

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:

Prevc, M., 2013. Nosilne jeklene konstrukcije za skladiščne šotorske objekte. Diplomski nalogi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D.): 157 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:

Prevc, M., 2013. Nosilne jeklene konstrukcije za skladiščne šotorske objekte. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D.): 157 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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
ORGANIZACIJSKO  
TEHNOLOŠKA SMER

Kandidat:

**MATEJ PREVC**

**NOSILNE JEKLENE KONSTRUKCIJE ZA  
SKLADIŠČNE ŠOTORSKE OBJEKTE**

Diplomska naloga št.: 3322/OTS

**LOAD BEARING STRUCTURES FOR INDUSTRIAL  
FABRIC BUILDINGS**

Graduation thesis No.: 3322/OTS

**Mentor:**

prof. dr. Darko Beg

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Marijan Žura

Ljubljana, 02. 07. 2013

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani Matej Prevc izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Nosilne jeklene konstrukcije za skladiščne šotorske objekte**«.

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

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

Ljubljana, 20. 6. 2013

Matej Prevc

**BIBLIOGRAFSKA-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.014.2(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Matej Prevc</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Darko Beg</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Nosilne jeklene konstrukcije za skladiščne šotorske objekte</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Dipl. nal. – UNI</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>157 str., 50 pregl., 11 graf., 68 sl.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>projektiranje jeklenih konstrukcij, projektiranje aluminijastih konstrukcij, šotorski objekti, votli profili, optimizacija konstrukcij, projektiranje spojev</b>

**Izveček:**

V diplomski nalogi obravnavamo šotorske konstrukcije, to so konstrukcije iz aluminijastih ali jeklenih okvirov, ki so prekrte s PVC ponjavo. Najprej smo analizirali in po standardu EN 1999-1-1 preverili dimenzioniranje obstoječih aluminijastih konstrukcij, ki so sestavljene iz namenskih, posebej oblikovanih ekstrudiranih škatlastih profilov. Takšne konstrukcije se uporabljajo za skladiščne in športne objekte, odlikuje jih predvsem majhna skupna masa konstrukcije in enostavna ter hitra montaža. V analizo smo vzeli konstrukcije različnih razponov in z različnimi projektnimi obremenitvami ter ugotovili, da so vse konstrukcije dimenzionirane optimalno. V naslednjem koraku smo na enake tehnične lastnosti po standardu EN 1993-1-1 dimenzionirali še jekleno konstrukcijo in med seboj primerjali konstrukcije z različnim razponom, rastrom okvirov, snežno obremenitvijo in z različno uporabo kvalitete konstrukcijskega jekla. Zaradi zagotovitve gladkih zunanjih linij objekta je bila narekovana uporaba votlih profilov. Cilj dimenzioniranja je bila čim bolj optimalna poraba materiala v konstrukciji. V zadnjem delu diplomske naloge smo se ukvarjali z zasnovo in dimenzioniranjem čim bolj optimalnih spojev konstrukcije. Zagotoviti smo hoteli predvsem preprosto izdelavo spojev in hitro montažo objekta ter se tudi po tej plati približati konkurenčnim aluminijastim konstrukcijam. V zaključku smo rezultate ovrednotili in prišli do ugotovitve, da je uporaba jeklene konstrukcije pri večjih razponih industrijskih šotorov ugodnejša in tako tudi konkurenčnejša od aluminijaste izvedbe.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.014.2(043.2)

**Author:** Matej Prevc

**Supervisor:** prof. Darko Beg, Ph. D.

**Title:** Load bearing steel structures for industrial fabric buildings

**Document type:** Graduation Thesis – University studies

**Scope and tools:** 157 p., 50 tab., 11 graph., 68 fig.

**Key words:** design of steel structures, design of aluminium structures, fabric structures, hollow sections, optimization of structural elements, design of joints

### **Abstract:**

The thesis deals with fabric structures, which are made of aluminium or steel frames covered with PVC membrane. First, we analyzed and according to the standard EN 1999-1-1 checked design of existing aluminum structures, which consist of specially designed extruded hollow sections. Such buildings are used for storage and sports facilities, they have low total mass and are very easy and quickly assembled. We analyzed structures of various spans and with different design loads and found out they are all optimally designed. In the next step we focused on a design of steel structures according to standard EN 1993-1-1 with the same technical characteristics as aluminium structures. Structures with different spans, grids, design snow loads and with a use of different strengths of structural steel were analyzed. To ensure smooth outer lines of the building use of rectangular and square hollow sections was dictated. Main goal of design was optimal consumption of material. In the last part of the thesis we dealt with concept and design of improved and optimized solutions for joints. Simple production and fast assembly had to be assured in order to get closer to competitive aluminium structures. We evaluated the results and came to the conclusion that use of steel in industrial fabric buildings with larger spans is better and thus also more competitive than the aluminium.

## ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju prof. dr. Darku Begu za usmerjanje in koristne nasvete pri pisanju diplomske naloge. Zahvaljujem se tudi asist. dr. Francu Sinurju za pomoč, nasvete in konstruktivne debate tekom pisanja diplomskega dela.

Najlepša hvala tudi gospodu direktorju Boštjanu Bevcu in podjetju Konstrukcije Schwarzmann d.o.o. za ponujeno priložnost, strokovno podporo in izkazano zaupanje.

Tamara, Alen, Gašper in Miha – hvala za nasvete, pomoč pri glasnem razmišljanju in prijetno delovno vzdušje.

Hvala mami, očetu, bratu in vsem prijateljem za podporo ter motivacijo tekom študija.

## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2 PREGLED IN ANALIZA ALUMINIJASTIH INDUSTRIJSKIH ŠOTOROV</b> .....	<b>2</b>
2.1 Uvod .....	2
2.2 Geometrijska zasnova .....	2
2.3 Konstrukcijska zasnova .....	4
2.4 Tipi izvedbe.....	7
2.4.1 Sendvič paneli .....	7
2.4.2 PVC ponjava.....	8
2.4.3 Profilirana pločevina .....	9
2.5 Uporabljeni profili .....	9
2.6 Obremenitve .....	11
2.7 Primerjava jeklenih in aluminijastih skladiščnih šotorov .....	12
<b>3 PRIPRAVA IN OPIS RAČUNSKIH MODELOV</b> .....	<b>15</b>
3.1 Statični model .....	15
3.2 Obtežbe na konstrukcijo .....	15
3.2.1 Lastna in stalna obtežba .....	15
3.2.2 Sneg .....	16
3.2.3 Veter .....	20
3.2.3.1 Poenostavljen postopek po standardu EN 13782 .....	20
3.2.3.2 Obtežba vetra po standardu EN 1991-1-4 .....	22
3.2.3.3 Primerjava poenostavljene in splošne metode za določevanje tlaka vetra .....	30
3.2.4 Koristna obtežba .....	31
3.2.5 Potresna obtežba.....	31
3.3 Globalna analiza .....	31
3.4 Kombinacije vplivov .....	33
3.4.1 Mejno stanje nosilnosti .....	34
3.4.2 Mejno stanje uporabnosti.....	35
<b>4 RAČUNSKA ANALIZA ALUMINIJASTIH KONSTRUKCIJ</b> .....	<b>36</b>
4.1 Material .....	36
4.2 Opis modelov .....	36
4.3 Ocena karakteristik namenskih profilov .....	38
4.4 Notranje sile v konstrukcijah .....	38
4.5 Dimenzioniranje konstrukcije po standardu EN 1999-1-1.....	42
4.5.1 Kompaktnost prečnih prerezov .....	42
4.5.2 Kontrole nosilnosti prereza .....	44

4.5.2.1	Nateg.....	44
4.5.2.2	Tlak.....	44
4.5.2.3	Upogib.....	45
4.5.2.4	Strig.....	46
4.5.2.5	Interakcija upogiba in striga na prerezu.....	46
4.5.2.6	Interakcija upogiba in osne sile na prerezu.....	46
4.5.3	Kontrole stabilnosti elementa.....	47
4.5.3.1	Upogibni uklon.....	47
4.5.3.2	Torzijski, upogibno-torzijski uklon in bočna zvrnitev upogibnih elementov.....	48
4.5.3.3	Tlačno in upogibno obremenjeni elementi.....	48
4.6	Pregled dimenzioniranja aluminijastih okvirov.....	49
4.7	Primer dimenzioniranja aluminijaste konstrukcije.....	52
4.7.1	Podatki.....	52
4.7.2	Dimenzioniranje stebra.....	54
4.7.3	Dimenzioniranje nosilca.....	58
4.8	Ugotovitve in komentar analize.....	62
<b>5</b>	<b>RAČUNSKA ANALIZA JEKLENE KONSTRUKCIJE.....</b>	<b>64</b>
5.1	Uvod.....	64
5.2	Material.....	64
5.3	Opis modelov.....	65
5.4	Dimenzioniranje konstrukcije po standardu EN 1993-1-1.....	65
5.4.1	Kompaktnost prečnih prerezov.....	65
5.4.2	Kontrole nosilnosti prereza.....	66
5.4.2.1	Nateg.....	66
5.4.2.2	Tlak.....	66
5.4.2.3	Enoosni upogib.....	67
5.4.2.4	Strig.....	67
5.4.2.5	Interakcija upogiba in striga.....	67
5.4.2.6	Interakcija upogiba in osne sile.....	68
5.4.3	Kontrola stabilnosti elementa.....	68
5.4.3.1	Upogibni uklon.....	68
5.4.3.2	Torzijski, upogibno-torzijski uklon in bočna zvrnitev nosilcev.....	70
5.4.3.3	Tlačno in upogibno obremenjeni elementi.....	70
5.4.4	Kontrole mejnega stanja uporabnosti.....	71
5.5	Dimenzioniranje ravninskega okvira brez horizontalne vezi.....	72
5.5.1	Notranje sile.....	72
5.5.2	Izbira pravokotnih votlih profilov.....	74



5.5.3	Optimizacija prerezov okvira.....	77
5.5.4	Primer dimenzioniranja okvira konstrukcije brez horizontalne vezi.....	79
5.5.4.1	Podatki .....	79
5.5.4.2	Dimenzioniranje stebra .....	80
5.5.4.3	Dimenzioniranje nosilca .....	84
5.6	Dimenzioniranje ravninskega okvira s horizontalno vezjo .....	89
5.6.1	Notranje sile.....	89
5.6.2	Izbira pravokotnih votlih profilov .....	91
5.6.3	Primer dimenzioniranja okvira konstrukcije s horizontalno vezjo.....	92
5.6.3.1	Podatki .....	92
5.6.3.2	Dimenzioniranje stebra .....	93
5.6.3.3	Dimenzioniranje nosilca .....	97
5.6.3.4	Dimenzioniranje horizontalne vezi .....	102
5.7	Dimenzioniranje povezij.....	102
5.7.1	Primer dimenzioniranja povezij.....	107
5.7.1.1	Podatki .....	107
5.7.1.2	Povezje na strehi.....	107
5.7.1.3	Povezje v stranici .....	107
5.8	Dimenzioniranje vzdolžnih elementov .....	108
5.8.1	Primer dimenzioniranje lege .....	111
5.8.1.1	Podatki .....	111
5.8.1.2	Vmesna 1 lega .....	111
5.8.1.3	Notranje lege.....	116
5.9	Ugotovitve in komentar analize.....	120
<b>6</b>	<b>ANALIZA SPOJEV JEKLENIH KONSTRUKCIJ .....</b>	<b>127</b>
6.1	Uvod .....	127
6.2	Pregled obstoječih rešitev za spajanje konstrukcijskih elementov .....	127
6.3	Iskanje novih, izboljšanih, optimiziranih detajlov .....	128
6.4	Dimenzioniranje spoja steber – nosilec .....	133
6.4.1	Uvod .....	133
6.4.2	Dimenzioniranje spoja s privarjenima notranjima pločevinama in dvema čepoma .....	134
6.4.2.1	Dimenzioniranje čepov na nosilcu.....	134
6.4.2.2	Dimenzioniranje zvarov na stebri.....	136
6.4.3	Dimenzioniranje spoja z vijaki preko čelnih pločevin .....	138
6.4.4	Dimenzioniranje spoja z zatikanjem privarjenih čepov v 2 pločevini.....	143
6.5	Dimenzioniranje spojev nosilec – nosilec .....	146
6.5.1	Uvod .....	146

