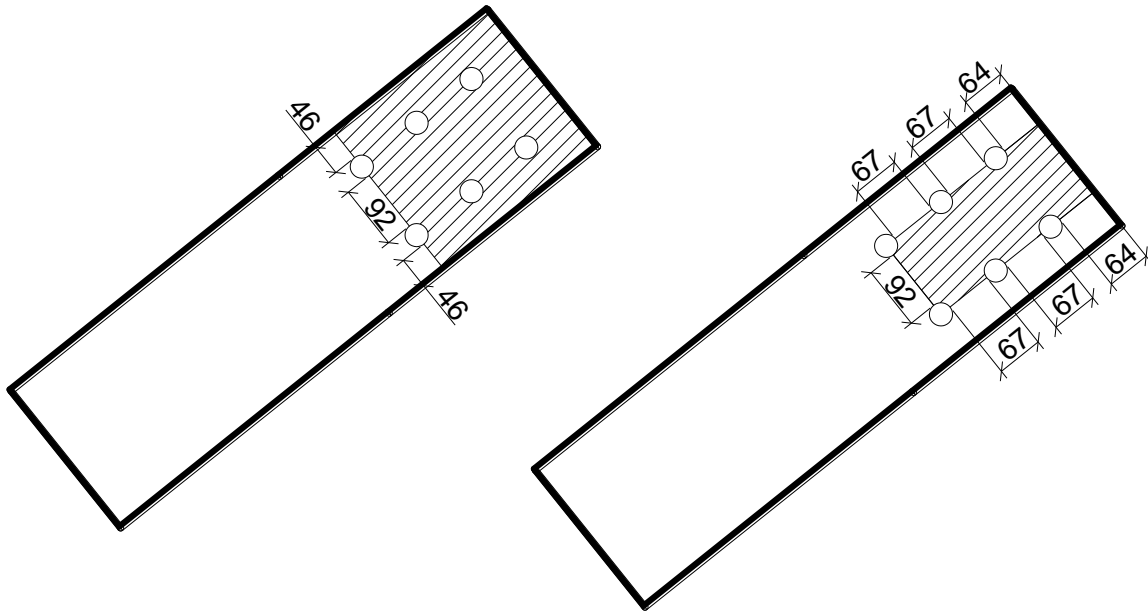
vijaki M30 10.9

Strižna trdnost vijaka skozi steblo vijaka (brez navoja)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 7,07 \text{ cm}^2}{1,25} = 339,4 \text{ kN}$$

Strižna napetost v vijakih

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{m} = \frac{1693 \text{ kN}}{6} = 282,2 \text{ kN} < 339,4 \text{ kN} \checkmark$$

Strižni iztrg in neto prerez

Slika 74: Ravnini strižnega iztrga in neto prereza pri spoju povezja na steber

Strižni iztrg

$$V_{eff,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} =$$

$$= (9,2 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm}) \frac{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} + ((6,4 \text{ cm} \cdot 2 + 6,7 \text{ cm} \cdot 4) \cdot 2,0 \text{ cm}) \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 2020 \text{ kN} \geq N_{Ed}$$

$$= 1693 \text{ kN} \checkmark$$

Neto prerez

$$N_{t,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} =$$

$$= (9,2 \text{ cm} + 2 \cdot 4,6 \text{ cm}) \cdot 2,0 \text{ cm} \frac{49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1712 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1693 \text{ kN} \checkmark$$

Bočni pritisk

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,76 \cdot \frac{49 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3,0 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm}}{1,25} = 446,9 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 339,4 \text{ kN} \checkmark$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \leq 2,5 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{63 \text{ mm}}{33 \text{ mm}} - 1,7 \leq 2,5; 1,4 \frac{125 \text{ mm}}{33 \text{ mm}} - 1,7 \leq 2,5; \right\}$$

$$k_1 = \min\{2,5; 2,5\} = 2,5$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{93 \text{ mm}}{3 \cdot 33 \text{ mm}} = 0,80 \text{ (robni vijak)}$$