---

6.5.2	Dimenzioniranje spoja s privarjenima notranjima pločevinama in dvema čepoma	146
6.5.2.1	Dimenzioniranje čepov na nosilcu .....	146
6.5.2.2	Dimenzioniranje zvarov na stebru .....	148
6.5.3	Dimenzioniranje spoja z vijaki preko čelnih pločevin .....	149
6.6	Vrednotenje in izbira končnih, optimiziranih spojev .....	152
<b>7</b>	<b>ZAKLJUČEK</b> .....	<b>154</b>
<b>VIRI</b>	.....	<b>156</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Geometrijske karakteristike aluminijastih šotorov različnih proizvajalcev .....	3
Preglednica 2: Dimenzije glavnih profilov glede na proizvajalca in razpon konstrukcije .....	11
Preglednica 3: Obremenitve aluminijastih konstrukcij glede na proizvajalce.....	11
Preglednica 4: Geometrijske lastnosti in obremenitve obstoječih konstrukcij podjetja Schwarzmann.....	13
Preglednica 5: Velikosti točkovnih sil vzdolžnih elementov .....	15
Preglednica 6: Vrednosti oblikovnih koeficientov obtežbe snega .....	17
Preglednica 7: Pritisk vetra v odvisnosti od višine konstrukcije .....	20
Preglednica 8: Obtežba z vetrom na ploskve objekta ( $v_{ref} < 28$ m/s).....	22
Preglednica 9: Tlaki ob sunku vetra za različne višine objektov.....	25
Preglednica 10: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 15 m).....	27
Preglednica 11: Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 15 m) .....	27
Preglednica 12: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 20 m).....	27
Preglednica 13: Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 20 m) .....	27
Preglednica 14: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 15 m).....	29
Preglednica 15: : Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 15 m) .....	29
Preglednica 16: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 20 m).....	30
Preglednica 17: : Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 20 m) .....	30
Preglednica 18: Izračun nadomestnih globalnih nepopolnosti.....	33
Preglednica 19: Kombinacije mejnega stanja nosilnosti.....	34
Preglednica 20: Kombinacije mejnega stanja uporabnosti .....	35
Preglednica 21: Mehanske lastnosti uporabljenega aluminija .....	36
Preglednica 22: Pregled geometrijskih karakteristik modelov aluminijastih konstrukcij.....	37
Preglednica 23: Pregled obremenitev modelov aluminijastih konstrukcij .....	37
Preglednica 24: Izračun karakteristik na dejanskih namenskih profilih.....	38
Preglednica 25: Največje vrednosti iz ovojnice notranjih sil po modelih konstrukcij.....	41
Preglednica 26: Določitev vrednosti $\alpha$ v odvisnosti od kompaktnosti prereza za prereze brez zvarov .....	45
Preglednica 27: Izkoriščenost prerezov in elementov za vse potrebne računske kontrole za različne modele z upoštevanjem reduciranih vrednosti upogibnih momentov.....	50
Preglednica 28: Računske kontrole na prerezih in elementih z upoštevanjem vseh redukcij .....	52
Preglednica 29: Mehanske lastnosti uporabljenega jekla.....	64
Preglednica 30: Največje vrednosti iz ovojnice notranjih sil za steber in nosilec za različne modele konstrukcij (profil 100x250x4) .....	73
Preglednica 31: Izbrani optimizirani profili za različne modele konstrukcij .....	77

Preglednica 32: Notranje sile v okviru s horizontalno vezjo (raster: 4 m) .....	90
Preglednica 33: Izbrani optimizirani profili za različne modele konstrukcij (raster: 4 m).....	91
Preglednica 34: Izbočne sile $qd$ za različne modele konstrukcij razpona 15 m.....	103
Preglednica 35: Izbočne sile $qd$ za različne modele konstrukcij razpona 20 m.....	104
Preglednica 36: Točkovne sile v posameznih legah/vertikalah povezja zaradi vpliva vetra (razpon: 20 m).....	104
Preglednica 37: Natezne osne sile in potrebni prerezi za povezja na strehi in stranici.....	106
Preglednica 38: Izbira profilov diagonalnih povezij in izračun skupne mase povezij .....	106
Preglednica 39: Izbrani profili leg glede na različne pozicije in različno konstrukcijsko jeklo (razpon: 15 m).....	109
Preglednica 40: Izbrani profili leg glede na pozicije in različno konstrukcijsko jeklo (razpon: 20 m).....	110
Preglednica 41: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij brez horizontalne vezi (jeklo: S235).....	121
Preglednica 42: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij brez horizontalne vezi (jeklo: S355).....	121
Preglednica 43: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij s horizontalno vezjo (jeklo: S235, raster: 4 m).....	122
Preglednica 44: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij s horizontalno vezjo (jeklo: S355, raster: 4 m).....	122
Preglednica 45: Mase posameznih elementov konstrukcije glede na vrsto konstrukcije (razpon: 15 m).....	123
Preglednica 46: Mase posameznih elementov konstrukcije glede na vrsto konstrukcije (razpon: 20 m).....	124
Preglednica 47: Poraba materiala v spoju s privarjeno pločevino in 2 čepoma .....	152
Preglednica 48: Poraba materiala v simetričnem spoju s 4 čepi .....	153
Preglednica 49: Poraba materiala v spoju s privarjenimi čelnimi pločevinami iz jekla S235 in vijaki .....	153
Preglednica 50: Poraba materiala v spoju s privarjenimi čelnimi pločevinami iz jekla S355 in vijaki .....	153

## KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Kontrola upogibne nosilnosti z upoštevanjem posameznih redukcij .....	51
Grafikon 2: Masa profilov v odvisnosti od debelin sten profilov .....	74
Grafikon 3: Masa profilov glede na kvaliteto konstrukcijskega jekla (raster: 5 m) .....	76
Grafikon 4: Masa profilov glede na kvaliteto konstrukcijskega jekla (raster: 4 m) .....	76
Grafikon 5: Masa profilov glede na kvaliteto konstrukcijskega jekla (raster: 3 m) .....	76
Grafikon 6: Masa optimiziranih profilov glede na raster konstrukcije za kvaliteto jekla S235	78
Grafikon 7: Masa optimiziranih profilov glede na raster konstrukcije za kvaliteto jekla S355	78
Grafikon 8: Skupna masa leg glede na raster konstrukcije (razpon: 20 m) .....	110
Grafikon 9: Primerjava skupne mase konstrukcije na enoto površine za različne modele glede na raster konstrukcije brez horizontalne vezi (jeklo: S355).....	123
Grafikon 10: Normirana skupna masa konstrukcije glede na različne vrste konstrukcije (razpon: 15 m, raster: 3 m, sneg: 0,75 kN/m <sup>2</sup> ).....	124
Grafikon 11: Normirana skupna masa konstrukcije glede na različne vrste konstrukcije (razpon: 20 m, raster: 3 m, sneg: 0,75 kN/m <sup>2</sup> ).....	125

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Shematski prikaz mer in dejanski izgled objekta 15 m šotora proizvajalca Eschenbach (vir: katalog proizvajalca Eschenbach).....	2
Slika 2: Shematski prikaz mer in dejanski izgled objekta 15 m šotora proizvajalca Röder HTS (vir: katalog proizvajalca Röder HTS) .....	3
Slika 3: Priključek na temelj objekta (vir: katalog proizvajalca Herchenbach) .....	4
Slika 4: Detajl priključevanja stebra na temelj objekta (vir: Biro Ogis) .....	4
Slika 5: Različni primeri spajanja elementov okvirja (vir: katalogi proizvajalcev Röder HTS, Eschenbach, Herchenbach).....	5
Slika 6: Dodatno ojačan spoji s tlačnimi razporami (vir: Biro Ogis).....	5
Slika 7: Primer izvedbe diagonal (vir: katalog proizvajalca Herchenbach) .....	6
Slika 8: Priključek diagonale (vir: katalog proizvajalca Herchenbach) .....	6
Slika 9: Horizontalne vezi (vir: katalog proizvajalca Herchenbach) .....	6
Slika 10: Izvedba s kombinacijo sendvič panelov na stranicah in PVC ponjave na strehi (vir: katalog Herchenbach).....	7
Slika 11: Izvedba s PVC ponjavo po celotni zunanji površini (vir: katalog Herchenbach).....	8
Slika 12: Izvedba s toplotno izolativno dvojno PVC ponjavo (vir: Röder HTS) .....	8
Slika 13: Izvedba s kombinacijo profilirane pločevine na stranicah in PVC ponjave na strehi (vir: katalog Herchenbach) .....	9
Slika 14: Tipični profil nosilnega aluminijastega elementa.....	10
Slika 15: Pritrjevanje ponjave skozi kanale profila .....	10
Slika 16: Dimenzije vseh profilov šotora razpona 15 m proizvajalca Tentis (vir: katalog proizvajalca Tentis).....	10
Slika 17: Notranjost objekta iz aluminijaste konstrukcije (vir: katalog proizvajalca Röder HTS) .....	12
Slika 18: Notranjost objekta iz jeklene palične konstrukcije (vir: Konstrukcije Schwarzmann) .....	12
Slika 19: Statični model konstrukcije s horizontalno vezjo.....	15
Slika 20: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapni strehi (vir: SIST EN 1991-1-3:2004) .....	18
Slika 21: Porazdelitev obtežbe z vetrom za standardne primere šotorskih konstrukcij (vir: EN 13782:2005).....	21
Slika 22: Aerodinamični koeficienti za šotore pravilnih oblik (vir: EN 13782:2005).....	21
Slika 23: Razdelitev sten objekta po conah za določitev koeficientov zunanjega tlaka: tloris (vir: SIST EN 1991-1-4 : 2005) .....	26

Slika 24: Razdelitev objekta po conah za določitev koeficientov zunanega tlaka: naris (vir: SIST EN 1991-1-4:2005) .....	26
Slika 25: Razdelitev dvokapne strehe po conah za določitev koeficientov zunanega tlaka za prečno smer vetra (vir: SIST EN 1991-1-4:2005) .....	26
Slika 26: Obtežba z vetrom $w_1$ (srki na obeh strešinah) .....	28
Slika 27: Obtežba z vetrom $w_2$ (srki in pritiski na strešinah) .....	28
Slika 28: Obtežba z vetrom $w_3$ (pritiski in srki na strešinah) .....	28
Slika 29: Obtežba z vetrom $w_4$ (pritiski na obeh strešinah).....	28
Slika 30: Razdelitev dvokapne strehe po conah za določitev koeficientov zunanega tlaka za vzdolžno smer vetra (vir: SIST EN 1991-1-4:2005) .....	29
Slika 31: Nadomestne globalne nepopolnosti (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	33
Slika 32: Model okvira in dimenzije konstrukcije.....	37
Slika 33: Namenski aluminijasti profili uporabljeni za stebre in strešne nosilce, izrisani za račun karakteristik v programu AutoCAD .....	38
Slika 34: Ovojnica osnih sil $N$ za Model 1.1 (brez horizontalne vezi) .....	39
Slika 35: Ovojnica osnih sil $N$ za Model 1.2 (s horizontalno vezjo).....	39
Slika 36: Ovojnica prečnih sil $V_z$ za Model 1.1 (brez horizontalne vezi) .....	39
Slika 37: Ovojnica prečnih sil $V_z$ za Model 1.2 (s horizontalno vezjo) .....	40
Slika 38: Ovojnica momentov $M_y$ za Model 1.1 (brez horizontalne vezi).....	40
Slika 39: Ovojnica momentov $M_y$ za Model 1.2 (s horizontalno vezjo) .....	40
Slika 40: Razmerje širine proti debelini tlačnih delov prečnih prereзов za določitev vitkosti (vir: EN 1999-1:1998) .....	42
Slika 41: Vrednosti koeficienta razporeda napetosti po prečnem prerezu, kjer je $\psi$ razmerje napetosti na spodnjem in zgornjem robu prečnega prereza (vir: EN 1999-1:1998) .....	43
Slika 42: Mejne vitkosti za razvrščanje v razred kompaktnosti (vir: EN 1999-1:1998) .....	43
Slika 43: Razmerje dolžine proti debelini tlačnih delov prečnih prereзов in mejne vitkosti za določitev ustreznega razreda kompaktnosti (vir: SIST EN 1993-1-1:2005).....	66
Slika 44: Plastična nosilnost za upogib z osno silo (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	68
Slika 45: Določitev faktorja nepopolnosti $\alpha$ (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	69
Slika 46: Izbira uklonske krivulje glede na prečni prevez (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	69
Slika 47: Faktorji nadomestnega upogibnega momenta $C_m$ za določitev faktorjev $k_{ij}$ (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	70
Slika 48: Interakcijski faktorji $k_{ij}$ za elemente, ki niso občutljivi na bočno zvrnitev (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	71
Slika 49: Ovojnica osnih sil $N$ (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,5 kN/m <sup>2</sup> ) .....	72
Slika 50: Ovojnica prečnih sil $V_z$ (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,5 kN/m <sup>2</sup> ) .....	72
Slika 51: Ovojnica upogibnih momentov $M_y$ (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,5 kN/m <sup>2</sup> ) ...	73

Slika 52: Ovojnice osnih sil za okvir s horizontalno vezjo (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,75 kN/m <sup>2</sup> ) .....	90
Slika 53: Ovojnice prečnih sil za okvir s horizontalno vezjo (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,75 kN/m <sup>2</sup> ) .....	90
Slika 54: Ovojnice upogibnih momentov za okvir s horizontalno vezjo (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,75 kN/m <sup>2</sup> ) .....	91
Slika 55: Koeficienti $\beta$ za izračun $qd$ v odvisnosti od $m$ in $\delta_0$ (vir: SIST EN 1993-1-1:2005) .....	103
Slika 56: Tloris konstrukcij s diagonalnimi povezji .....	103
Slika 57: Pripadajoče površine posamezne lege $A_{ef,i}$ za določitev sile zaradi obtežbe vetra v vzdolžni smeri (razpon: 20 m) .....	105
Slika 58: Osne sile v nadomestnem paličju (razpon: 20 m, raster: 4 m) .....	105
Slika 59: Način spajanja z notranjimi vstavki (spoj vijachen na obeh elementih).....	127
Slika 60: Spoj s privarjenima notranjima pločevinama in dvema čepoma .....	129
Slika 61: Spoj z zatikanjem privarjenih čepov v 2 pločevini .....	130
Slika 62: Spoj z zatikanjem in kasnejšim zategovanjem vijakov ter z izrezovanjem pasnic .....	131
Slika 63: Način spajanja s čelnimi pločevinami in vijaki, ki jih zategnemo .....	132
Slika 64: Spoj z zatikanjem kotnikov .....	132
Slika 65: Pločevine za prevzem vnosa koncentriranih sil .....	133
Slika 66: Predpostavljena geometrija in pozicija lukenj za vijake na čelni pločevini za določitev plastičnih linij.....	138
Slika 67: Sodelujoče dolžine pri čelni pločevini - krožne oblike: $l_{eff, cp}$ .....	139
Slika 68: Sodelujoče dolžine pri čelni pločevini - poligonalne oblike: $l_{eff, nc}$ .....	139



## 1 UVOD

Uporaba šotorskih objektov za različne namene je v zadnjem času v porastu, saj takšne konstrukcije odlikuje predvsem ugodna cena konstrukcije in kratek čas od načrtovanja do izvedbe ter do uporabe objekta. Konstrukcije se v mnogih primerih uporabljajo kot skladiščni objekti, njihovo uporabo pa lahko razširimo tudi na športne in industrijske objekte, lahko pa gre tudi začasne objekte, ki se uporabljajo za razne prireditve.

Podjetje Konstrukcije Schwarzmann d.o.o. je proizvajalec jeklenih konstrukcij za industrijske šotorske objekte, ki imajo jekleno nosilno konstrukcijo pokrito s PVC ponjavo. Konstrukcija je običajno zasnovana kot varjeno paličje, ki se po sklopih vijačno sestavi na lokaciji. Tržišča zahodne Evrope, kjer je večina kupcev, imajo predpisano karakteristično snežno obremenitev  $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$  in več. Podjetje se vedno bolj uveljavlja tudi na trgih z drugačnimi zahtevami, kjer so obremenitve s snegom manjše in išče ustrezne konstrukcijske rešitve za ta segment.

V tem segmentu so že dlje časa uveljavljeni ponudniki konkurenčnih izdelkov, ki na trgu nastopajo z objekti, katerih osnova je konstrukcija iz namenskih aluminijastih profilov in jeklenih spojnih elementov. Izdelava takšnih konstrukcij je v primerjavi z jeklenimi varjenimi paličji enostavnejša, montaža pa tudi zaradi manjše mase elementov in posebno oblikovanih detajlov spojev lažja ter veliko hitrejša. Vse naštetе prednosti in odlike aluminijastih konstrukcij se odražajo tudi v konkurenčni prednosti pred jeklenimi izvedbami.

V diplomski nalogi bomo najprej analizirali obstoječe aluminijaste konstrukcije, prekrite s PVC ponjavo, v naslednjem koraku pa bomo na različne vhodne parametre dimenzionirali še jekleno konstrukcijo, ki bi po tehničnih karakteristikah lahko nadomestila aluminijasto izvedbo in bi s svojimi karakteristikami predstavljala enako ali boljše rešitev od aluminijaste. Rdeča nit diplomske naloge je cena jeklene konstrukcije, ki mora biti čim manjša in celotno dimenzioniranje izhaja iz tega pogoja. Glavni primerjani kriterij obeh izvedb konstrukcij je količina uporabljenega materiala in pretvorba količine v nabavno vrednost. Pomemben kriterij je tudi potreben čas za izdelavo in montažo konstrukcije, zato bomo tekom diplomske naloge težili k enostavnosti izvedbe konstrukcije in doseganju optimalnih časov pri montaži, kar lahko storimo z optimiziranimi variantami spojev.

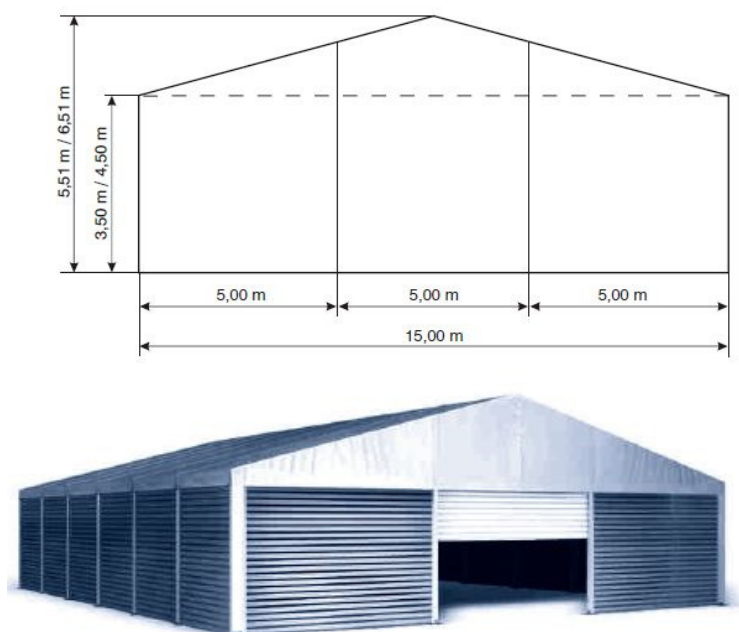
## 2 PREGLED IN ANALIZA ALUMINIJASTIH INDUSTRIJSKIH ŠOTOROV

### 2.1 Uvod

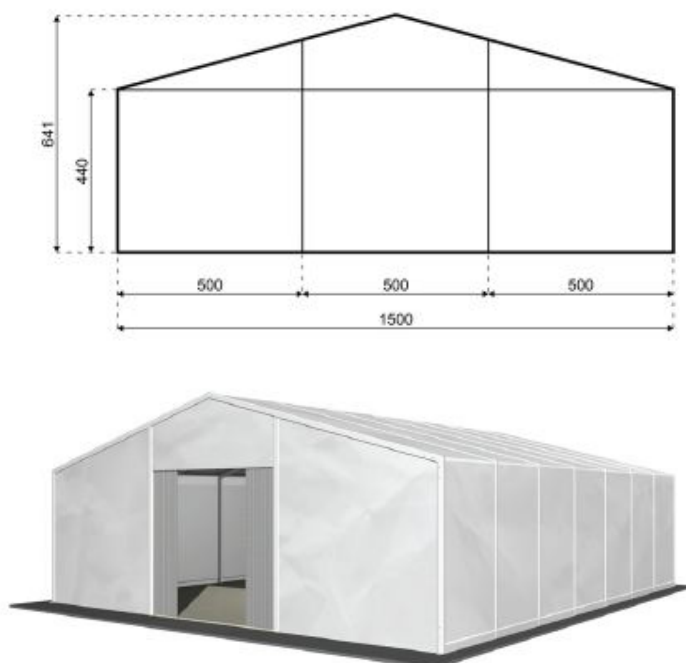
Poznavanje trga in konkurence je osnovni pogoj za uspešno nastopanje v prodaji. Podjetje Konstrukcije Schwarzmann d.o.o., ki se ukvarja s proizvodnjo jeklenih konstrukcij za industrijske šotore, se srečuje s tremi konkurenčnimi znamkami proizvajalcev aluminijastih konstrukcij: Eschenbach, Röder HTS in Herchenbach, poleg tega pa je še cela vrsta manjših proizvajalcev in posrednikov takšnih konstrukcij. V diplomskem delu se bomo večinoma posvečali le trem prej naštetim večjim podjetjem in jih bom vzeli kot osnovo za analizo aluminijaste in kasnejše določanje primerljive jeklene konstrukcije.

### 2.2 Geometrijska zasnova

Geometrijska zasnova aluminijastih šotorov za potrebe skladišč, industrijskih hal, športnih objektov in podobne namene je pri vseh proizvajalcih takšnih konstrukcij zelo podobna. Gre za dvokapne objekte, s konstantnim naklonom strehe, ki se med proizvajalci razlikujejo. Nekateri proizvajalci, kot na primer Eschenbach in Röder HTS uporabljajo 15 stopinjski naklon strehe, šotori proizvajalca Herchenbach pa imajo 18 stopinjski naklon strehe. Zaradi različnega naklona se zato pojavljajo razlike tudi v višini slemena, ki pa je pogojena tudi z višino stranice oz. z notranjo uporabno višino objekta.



Slika 1: Shematski prikaz mer in dejanski izgled objekta 15 m šotora proizvajalca Eschenbach (vir: katalog proizvajalca Eschenbach)



Slika 2: Shematski prikaz mer in dejanski izgled objekta 15 m šotora proizvajalca Röder HTS (vir: katalog proizvajalca Röder HTS)

V naslednji preglednici (Preglednica 1), kjer so primerjane izvedbe šotorov z razponi 15 oz. 20 metrov, lahko opazimo, da je najbolj prilagodljivo podjetje Herchenbach, ki ima več možnosti izbire notranje uporabne višine oz. višine stranice, večina proizvajalcev pa podaja tudi možnost popolnega prilagajanja zahtevam kupcem.

Preglednica 1: Geometrijske karakteristike aluminijastih šotorov različnih proizvajalcev

Proizvajalec	Razpon [m]	Svetla višina [m]	Naklon strehe	Višina slemena [m]	Raster [m]
Herchenbach	15	4,4 / 5,4 / 6,4	18°	6,84 / 7,84 / 8,84	4,0 / 5,0
	20			7,65 / 8,65 / 9,65	
Eschenbach	15	4,5	15°	6,51	3,0
	20			7,18	
Röder HTS	15	4,4	15°	6,41	2,5
	20			7,08	

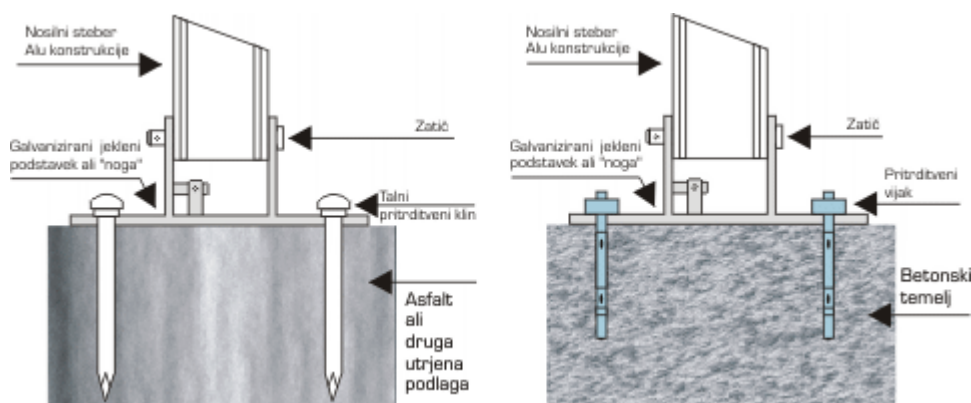
Iz zgornje preglednice lahko opazimo tudi razlike pri rastrih okvirjev konstrukcij, ki segajo od 2,5 do 5 metrov. Nekateri proizvajalci ponujajo več možnosti izbire že pri serijskih objektih, nekateri dajejo možnost poljubne izbire rastrov. Dolžina objektov je pri vseh neomejena, saj se le dodajajo posamezni segmenti konstrukcije, medtem ko je najmanjša dolžina objekta omejena z vsaj dvema segmentoma, t.j. dolžino dveh rastrov.