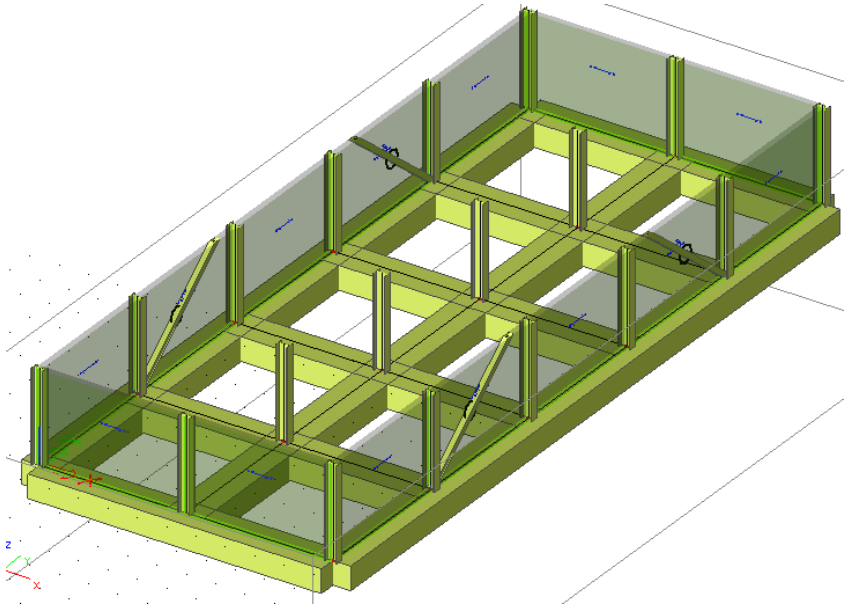
$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = \frac{100 \text{ mm}}{3 \cdot 33 \text{ mm}} - 0,25 = 0,76 \text{ (notranji vijak)}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u} > 1,0; 1,0 \right\} = 0,76$$

9 OCENA NOSILNOSTI TEMELJEV

9.1 Zasnova

Temelji so pasovni s prerezom 0,8 x 1,2 m, v dolžino merijo 25 m, v širino 10 m in so armiranobetonski. Kvaliteta betona je C25/30, jekla pa S500.



Slika 75: Zasnova temeljev

9.2 Obtežba

Na temelje delujejo reakcije vplivov za MSN.

9.3 Modul reakcije tal

$$k = \frac{p}{\rho}$$

kmodul reakcije tal (kN/m³)

p obremenitev tal (kN/m²)

ρ posedek tal (m)

Obremenitev tal

Za začetno izbiro modula reakcije tal uporabimo vertikalne obremenitve v osi B (**Error! Reference source not found.**). Tako izračunan modul uporabimo za izračun kontaktnih napetosti, nato pa ponovno iz vrednotimo modul reakcije tal z uporabo izračunanih kontaktnih napetosti.



Slika 76: Vertikalne reakcije za MSN

$$\frac{V}{d} = \frac{715,4 \text{ kN} + 1308,3 \text{ kN} + 1336,8 \text{ kN} + 1331,1 \text{ kN} + 1239,1 \text{ kN} + 677,8 \text{ kN}}{25 \text{ m}} = 264 \text{ kN/m}$$

Lastna teža temelja

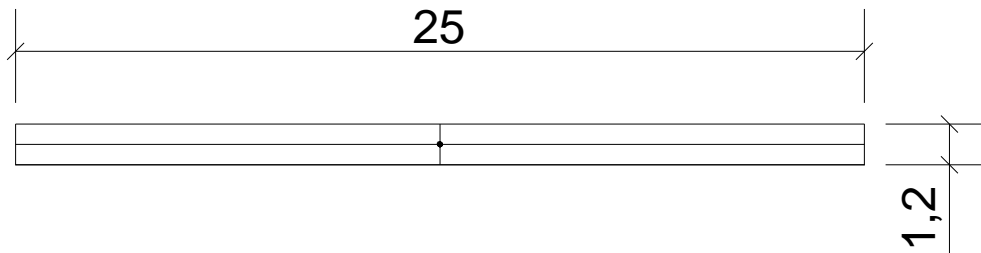
$$\frac{T}{d} = \frac{1,2 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3}{1,2 \text{ m}} = 20 \text{ kN/m}$$