## 2.3 Konstruktivna zasnova

Konstruktivni sistem obravnavanih aluminijastih šotorov je dvočlenski okvir, ki z vzdolžnimi povezavami oz. legami ter diagonalnimi povezji tvori prostorsko nosilno konstrukcijo. Šotori so temeljeni preko temeljnega priključka s čelno ploščevino, ki je v tla pritrjena s sidri ali vijaki (odvisno od lastnosti podlage), na ta priključek pa je preko zatičev pritrjen steber. Tudi zaradi montažne narave objektov obravnavani priključek modeliramo kot členkasto podporo.



Slika 3: Priključek na temelj objekta (vir: katalog proizvajalca Herchenbach)



Slika 4: Detajl priključevanja stebra na temelj objekta (vir: Biro Ogis)

Na mestu spajanja stebrov in nosilcev ter na spoju dveh nosilcev v slemenu so spoji vijačeni. Prevladujeta dve izvedbi teh spojev: pri prvi izvedbi spajamo elementa skupaj preko vezne ploščevine, katere oblika sledi konturi okvirjev, spoj pa je pritrjen s kar precejšnjim številom vijakov (Slika 5 levo). Pri drugi izvedbi teh spojev (Slika 5 desno), elemente spajamo z vstavljanjem notranjega profila oz. cevi. Ta cev že sama po sebi prenaša del notranje obtežbe, zato je vijakov pri tej izvedbi manj.



Slika 5: Različni primeri spajanja elementov okvirja (vir: katalogi proizvajalcev Röder HTS, Eschenbach, Herchenbach)

Pri obeh izvedbah so vezne pločevine in notranji profili izdelani iz jekla, ki mora biti zaradi zagotavljanja korozivne odpornosti vroče cinkano. Vezni sredstev v spoju je več, saj je aluminij bolj občutljiv na bočne pritiske kot jekleni vstavki ali pločevine.

Spoj steber – strešni nosilec je lahko dodatno ojačan tudi s tlačno razporo, ki povezuje oba elementa, kar daje spoju večjo togost, saj sta nosilec in steber sicer povezana le členkasto s čepom (Slika 6).



Slika 6: Dodatno ojačan spoji s tlačnimi razporami (vir: Biro Ogis)

Diagonalna povezja so izvedena z jeklenimi pletenimi žicami, ki so členkasto pritrjene na okvire z enim vijakom ali z navojnimi končnimi elementi za zategovanje pletenice (Slika 7 in Slika 8). Vzdolžni elementi oz. lege ne potekajo kontinuirno po celotni dolžini objekta, ampak le od okvira do okvira. Na nosilce okvirov so pritrjeni s kotniki, na katere so ti vzdolžni elementi vijačeni. V primeru, da gre za montažno izvedbo šotorov za prireditve, se lege le zataknejo v za to posebej izdelan »žep« na nosilcu, kar zagotavlja zelo preprosto in hitro rešitev spajanja elementov.



Slika 7: Primer izvedbe diagonal (vir: katalog proizvajalca Herchenbach)



Slika 8: Prikluček diagonale (vir: katalog proizvajalca Herchenbach)

Poleg zgoraj opisanih konstrukcijskih elementov se pri skoraj vseh proizvajalcih in izvedbah pojavlja tudi horizontalna vez, ki nudi dodatno stabilnost in razbremenitev notranjih sil okvira. Ta je izvedena v obliki jeklene žice in je členkasto priključena na mesto spoja stebra in strešnega nosilca (Slika 9).



Slika 9: Horizontalne vezi (vir: katalog proizvajalca Herchenbach)

## 2.4 Tipi izvedbe

Izvedbe aluminijastih šotorskih konstrukcij so lahko različnih tipov, vsi proizvajalci ponujajo kupcu možnost izbire. Izvedbe se med seboj ločijo po načinu zapiranja konstrukcije. Pri vseh se streha zapira s PVC ponjavo, saj so tako obremenitve zaradi lastne teže veliko manjše. Razlika je tako le v izbiri materiala za zapiranje bokov in končnic.

Pri prvem tipu se stranice objekta zapirajo s sendvič paneli in je taka izvedba bolj primerna za pomembnejše objekte, po navadi so le-ti tudi ogrevani in so največkrat uporabljeni za skladišča ali razstavne prostore. Pri drugem tipu gre za zapiranje konstrukcije s PVC ponjavo po celotni zunanji površini in je primeren za manj pomembne namembnosti objektov, tak sistem je tudi cenejši. Tretji tip pa je zapiranje stranic s profilirano jekleno pločevino, ki je cenovno ugodna ter daje malo več zaščite notranjosti.

### 2.4.1 Sendvič paneli

Sendvič paneli so sestavljeni iz dveh profiliranih jeklenih pločevin in z vmesnim polnilom iz mineralne volne. Skupna debelina panelov, ki se uporabljajo pri takšnih konstrukcijah, je med 60 in 80 milimetri, debelina profilirane pločevine pa znaša 0,5 milimetra. Sistem s sendvič paneli je tudi najtežji, saj ima največjo maso na površino in znaša od 13 do 20 kg/m<sup>2</sup>. Prednost panelov je v dobri toplotni izolativnosti, saj ima koeficient toplotne prehodnosti med 0,31 in 0,41 W/m<sup>2</sup> K in je mnogo manjši kot pri drugih izvedbah. Paneli imajo tudi dokaj dobro nosilnost, ki znaša 1,4 kN/m<sup>2</sup>.



Slika 10: Izvedba s kombinacijo sendvič panelov na stranicah in PVC ponjave na strehi (vir: katalog Herchenbach)

## 2.4.2 PVC ponjava

Najpogosteje so ponjave izdelane iz močnega poliestra, ki je prevlečen z zaščitno plastjo iz PVC-ja. Tako prekritje je najenostavnejši tip prekritja in je tudi najlažji, saj znaša masa na površino tega materiala le od 650 do 900 g/m<sup>2</sup>. Kljub tankosti materiala, debelina materiala je 0,6 milimetra, ima PVC ponjava dobro nosilnost, saj natezna trdnost takšnih ponjav znaša od 2000 do 9800 N/5 cm. Visoka nosilnost in nizka masa je tudi razlog, zakaj vsi proizvajalci uporabljajo ponjavo za prekrivanje strehe.



Slika 11: Izvedba s PVC ponjavo po celotni zunanji površini (vir: katalog Herchenbach)

Največja slabost prekritja s PVC ponjavo je njena slaba toplotna izolativnost, saj je koeficient zelo velik (8 W/m<sup>2</sup> K), vendar ta lastnost v praksi zaradi namembnosti objektov ni tako pomembna. Pojavljajo se tudi sistemi z izboljšano toplotno izolativnostjo, npr.: sistem »Heba-Therm®« proizvajalca Herchenbach, podoben sistem toplotno izoliranih PVC ponjav ima tudi Röder HTS. Pri obeh sistemih gre za dvoslojne napihljive ponjave, vmesni prostor je napolnjen z zrakom, koeficient toplotne prehodnosti je od 0,8 W/m<sup>2</sup> K, lahko pa se ga zmanjša tudi do samo 0,2 W/m<sup>2</sup> K, kar je v primerjavi z navadno enoslojno PVC ponjavo in tudi drugimi izvedbami zelo izboljšana vrednost.



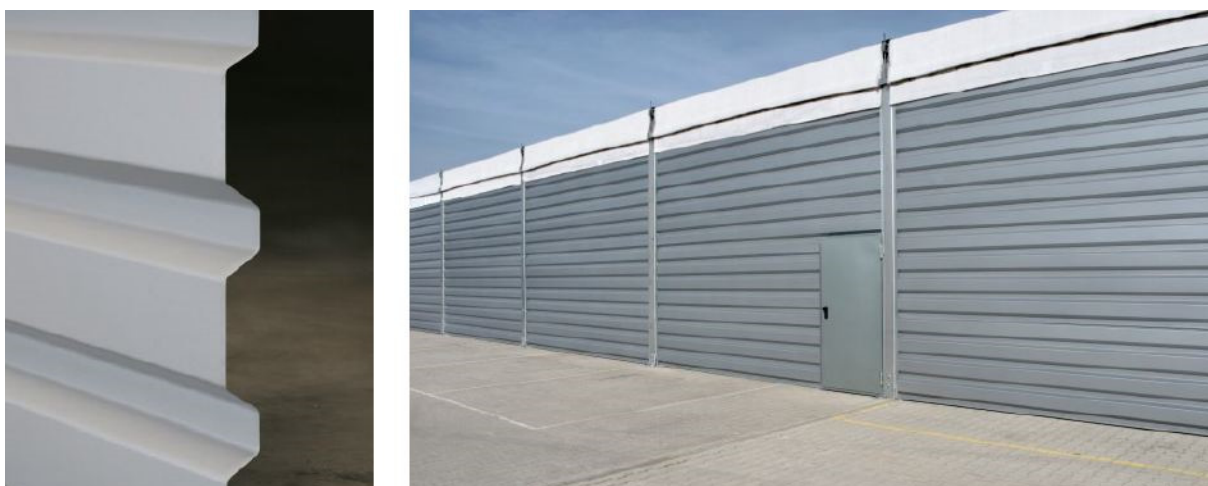
Slika 12: Izvedba s toplotno izolativno dvojno PVC ponjavo (vir: Röder HTS)



Odlike ponjav pred drugimi izvedbami so tudi njihova visoka fleksibilnost za razne razgibane arhitekturne rešitve in UV odpornost, vremenska odpornost, v primeru izbire svetlejših barv ponjav so le-te tudi prosojne za svetlobo. Vgrajene ponjave so odporne na mraz (do  $-30^{\circ}\text{C}$ ) in na vročino (do  $70^{\circ}\text{C}$ ). Poleg tega so tudi ognjevarne, standarda EN 13501-1 in DIN 4102 B1 za požarno klasifikacijo gradbenih proizvodov in elementov stavb jih uvrščata med težko gorljive materiale (gorljivostni razred B1). Življenjska doba PVC ponjav je tudi do 30 let.

### 2.4.3 Profilirana pločevina

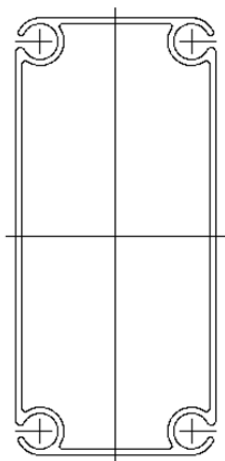
Debelina jeklene profilirane pločevine je odvisna od projektirane hitrosti vetra in znaša 0,75 za manjše oziroma 0,88 mm za večje obremenitve vetra ( $0,71\text{ kN/m}^2$ ). Nosilnost pločevine je odvisna od razpona oziroma rastra konstrukcije, poleg tega tudi nima dobrih lastnosti glede toplotne izolativnosti, saj je koeficient toplotne prehodnosti velik ( $6\text{ W/m}^2\text{ K}$ ). Glede na sendvič panele ima profilirana pločevina prednost le pri nižji masi, saj ta znaša približno  $7,5\text{ kg/m}^2$ , izvedba je zato tudi cenovno ugodnejša.



Slika 13: Izvedba s kombinacijo profilirane pločevine na stranicah in PVC ponjave na strehi (vir: katalog Herchenbach)

### 2.5 Uporabljeni profili

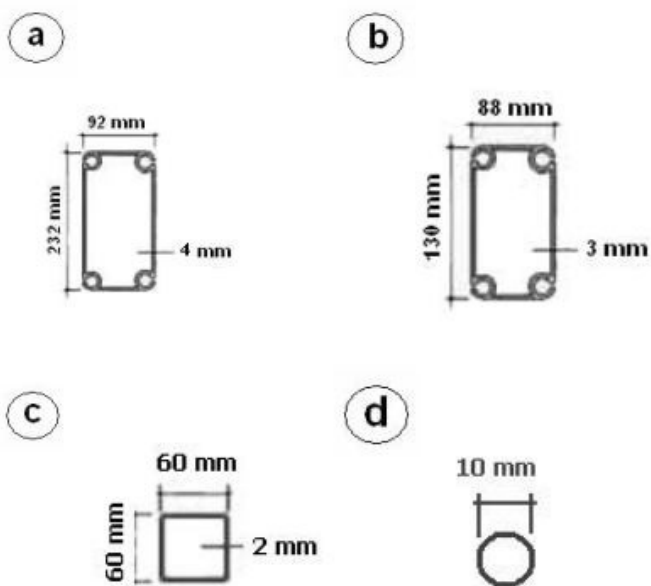
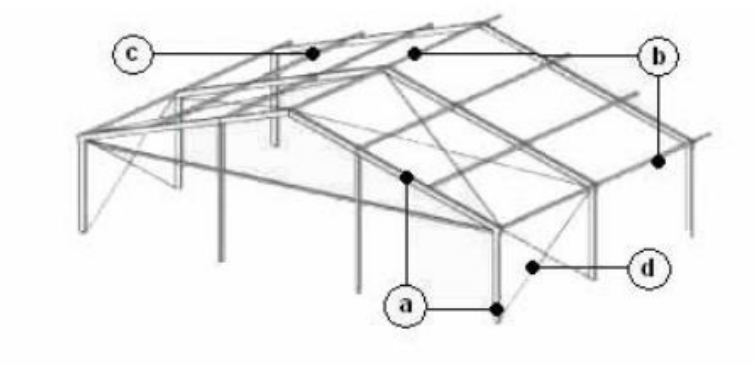
Dimenzije profilov, ki sestavljajo aluminijaste konstrukcije, se med proizvajalci razlikujejo, vendar so si prerezi teh profilov nadvse podobni. Pri vseh gre namreč za stisnjene ekstrudirane pravokotne votle profile iz konstrukcijskega aluminija, katerih robovi so zaobljeni, profili pa imajo na vogalih kanale oz. odprtine (Slika 14). Njihov pomen je predvsem praktične narave, saj se skozi njih vstavlja, pritrjuje in napenja PVC ponjava (Slika 15). Manj nosilni vzdolžni elementi imajo za profile navadne votle kvadratne aluminijaste cevi.



Slika 14: Tipični profil nosilnega aluminijastega elementa



Slika 15: Pritrjevanje ponjave skozi kanale profila (vir: Lavrič, A. 2011.)



Slika 16: Dimenzije vseh profilov šotora razpona 15 m proizvajalca Tents (vir: katalog proizvajalca Tents)

Dimenzije glavnih nosilnih elementov se med proizvajalci razlikujejo, kar kaže na dejstvo, da so vsi ti profili izdelani po naročilu. Dimenzije profilov so odvisne tudi od geometrije objekta, predvsem naklona strehe in rastra posameznih segmentov ter od tipa izvedbe. Pri Eschenbach-u znaša raster segmentov objekta 3 metre in je za pol metra večji od rastra proizvajalca Röder HTS, stranice so zaprte s sendvič paneli, zato so tudi dimenzije glavnega profila večje.

Preglednica 2: Dimenzije glavnih profilov glede na proizvajalca in razpon konstrukcije

Proizvajalec	Razpon [m]	Dimenzije glavnih profilov
Eschenbach	15	235x100x4 mm (3 mm)
	20	270x100x7 mm (4mm)
Röder HTS	15	230x91x3 mm ali 220x100x4 mm
	20	
Tentis	15	232x92x4 mm

## 2.6 Obremenitve

Aluminijaste šotorske konstrukcije so projektirane kot objekti z manjšo nosilnostjo. Projektne obremenitve s snegom se glede na proizvajalce delno razlikujejo in se gibljejo med 0,25 in 1,35 kN/m<sup>2</sup> in od 0,5 do 0,71 kN/m<sup>2</sup> za obremenitve z vetrom. Nekateri proizvajalci, kot je Röder HTS, imajo možnost izbire projektne obremenitve s snegom (glede na lokacijo objekta) in so glede na izbiro le-te, drugačni tudi elementi oziroma profili konstrukcije.

Ker gre za večinoma nemške proizvajalce so nižje obremenitve pričakovane, saj je pričakovana obremenitev s snegom tam manjša. Za primerjavo obremenitve s snegom v Ljubljani znašajo 1,51 kN/m<sup>2</sup> (cona 1, nadmorska višina 300 m), obremenitve z vetrom pa so primerljive. Gre torej za manj obremenjene konstrukcije, kot je to prikazano v naslednji preglednici (Preglednica 3).

Preglednica 3: Obremenitve aluminijastih konstrukcij glede na proizvajalce

Proizvajalec	Razpon [m]	Sneg [kN/m <sup>2</sup> ]	Veter [kN/m <sup>2</sup> ]
Herchenbach	15	0,25 - 1,35	0,5 - 0,71
	20	0,25 - 1,0	
Eschenbach	15	0,75	Ni podatka
	20		
Röder HTS	15	0,25 ali 0,75	0,5
	20		

## 2.7 Primerjava jeklenih in aluminijastih skladiščnih šotorov

Kot osnovo za primerjanje jeklenih skladiščnih šotorov z aluminijastimi smo vzeli obstoječi konstrukciji šotorov podjetja Schwarzmann z razponi 15 in 20 metrov. Glavni nosilni elementi obravnavanih jeklenih konstrukcij so varjeni palični okviri, ki so sestavljeni iz standardnih kvadratnih cevi različnih dimenzij. Zunanje cevi paličja so dimenzij 100x100x5 mm (4 mm) in 80x80x4 mm (3 mm), vmesne povezave (diagonale in vertikale) pa sestavljajo kvadratne cevi 60x60x3 mm in 40x40x3 mm. Celoten okvir se vijači na terenu po segmentih, kateri ne presegajo 6 metrov dolžine (omejitve zaradi dolžine cevi, manipulacije, transporta).



Slika 17: Notranjost objekta iz aluminijaste konstrukcije (vir: katalog proizvajalca Röder HTS)



Slika 18: Notranjost objekta iz jeklene palične konstrukcije (vir: Konstrukcije Schwarzmann)

Geometrijske karakteristike primerjanih objektov se med seboj ne razlikujejo kaj dosti, kupci proizvajalca Schwarzmann imajo glede izbire svetlih višin objekta in rastrov okvirov še največ izbire, tudi oni pa se prilagodijo posebnim zahtevam glede geometrije. Če lahko tako za zunanost konstrukcij rečemo, da se razlikujejo le v detajlih, je drugačna slika v notranjosti objektov. Aluminijske konstrukcije so na pogled veliko preprostejše, konstrukcija je bolj elegantna, saj je manj različnih profilov, so pa dimenzije le-teh zato bistveno večje (Slika 17 in Slika 18). Večji je tudi potencialni izkoristek prostora in svetle višine, a ga pri večini izvedb aluminijskih konstrukcij motijo horizontalne vezi, ki odvzamejo dobršen del uporabne višine objekta.

Skupna masa jeklene konstrukcije je razumljivo večja, znaša med 25 in 30 kg/m<sup>2</sup>, medtem ko je masa aluminijske konstrukcije bistveno manjša in znaša po podatkih proizvajalcev približno 7,5 kg/m<sup>2</sup>. Glede na podatek o specifični teži obeh materialov, ki je za aluminij približno trikrat manjši, je porabljenega materiala nekoliko več pri jekleni konstrukciji, sta pa podatka primerljiva.

Porabljenega materiala je pri jekleni konstrukciji več tudi zaradi večjih obremenitev, ki jih le-ta prenaša. Če imajo aluminijske konstrukcije nosilnosti na snežno obtežbo med 0,25 in 1,35 kN/m<sup>2</sup>, imajo Schwarzmann jeklene konstrukcije nosilnost skoraj trikrat večjo. Večja je tudi projektna obremenitev z vetrom in to skoraj za dvakrat. Velja torej ugotovitev, da so projektne nosilnosti obstoječih jeklenih objektov precej večje od manj nosilnih aluminijskih konstrukcij.

Preglednica 4: Geometrijske lastnosti in obremenitve obstoječih konstrukcij podjetja Schwarzmann

Razpon [m]	Svetla višina [m]	Naklon strehe	Višina slemena [m]	Raster [m]	Sneg [kN/m <sup>2</sup> ]	Veter [kN/m <sup>2</sup> ]
15	3,0/4,0/5,0/6,0	18°	6,0/7,0/8,0/9,0	3,0/4,0/5,0	1,0-3,5	0,5-1,1
20	3,0/4,0/5,0/6,0	18°	6,8/7,8/8,8/9,8	3,0/4,0/5,0	1,0-3,5	0,5-1,1

Bistvena prednost aluminijskih konstrukcij je v enostavnosti izdelave in predvsem montaže. Gre za enojne profile, ki se v proizvodnji le režejo in vrtajo, na montaži pa se spajajo preko posebnih detajlov, katerih bistvena prednost je hitrost in enostavnost sestavljanja. Poleg tega so elementi zelo lahki in se z njimi da lažje manipulirati, konstrukcijo pa je možno tudi v kratkem času razstaviti in ponovno sestaviti na drugi lokaciji.

Na drugi strani je za izdelavo varjenih paličnih okvirov potrebno vložiti veliko več delovnih ur, saj so sestavljeni iz mnogih cevi, večja je tudi možnost napak (različna dolžina, različne dimenzije profilov). Zahtevnejša sta tudi transport in montaža, večji je volumen transporta je več, elementi so težji in je za njihovo manipulacijo potrebnih več delovnih strojev z večjo

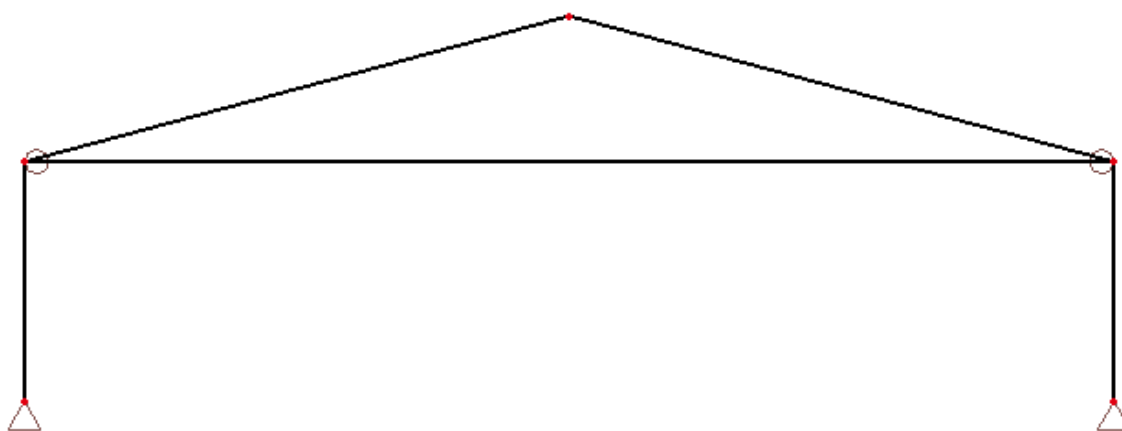
nosilnostjo. Poleg tega se elementi spajajo preko čelnih pločevin, ki se morajo nalegati, da se elementi lahko pravilno vijačijo. Zaradi vseh teh razlogov je tudi čas dobave konstrukcije daljši, podaljša se tudi čas same montaže konstrukcije.

Če ceno obeh konstrukcij primerjamo samo s stališča cene porabljenega materiala, ugotovimo, da sta konstrukciji cenovno zelo primerljivi. Glavna razlika v cenah nastane v vloženi delovnih urah, ki so potrebne za dokončanje jeklenega ali aluminijastega šotorskega objekta, kjer je aluminijasta izvedba v veliki prednosti. Po podatkih proizvajalca Röder HTS je za montažo njihove aluminijaste šotorske konstrukcije velikosti 20x50 metrov potrebnih 9 delavcev, ki delo opravijo v osmih urah. Za montažo enake jeklene konstrukcije proizvajalca Schwarzmann je za enak objekt in približno enak obseg dela potreben cel delovni teden, kar je bistveno več, zato je dražji tudi celoten objekt.

### 3 PRIPRAVA IN OPIS RAČUNSKIH MODELOV

#### 3.1 Statični model

Iz podatkov, ki smo jih dobili in opisali v poglavju 2.3, smo lahko določili primeren statični model za obravnavo vseh konstrukcij. Okvir konstrukcije modeliramo kot dvočlenski okvir, podpore so torej členkasto podprte (pomika preprečena, zasuk sproščen), spoji so togi in polno nosilni. V primeru uporabe horizontalnih vezi te modeliramo kot palice, ki so členkasto vpete v mesto spoja nosilec – steber. Diagonalna povezja modeliramo z nadomestnim paličjem, lege pa modeliramo kot prostoležeči nosilec.