Začetna obremenitev tal

$$p = \frac{V}{d} + \frac{T}{d} = 264 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 284 \text{ kN/m}$$

9.4 Posedek tal

Posedek tal računamo po Steinbrennerju.



Slika 77: Skica pasu temelja

Podatki tal

$$E = 100000 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 25^\circ$$

$$c = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$c_u = 75 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$\gamma_{\text{zemljine}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Podatki temelja

$$a = 12,5 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$z = \infty$$

Račun posedka

$$s_\infty = \frac{q}{\pi E} (1 - \nu^2) \left(a \cdot \ln \frac{b + \sqrt{a^2 + b^2}}{a} + b \cdot \frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{b} \right) =$$

$$= \frac{236 \text{ kN/m}^2}{\pi 100000 \text{ kN/m}^2} (1 - 0,3^2) \left(12,5 \text{ m} \cdot \ln \frac{0,6 \text{ m} + \sqrt{(12,5 \text{ m})^2 + (0,6 \text{ m})^2}}{12,5 \text{ m}} \right.$$

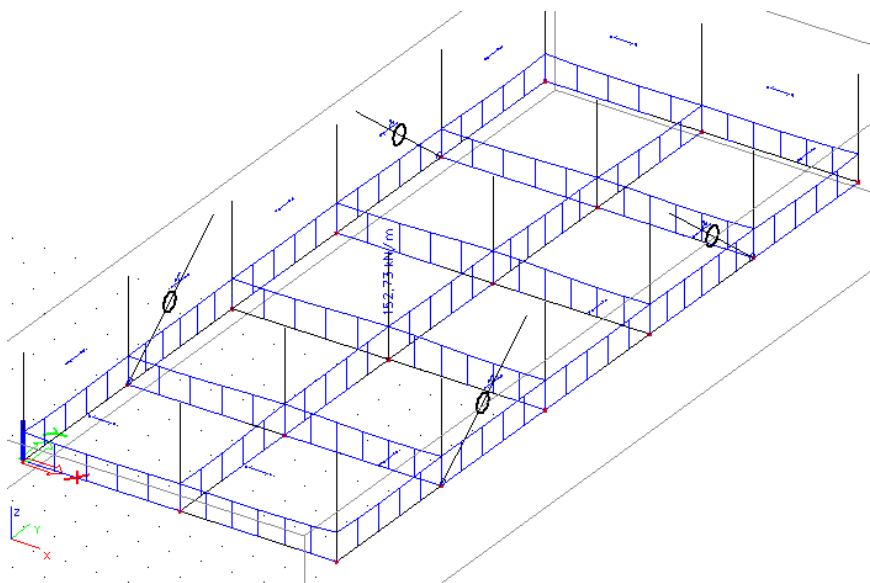
$$\left. + 0,6 \text{ m} \cdot \ln \frac{12,5 \text{ m} + \sqrt{(12,5 \text{ m})^2 + (0,6 \text{ m})^2}}{0,6 \text{ m}} \right) =$$

$$s_\infty = 0,00194 \text{ m}$$

$$s_\infty \cdot 4 = 0,0078 \text{ m}$$

$$k = \frac{p}{\rho} = \frac{236 \text{ kN/m}^2}{0,0078 \text{ m}} = 30\,256 \text{ kN/m}^3$$

Modul reakcije tal vnesemo v Scia Engineer in dobimo naslednje rezultate.