Slika 19: Statični model konstrukcije s horizontalno vezjo

#### 3.2 Obtežbe na konstrukcijo

##### 3.2.1 Lastna in stalna obtežba

**Lastno težo** konstrukcije smo v analizi upoštevali kot točno vrednost in jo zaradi povečanja varnosti ter zaradi upoštevanja teže zvarov, vijakov in veznih pločevin povečamo za 20 odstotkov.

K lastni teži konstrukcije prispevajo svoj delež tudi **vzdolžni elementi**, katerih teže program pri računanju le ravninskega okvira ne pozna in jo je potrebno podati ročno kot točkovne sile na mestih pritrditve. Velikost točkovnih sil je odvisna od dolžine vzdolžnih elementov oziroma od rastra konstrukcije (3, 4 ali 5 m).

Preglednica 5: Velikosti točkovnih sil vzdolžnih elementov

Pozicija	Dimenzije cevi	Masa [kg/m]	Točkovna sila glede na raster [N]		
			3 m	4 m	5 m
Vzdolžni elementi	120x120x4 mm	14,25	427,5	570,0	712,5

Ker so točkovne sile dokaj majhnega velikostnega reda jih zanemarimo oziroma jih upoštevamo v povečanju lastne teže konstrukcije.

Načeloma bi bilo potrebno upoštevati tudi **lastno težo prekritja** oziroma PVC ponjave, katere masa znaša  $690 \text{ g/m}^2$ . Tudi to vrednost upoštevamo pri povečanju lastne teže objekta.

$$g_{ponjave} = 6,9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,0069 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.2.2 Sneg

Standard za začasne objekte in šotore EN 13782 za obtežbo s snegom narekuje, naj se upošteva standard EN 1991-1-3 oziroma obtežbe s snegom ni potrebno upoštevati le za objekte, kjer velja:

- objekt je na lokaciji, kjer ni pričakovati snega,
- objekt obratuje v letnem času, ko nevarnosti snega ni,
- objekt je načrtovan tako, da do zadrževanja snega ne more priti,
- zagotovljeni so ukrepi, da do zadrževanja snega ne pride.

Zadnjemu pogoju se lahko zadosti na naslednje načine:

- z namestitvijo zadostnih ogrevalnih naprav znotraj objekta,
- ogrevanje objekta se prične pred začetkom snežnih padavin,
- objekt je ogrevan tako, da je temperatura na zunanji površini vsaj  $+2^\circ\text{C}$ ,
- zunanja površina je narejena in napeta tako, da ne more priti do zadrževanja vode oziroma do deformacij objekta zaradi zadrževanja vode.

Standard EN 13782 tudi daje možnost uporabe reducirane vrednosti obtežbe snega z vrednostjo  $0,2 \text{ kN/m}^2$ , v kolikor je zagotovljeno, da z odstranjevanjem na objektu ne bo nikoli več kot 8 centimetrov snega.

Zgornji ukrepi so za naš primer nesprejemljivi, zato bomo obtežbo snega določili s pomočjo standarda SIST EN 1991-1-3, kjer se sneg upošteva kot spremenljiva nepomična obtežba. Pri določevanju velikosti te obtežbe je potrebno upoštevati, da je na objektu možnih več različnih porazdelitev snega.



V splošnem na porazdelitev snega po SIST EN 1991-1-3 vplivajo lastnosti strehe (kritine) in drugi dejavniki:

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

Za trajna in začasna projektna stanja se določi obtežbo snega po naslednji enačbi:

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

kjer so:

$\mu_i$  oblikovni koeficient obtežbe snega

$C_e$  koeficient izpostavljenosti terena

$C_t$  toplotni koeficient

$s_k$  karakteristična obtežba snega na tleh

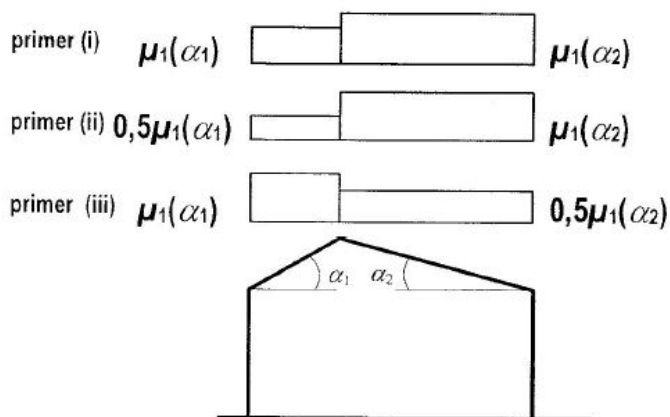
**Oblikovni koeficient obtežbe snega  $\mu_i$**  ima zelo veliko vlogo pri porazdelitvi obtežbe snega po strehi. Oblikovni koeficient se določi povsod, kjer geometrija strehe vpliva na spremembo obtežbe snega glede na ravno streho. Na vrednost koeficienta vpliva torej le nagib strehe, vrednosti iz preglednice (Preglednica 6) veljajo le, če sneg lahko zdrсне iz strehe, kar je v našem primeru omogočeno. V primeru, da so na strehi snegobrani ali druge podobne ovire, oblikovni koeficient, ne glede na nagib strehe, ne sme biti manjši od vrednosti 0,8.

Preglednica 6: Vrednosti oblikovnih koeficientov obtežbe snega

Nagib strehe $\alpha$	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	-

Za dvokapno streho z nagibom  $18^\circ$ , je vrednost oblikovnega koeficienta enaka:

$$\mu_1 = 0,8$$



Slika 20: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapni strehi (vir: SIST EN 1991-1-3:2004)

V obravnavanih primerih imamo povsod simetrično dvokapno streho, zato sta tudi vrednosti oblikovnega koeficienta  $\mu_1$  na obeh straneh enaka. Primer (i) (Slika 20) velja za simetrično porazdelitev snega, nesimetrična razporeda obtežbe snega sta prikazana na primeru (ii) in (iii), ki sta za simetrično streho enaka. Pri računu in dimenzioniranju konstrukcije bomo upoštevali obe razporeditvi obtežbe snega.

**Koeficient izpostavljenosti terena  $C_e$**  se uporablja za reguliranje obtežbe snega na strehi in je odvisen od stanja okoli objekta, ko bo le ta zgrajen. Izberemo vrednost za običajen teren, saj stanja okoli objekta ne poznamo oziroma le-ta še ni znan. Vrednost faktorja je tako enaka:

$$C_e = 1,0$$

**Toplotni koeficient  $C_t$**  se upošteva pri objektih, kjer je toplotna prevodnost velika oziroma je večja od  $1 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ , saj se sneg topi zaradi toplotnih izgub. V obravnavanih primerih je toplotna prevodnost konstrukcijskega sklopa, t.j. PVC ponjava, zares večja od predpisane vrednosti, toda gre za objekte, ki so neogrevani in tudi do topljenja snega zaradi toplotnih izgub ne more priti. Vzamem torej vrednost, ki za vse druge primere znaša:

$$C_t = 1,0$$

**Karakteristična obtežba snega na tleh  $s_k$**  je odvisna od nadmorske višine in od lokalnih klimatskih pogojev, kjer je objekt lociran. Standard v dodatku C vsebuje Evropske karte snega za posamezna območja in države, v nacionalnih dodatkih pa so karakteristične vrednosti podane še bolj natančno. Vrednosti karakteristične obtežbe snega so bile podane kot vhodni podatek za obravnavo konstrukcij, primerjali smo dve različni vrednosti:

$$s_k = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{in} \quad s_k = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Z upoštevanjem vsem korekcijskih faktorjev izračunamo obtežbi snega, ki veljata za simetrično obtežbo snega in za eno strešino pri nesimetrični porazdelitvi snegu:

$$s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,1} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \frac{kN}{m^2} = 0,40 \frac{kN}{m^2} \quad \text{in}$$

$$s_2 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,2} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \frac{kN}{m^2} = 0,60 \frac{kN}{m^2}.$$

Za drugo strešino pri nesimetrični porazdelitvi snega je obtežba snega enaka:

$$s_1 = 0,5 \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,1} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \frac{kN}{m^2} = 0,20 \frac{kN}{m^2} \quad \text{in}$$

$$s_2 = 0,5 \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{k,2} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \frac{kN}{m^2} = 0,30 \frac{kN}{m^2}.$$

Kljub temu, smo za analizo jeklenega okvira upoštevani zahtevani obtežbi snega kot projektni in ne kot karakteristični vrednosti. Notranje sile so tako nekoliko večje (približno 20 odstotkov), a smo tako na varni strani. Projektna obtežba s snegom tako znaša za simetrično obtežbo snega in za eno strešino pri nesimetrični porazdelitvi snegu :

$$s_1 = 0,5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{in}$$

$$s_2 = 0,75 \frac{kN}{m^2}.$$

Za drugo strešino pri nesimetrični porazdelitvi snega pa znaša:

$$s_1 = 0,25 \frac{kN}{m^2} \quad \text{in}$$

$$s_2 = 0,375 \frac{kN}{m^2}.$$

Pri aluminijastih konstrukcijah so bile obtežbe s snegom podane v katalogih posameznih proizvajalcev, vendar ne vemo, ali gre za karakteristične ali projektne vrednosti obremenitev. Privzamemo, da gre za projektne obremenitve, kar bomo upoštevali pri interpretaciji rezultatov analize obstoječih aluminijastih konstrukcij.

### 3.2.3 Veter

#### 3.2.3.1 Poenostavljen postopek po standardu EN 13782

V standardu EN 13782 je opisan poenostavljen postopek za določevanje obtežbe z vetrom, ki pa more biti upoštevan skupaj s standardom EN 1991-1-4, vendar z upoštevanjem, da gre za konstrukcije prekrte s tekstilnimi oblogami oziroma s ponjavami in z upoštevanjem:

- lokacije,
- časa montaže in časa, ko bo objekt stal (življenjska doba),
- uporabe pod nadzorom upravljavca,
- možnosti zaščite in dodatnega pritrdjevanja.

Za lokacije, kjer je referenčna hitrost vetra  $v_{ref} \leq 28 \text{ m/s}$ , se upošteva minimalna obtežba z vetrom, podana s standardom EN 1991-1-4, z upoštevanjem naslednjih vrednosti koeficientov:

$$c_{TEM} = 0,8$$

$$T_r = 10 \text{ let}$$

$$c_d = 1,0$$

$$c_{ALT} = 1,0$$

kjer so:

$c_{TEM}$  faktor za vpliv začasne gradnje

$T_r$  povratna doba

$c_d$  dinamični faktor

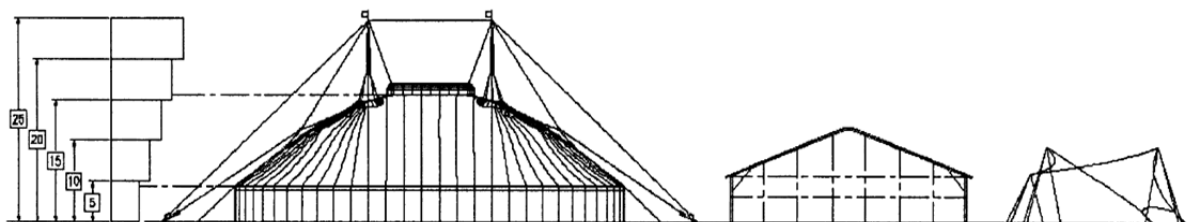
$c_{ALT}$  faktor nadmorske višine

Preglednica 7: Pritisk vetra v odvisnosti od višine konstrukcije

h [m]	q [N/m <sup>2</sup> ]
h ≤ 5	500
5 < h ≤ 10	600
10 < h ≤ 15	660
15 < h ≤ 20	710
20 < h ≤ 25	760

Za objekte, katerih razpon ne presega 10 metrov in so nižji od 5 metrov, se lahko upošteva zmanjšana vrednost pritiska vetra, ki znaša  $300 \text{ N/m}^2$ .

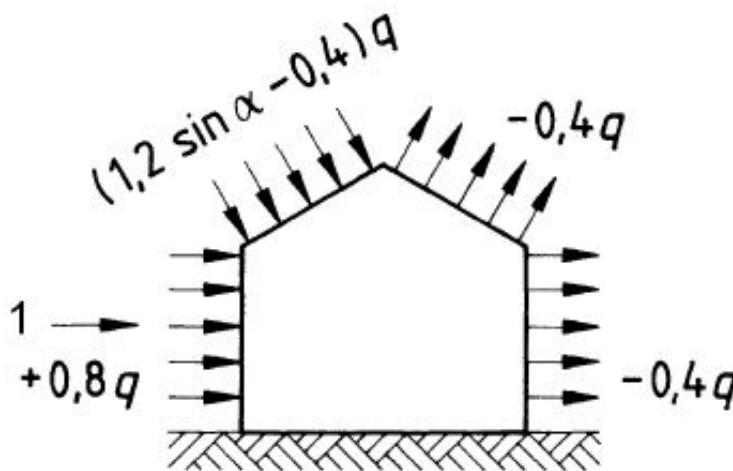
Pritisk vetra na konstrukcijo se po višini objekta ne porazdeli zvezno, ampak odsekoma konstantno (Slika 21). Za objekt visok 15 metrov tako obtežba z vetrom ni konstantna po višini, ampak se ta spreminja na vsakih 5 metrov višine.



Slika 21: Porazdelitev obtežbe z vetrom za standardne primere šotorskih konstrukcij (vir: EN 13782:2005)

Za vse druge lokacije, kjer hitrost vetra presega mejno vrednost, torej kjer je  $v_{\text{ref}} > 28 \text{ m/s}$ , mora biti izveden podroben izračun odpornosti konstrukcije na lokalne zahteve vetra. Pri izvedbi objekta pa morajo biti upoštevani posebni ukrepi za stabilizacijo objekta.

V splošnem se oblikovni faktorji za poljubno oblikovane objekte vzamejo iz standarda EN 1991-1-4. Vendar se lahko na podlagi preteklih izkušenj za objekte pravilnih, konvencionalnih oblik oblikovne faktorje in razpored zunanjih pritiskov in srkov na objekt določi tudi s pomočjo slike, podane v standardu (Slika 22). Vrednosti zunanjih pritiskov in srkov za različna območja na objektu, ob upoštevanju, da je  $v_{\text{ref}} < 28 \text{ m/s}$ , smo izračunali (Preglednica 8), vendar je potrebno upoštevati še vplive notranjih pritiskov oziroma srkov vetra.



Slika 22: Aerodinamični koeficienti za šotore pravilnih oblik (vir: EN 13782:2005)

Preglednica 8: Obtežba z vetrom na ploskve objekta ( $v_{ref} < 28$  m/s)

Pozicija	Višine [m]	q [kN/m <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>2</sup> ]
Privetrna stena	0 - 4,5	0,5	0,40
Zavetrna stena	0 - 4,5	0,5	-0,20
Privetrna strešina	4,5 - 5	0,5	-0,015
	5 - 10	0,6	-0,018
Zavetrna strešina	4,5 - 5	0,5	-0,20
	5 - 10	0,6	-0,24

Obtežbe z vetrom so dokaj majhne, na prvi pogled lahko rečemo celo premajhne, saj gre za izredno lahke konstrukcije, katerim glavna nevarnost je ravno veter. Ob upoštevanju majhne lastne teže, so sile obtežbe vetra dokaj velike, njihov delež k celotni zunanji obtežbi pa je večji, kot če primerjamo z deležem, ki ga ima vetrna obtežba na armiranobetonski objekt enake višine.

### 3.2.3.2 Obtežba vetra po standardu EN 1991-1-4

#### **Največji tlak pri sunkih vetra**

Vrednosti obtežbe z vetrom smo določili tudi po standardu EN 1991-1-4, ki podaja navodila za izračun obtežbe za vse grajene objekte ter v skladu z nacionalnim dodatkom Slovenije.

Najprej je potrebno določiti **osnovno hitrost vetra**  $v_b$ , določeno kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 metrov nad terenom II. kategorije, ki se jo izračuna po enačbi:

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

kjer so:

$c_{dir}$  smerni vektor

$c_{season}$  faktor letnega časa

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

Po nacionalnem dodatku vrednosti za smerni vektor in faktor letnega časa niso določene, zato si za oba izberemo priporočeno vrednost slovenskega nacionalnega dodatka.

$$c_{dir} = c_{season} = 1,0$$

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je bila podana kot vhodni podatek za račun obtežbe vetra in je znašala:

$$v_{b,0} = 120 \frac{km}{h} = 33,3 \frac{m}{s}$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33,3 \frac{m}{s} = 33,3 \frac{m}{s}$$

**Največji tlak pri sunkih vetra  $q_p$**  se izračuna po naslednjem postopku:

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

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

$$v_p = \sqrt{[1 + 7 \cdot I_v(z)]} \cdot v_m(z)$$

kjer so:

$I_v(z)$  Intenziteta turbulence na višini  $z$

$\rho$  gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in začetnega tlaka, pričakovanega med neurjem na pričakovanem območju

$v_m(z)$  srednja hitrost vetra

Ker vrednost **gostote**  $\rho$  ni podana z nacionalnim dodatkom, vzamemo priporočeno vrednost.

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

**Srednja hitrost vetra  $v_m(z)$**  je poleg višine odvisna od dveh faktorjev, in sicer od **hrapavosti  $c_r$**  in **hribovitosti  $c_0$**  terena in se jo določi po naslednji enačbi:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

**Za faktor hribovitosti** nacionalni dodatek standarda narekuje, da ga določi uporabnik sam. Vzamemo priporočeno vrednost iz slovenskega nacionalnega dodatka, ki znaša:

$$c_0 = 1,0$$

**Faktor hrapavosti terena** upošteva možno spremenljivost srednje hitrosti vetra na mestu objekta zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetrni strani objekta in se ga izračuna po enačbi:

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

kjer so:

$z$  višina objekta

$z_0$  hrapavostna dolžina

$z_{0,II}$  = 0,05 m; hrapavostna dolžina za II. kategorijo terena

$z_{min}$  minimalna višina nad terenom, kjer je hitrost vetra konstantna, odvisna od kategorije terena

$z_{max}$  = 200 m; maksimalna višina, omejena z veljavnostjo standarda

$k_r$  faktor terena

**Hrapavostna dolžina  $z_0$  in najmanjša višina  $z_{min}$**  se določita na podlagi kategorije terena, kjer bo konstrukcija grajena. Predpostavimo IV. kategorijo terena, torej področje, kjer najmanj 15% površine zasedajo objekti višji od 15 metrov (mesto, industrijske cone).

$$z_0 = 1,0 \text{ m} \quad \text{in} \quad z_{min} = 10 \text{ m}$$

**Faktor terena  $k_r$**  je odvisen od hrapavostne dolžine in od kategorije terena.

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

Postopek računa se nadaljuje z določitvijo **intenzitete turbulence  $I_v(z)$**  na višini  $z$ .

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

kjer so:

$k_i$  turbulenčni faktor

$c_{0,II}$  faktor hribovitosti

$z_0$  hrapavostna dolžina



Vrednost **turbulenčnega faktorja**  $k_i$  se določi iz nacionalnega dodatka. Priporočena vrednost iz standarda je:

$$k_i = 1$$

Nato lahko po že podanih enačbah zgoraj izračunamo še **največjo hitrost ob sunkih vetra**  $v_p$ , iz katere izračunamo **tlak ob sunku vetra**  $q_p$ . Izračune smo naredili za različne višine objektov, ki so posledica različnih razponov konstrukcije (Preglednica 9).

Preglednica 9: Tlaki ob sunku vetra za različne višine objektov

$v_{b,0}$ [m/s]	33,3	$K_i$	1
$C_{dir}$	1	$C_0$	1
$C_{season}$	1	$z_0$ [m]	1
$v_b$ [m/s]	33,3	$z_{min}$ [m]	10
		$z_{0,II}$ [m]	0,05
		$k_r$	0,234

Razpon [m]	z [m]	$c_r$	$l_v$	$v_m$ [m/s]	$v_p$ [m/s]	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
15	6,94	0,45	0,44	15,13	30,59	0,58
20	7,75	0,48	0,42	15,99	31,67	0,63

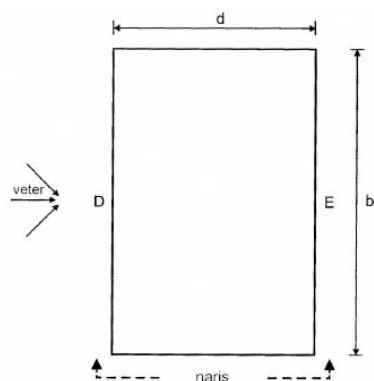
### **Izračun koeficientov notranjega tlaka $c_{pi}$**

Koeficient notranjega tlaka je odvisen od velikosti in razporeditve odprtin in drugih prepustnih površin po zunanjem ovoju objekta. Bodočega stanja odprtin ne poznamo, saj se ta v celoti prilagajajo različnim željam kupcev, prevladujoča stran glede odprtin se lahko v tem primeru zelo razlikuje. Zato privzamemo za  $c_{pi}$  neugodnejšo vrednost med +0,2 in -0,3 in s tem pokrijemo vse različne izvedbe, smo tako na varni strani ter zato upoštevamo oba koeficienta.

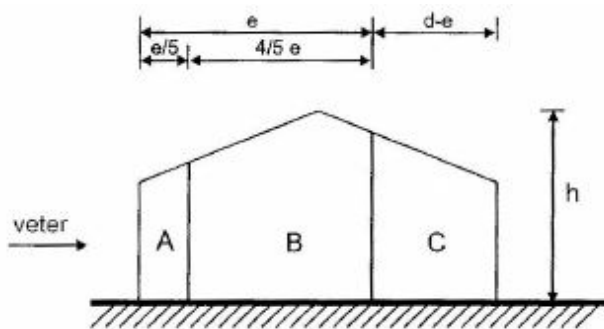
### **Izračun koeficientov zunanjega tlaka $c_{pe}$**

Pri izračunu koeficientov zunanjega tlaka  $c_{pe}$  moramo najprej ločiti navpične stene in dvokapno streho, nato ločimo še smer vetra, ki lahko deluje v prečni ali vzdolžni smeri. Koeficienti so odvisni od področja na objektu, dimenzij objekta in nagiba strehe.

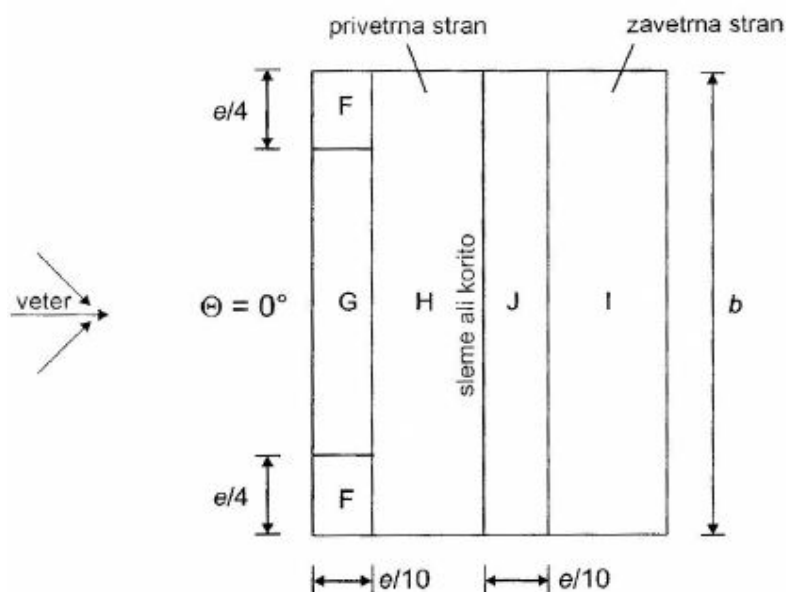
Najprej določimo koeficiente za veter **v prečni X smeri**. Objekt na območja razdelimo v skladu s standardom (Slika 23, Slika 24 in Slika 25).



Slika 23: Razdelitev sten objekta po conah za določitev koeficientov zunanje tlaka: tloris (vir: SIST EN 1991-1-4 : 2005)



Slika 24: Razdelitev objekta po conah za določitev koeficientov zunanje tlaka: naris (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)



Slika 25: Razdelitev dvokapne strehe po conah za določitev koeficientov zunanje tlaka za prečno smer vetra (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Vrednosti dimenzij  $b$ ,  $d$  in  $h$  so za naše modele različne:  $b$  je dolžina objekta in znaša 30 (raster 3 in 5 m) oziroma 32 m (raster 4 m),  $d$  je širina objektov in je enaka 15 ali 20 metrov, višine, odvisne razpona konstrukcije, znašata 6,94 m za razpon 15 m ter 7,75 m za 20 m razpon. Vrednost  $e$  je podana po kriteriju:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ 2 \cdot h \end{array} \right.$$

V vseh primerih je vrednost  $e$  enaka dvema višinama. Vrednosti koeficientov zunanje tlaka so prikazane v preglednicah za različne geometrije objektov (od Preglednica 10 do Preglednica 13).