Slika 78: Ovojnica kontaktnih napetosti na temeljih za MSN

Dobimo maksimalno kontaktno napetost pod temeljem, ki znaša 152,7 kN/m, kar je 127,3 kN/m².

S to napetostjo ponovno izračunamo modul reakcije tal.

Račun posedka

$$s_{\infty} = \frac{q}{\pi E} (1 - \nu^2) \left(a \cdot \ln \frac{b + \sqrt{a^2 + b^2}}{a} + b \cdot \frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{b} \right) =$$
$$= \frac{127,3 \text{ kN/m}^2}{\pi 100000 \text{ kN/m}^2} (1 - 0,3^2) \left(12,5 \text{ m} \cdot \ln \frac{0,6 \text{ m} + \sqrt{(12,5 \text{ m})^2 + (0,6 \text{ m})^2}}{12,5 \text{ m}} \right.$$
$$\left. + 0,6 \text{ m} \cdot \ln \frac{12,5 \text{ m} + \sqrt{(12,5 \text{ m})^2 + (0,6 \text{ m})^2}}{0,6 \text{ m}} \right) =$$

$$s_{\infty} = 0,00105 \text{ m}$$

$$s_{\infty} \cdot 4 = 0,0042 \text{ m}$$

$$k = \frac{p}{\rho} = \frac{127,3 \text{ kN/m}^2}{0,0042 \text{ m}} = 30\,412 \text{ kN/m}^3 \approx 30\,256 \text{ kN/m}^3$$

Ponovno izračunan modul reakcije tal se od uporabljenega razlikuje za 0,5%. Računa z novim modulom ne ponavljam.

Preveriti je potrebno še nosilnost temelja.

9.5 Nosilnost temelja

Nosilnost temelja po EC7 za drenirano stanje se računa po enačbi

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

Faktorji b_i, s_i , in i_i so enaki 1.

Za nedrenirano stanje pa je enačba

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

Faktorji b_c, s_c , in i_c so enaki 1.

9.5.1 Drenirano stanje

Podatki

$$\varphi' = 25^\circ$$

$$c' = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$B = 1,2 \text{ m}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$v = 0,3$$

$$q' = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 115,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{R}{A'} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 25,7 + 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 13,0 + 0,5 \cdot \frac{20 \text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 11,2 = 1113 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 127,3 \text{ kN/m}^2 \checkmark$$

9.5.2 Nedrenirano stanje

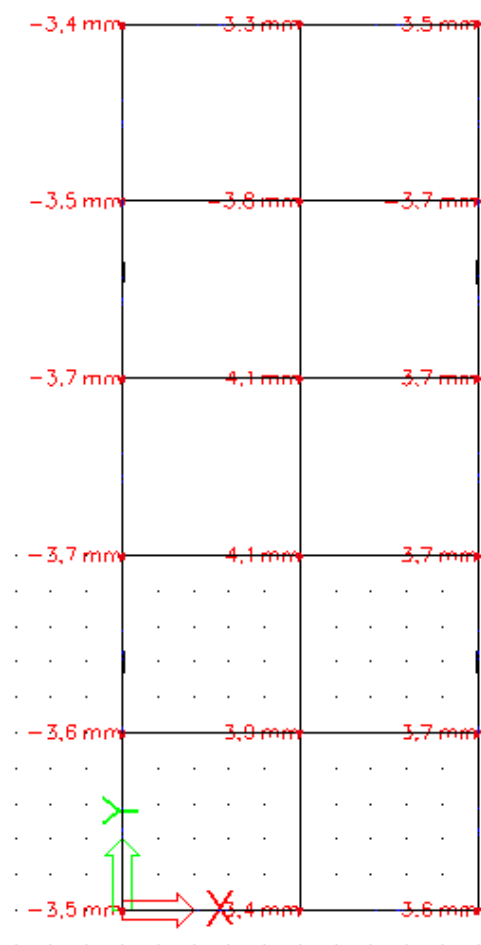
Podatki

$$c_u = 75 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) \cdot 75 \text{ kN/m}^2 + 16 \text{ kN/m}^2 = 401 \text{ kN/m}^2 \leq 127,3 \text{ kN/m}^2 \checkmark$$

9.6 Mejno stanje uporabnosti



Slika 79: Posedki tal

$$u_{\max} = 0,041 \text{ m} < 0,005 \text{ m} \checkmark$$

10 IZVLEČEK MATERIALA

Opis	Profil	Material	[kg/m]	Število	Dolžina [m]	Masa	
Stebri	HEA 400	S 355	124,8	18	17,6	39087	
Prečke	IPE 270	S 235	36	60	5	10800	
Sovprežni nosilci	IPE 160	S 235	15,8	150	5	11850	
Povezje pritličje in 1. nadstropje	RHS 180/180/8	S 235	41,5	8	6,4	2125	
Povezje 2. nadstropje	RHS 160/160/8	S 235	36,5	4	6,05	883	
Povezje 3. nadstropje	RHS 140/140/6	S 235	24,5	4	6,05	593	
Povezje 4. nadstropje	RHS 100/100/6	S 235	17	4	6,05	411	
						66199	kg

	Masa [kg]
Profili	66199
Zvari (1,5 %)	993
Vezne pločevine, vijaki (15%)	9930
Skupaj	77122

Bruto površina	1250	m ²
Masa/m ² v etaži	53,0	kg/m ²

Preglednica 29: Izvleček materiala

11 ZAKLJUČEK

S to diplomsko nalogo sem pridobil veliko. Dobil sem občutek kaj je vse potrebno za dimenzioniranje nekega objekta, kaj vse je treba upoštevati, in da se je potrebno kar potruditi, da se nam izzidejo vse potrebne kontrole. Pri tem pa je potrebno še paziti na čim lažjo konstrukcijo.

Vesel sem, da sem izbral zahtevnejšo temo za diplomsko nalogo, kot bi bilo potrebno, saj sem s tem poglobil in obnovil znanje, ki sem ga pridobival v zadnjih nekaj letih. Spoznal sem kako obsežni so standardi na področju gradbeništva. Potrebno bo še nekaj časa, da jih obvladam v zadostni meri, za kar bo potrebno predvsem veliko izkušenj. Te izkušnje bom nabiral tudi na magistrskem študiju, na katerem bom poglobil predvsem teoretično znanje, za katerega upam, da mi nekoč pride prav.

VIRI

- [1] SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.
- [2] SIST EN 1990/A101:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij – Nacionalni dodatek.
- [3] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [4] SIST EN 1991-1-1/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek
- [5] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
- [6] SIST EN 1991-1-3/A101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.
- [7] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.
- [8] SIST EN 1991-1-4/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek.
- [9] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [10] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [11] SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev.
- [12] SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [13] SIST EN 1997-1-1:2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1-1. del: Splošna pravila.
- [14] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [15] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [16] Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2002. Tolmač karte potresne nevarnosti Slovenije. Ljubljana, Ministrstvo za okolje, prostor in energijo, Agencija Republike Slovenije za okolje: 8 str.

- [17] Beg, Darko., Hladnik, Leon., Može, Primož. 2003. Analiza TRIMO HI-Bond sovprežnih stropov: razvojno aplikativna naloga. Ljubljana, UL, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za metalne konstrukcije.
- [18] Beg, Darko. (ur.), Pogačnik, A (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.
- [19] Hladnik, L., Beg, D., Sinjur, F. 2007. Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona v skladu z evrokod standardi. Ljubljana, UL, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za metalne konstrukcije.

PRILOGE

A1 Tloris temeljev

A2 Tloris etaž 1 – 4

A3 Tloris ostrešja

A4 Prerez A – A

A5 Prerez B – B

A6 Spoj prečka – steber

A7 Spoj sovprezni nosilec – prečka

A8 Spoj centrično povezje - steber