Izračun obtežbe z vetrom za razpon konstrukcije **15 metrov**:

Preglednica 10: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 15 m)

<b>h [m]</b>	6,94
<b>d [m]</b>	15
<b>h/d</b>	0,46
<b>q<sub>p</sub>(z) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	0,66

Preglednica 11: Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 15 m)

Področje	A	B	C	D	E	F	
<b>c<sub>pe,10</sub></b>	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,36	-0,82	0,30
<b>w<sub>e</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,792	-0,528	-0,330	0,528	-0,236	-0,541	0,198
<b>w(c<sub>pi</sub>=-0,3) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,594	-0,330	-0,132	<b>0,726</b>	-0,037	-0,343	<b>0,396</b>
<b>w(c<sub>pi</sub>=+0,2) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>-0,924</b>	<b>-0,660</b>	<b>-0,462</b>	0,396	<b>-0,368</b>	<b>-0,673</b>	0,066

Področje	G		H		I		J	
<b>c<sub>pe,10</sub></b>	-0,74	0,30	-0,28	0,24	-0,40	0,00	-0,90	0,00
<b>w<sub>e</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,489	0,198	-0,185	0,158	-0,264	0,000	-0,594	0,000
<b>w(c<sub>pi</sub>=-0,3) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,290	<b>0,396</b>	0,013	<b>0,357</b>	-0,066	<b>0,198</b>	-0,396	<b>0,198</b>
<b>w(c<sub>pi</sub>=+0,2) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>-0,621</b>	0,066	<b>-0,317</b>	0,026	<b>-0,396</b>	-0,132	<b>-0,726</b>	-0,132

*Op.: v odebeljenem tisku je neugodnejša izmed vrednosti obtežbe z vetrom ob upoštevanju predznaka in velikosti koeficientov notranjega tlaka c<sub>pi</sub>*

Izračun obtežbe z vetrom za razpon konstrukcije **20 metrov**:

Preglednica 12: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 20 m)

<b>h [m]</b>	7,75
<b>d [m]</b>	20
<b>h/d</b>	0,39
<b>q<sub>p</sub>(z) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	0,71

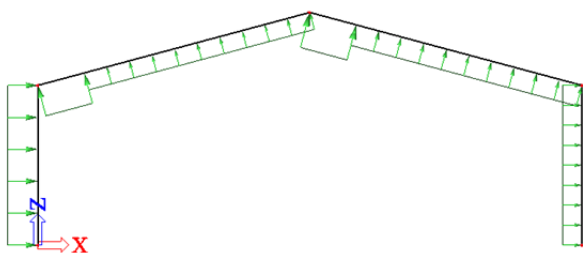
Preglednica 13: Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 20 m)

Področje	A	B	C	D	E	F	
<b>c<sub>pe,10</sub></b>	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,34	-0,82	0,30
<b>w<sub>e</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,848	-0,565	-0,353	0,565	-0,238	-0,579	0,212
<b>w(c<sub>pi</sub>=-0,3) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,636	-0,353	-0,141	<b>0,777</b>	-0,026	-0,367	<b>0,424</b>
<b>w(c<sub>pi</sub>=+0,2) [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>-0,989</b>	<b>-0,706</b>	<b>-0,495</b>	0,424	<b>-0,379</b>	<b>-0,721</b>	0,071

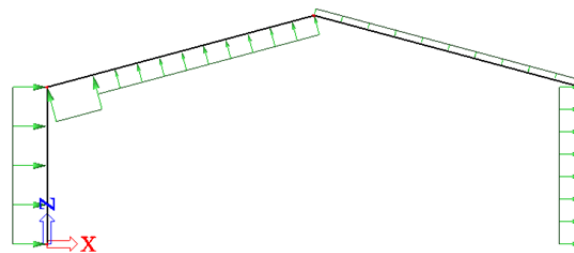
Področje	G		H		I		J	
$c_{pe,10}$	-0,74	0,30	-0,28	0,24	-0,40	0,00	-0,90	0,00
$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-0,523	0,212	-0,198	0,170	-0,283	0,000	-0,636	0,000
$w(c_{pi}=-0,3)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-0,311	<b>0,424</b>	0,014	<b>0,381</b>	-0,071	<b>0,212</b>	-0,424	<b>0,212</b>
$w(c_{pi}=+0,2)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	<b>-0,664</b>	0,071	<b>-0,339</b>	0,028	<b>-0,424</b>	-0,141	<b>-0,777</b>	-0,141

Op.: v odebeljenem tisku je neugodnejša izmed vrednosti obtežbe z vetrom ob upoštevanju predznaka in velikosti koeficientov notranjega tlaka  $c_{pi}$

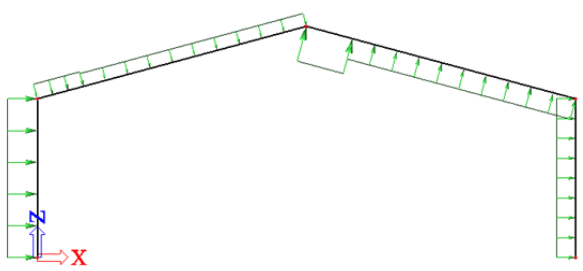
Koeficienti za posamezno področje na objektu so določeni v standardu SIST EN 1991-1-4. Nekaj več težav je le z določevanjem koeficientov za dvokapno streho. Pri nagibih med  $+5^\circ$  in  $+45^\circ$  se tlak na privetni strani lahko spreminja med pozitivno in negativno vrednostjo, zato sta tudi podana dva koeficienta za vsako področje. Na isti strešini morajo biti koeficienti enakega predznaka, potrebno je kombinirati največje in najmanjše vrednosti na eni strešini z največjimi oziroma najmanjšimi vrednostmi na drugi strešini. Tako dobimo 4 različne kombinacije razporeditve obtežbe z vetrom na strehi (od Slika 26 do Slika 29).



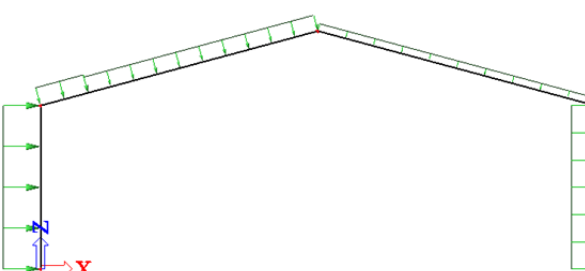
Slika 26: Obtežba z vetrom  $w_1$  (srki na obeh strešinah)



Slika 27: Obtežba z vetrom  $w_2$  (srki in pritiski na strešinah)

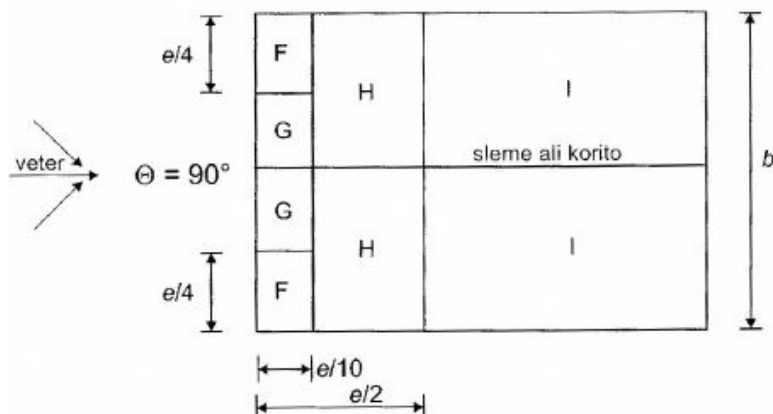


Slika 28: Obtežba z vetrom  $w_3$  (pritiski in srki na strešinah)



Slika 29: Obtežba z vetrom  $w_4$  (pritiski na obeh strešinah)

Nato določimo še koeficiente za veter v **vzdolžni Y smeri**. Razdelitev dvokapne strehe objekta po conah je prikazana na naslednji sliki (Slika 30).



Slika 30: Razdelitev dvokapne strehe po conah za določitev koeficientov zunanega tlaka za vzdolžno smer vetra (vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Vrednosti dimenzij  $b$ ,  $d$  in  $h$  v tej smeri znašajo:  $b$  je širina objekta in znaša 15 ali 20 m,  $d$  je dolžina objekta in je enaka 30 m, saj smo tako zaradi razmerja  $h/d$  na varni strani, od razpona je odvisna tudi višina  $h$ . Vrednost  $e$  je podana po kriteriju:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ 2 \cdot h \end{array} \right.$$

V vseh primerih je vrednost  $e$  enaka dvema višinama. Vrednosti koeficientov zunanega tlaka so prikazane v preglednicah za različne geometrije objektov (od Preglednica 14 do Preglednica 17).

Izračun obtežbe z vetrom za razpon konstrukcije **15 metrov**:

Preglednica 14: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 15 m)

<b>h [m]</b>	6,94
<b>d [m]</b>	30
<b>h/d</b>	0,23
<b><math>q_p(z)</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	0,66

Preglednica 15: : Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 15 m)

Področje	A	B	C	D	E	F	G	H	I
<b><math>c_{pe,10}</math></b>	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,30	-1,26	-1,32	-0,64	-0,50
<b><math>w_e</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,792	-0,528	-0,330	0,528	-0,198	-0,832	-0,871	-0,423	-0,330
<b><math>w(c_{pi}=-0,3)</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,594	-0,330	-0,132	<b>0,726</b>	0,000	-0,634	-0,673	-0,224	-0,132
<b><math>w(c_{pi}=+0,2)</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>-0,924</b>	<b>-0,660</b>	<b>-0,462</b>	0,396	<b>-0,330</b>	<b>-0,964</b>	<b>-1,004</b>	<b>-0,555</b>	<b>-0,462</b>

Op.: v odebeljenem tisku je neugodnejša izmed vrednosti obtežbe z vetrom ob upoštevanju predznaka in velikosti koeficientov notranjega tlaka  $c_{pi}$

Izračun obtežbe z vetrom za razpon konstrukcije **20 metrov**:

Preglednica 16: Geometrijske karakteristike in tlak vetra (razpon: 20 m)

<b>h [m]</b>	7,75
<b>d [m]</b>	30
<b>h/d</b>	0,26
<b><math>q_p(z)</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	0,71

Preglednica 17: : Izračun obtežbe z vetrom po področjih (razpon: 20 m)

<b>Področje</b>	A	B	C	D	E	F	G	H	I
<b><math>c_{pe,10}</math></b>	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,30	-1,26	-1,32	-0,64	-0,50
<b><math>w_e</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,792	-0,528	-0,330	0,528	-0,200	-0,832	-0,871	-0,423	-0,330
<b><math>w(c_{pi}=-0,3)</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	-0,636	-0,353	-0,141	<b>0,777</b>	-0,002	-0,678	-0,721	-0,240	-0,141
<b><math>w(c_{pi}=+0,2)</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>-0,989</b>	<b>-0,706</b>	<b>-0,495</b>	0,424	<b>-0,355</b>	<b>-1,031</b>	<b>-1,074</b>	<b>-0,593</b>	<b>-0,495</b>

*Op.: v odebeljenem tisku je neugodnejša izmed vrednosti obtežbe z vetrom ob upoštevanju predznaka in velikosti koeficientov notranjega tlaka  $c_{pi}$*

### 3.2.3.3 Primerjava poenostavljene in splošne metode za določevanje tlaka vetra

Poenostavljena metoda za določevanje tlaka vetra po standardu EN 13782 je zares zelo enostavna, še enostavnejše je določanje obtežbe in razporeditve le-te po objektu. V kolikor je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra zares manjša od 28 m/s, so razlike med obema postopkoma minimalne, se pa te pri večjih hitrostih vetra povečajo in da poenostavljena metoda nižje vrednosti od tistih, izračunanih po standardu EN 1991-1-4. Ujemanje obeh standardov je dobro le, če primerjamo velikost obtežbe poenostavljene metode in velikost obtežbe le na zunanje ploskve, brez upoštevanja notranjega tlaka vetra po EN 1991-1-4, ki ga poenostavljena metoda ne zajema oziroma niti ne omenja.

V primeru, da bi za določitev velikosti in razporeda obtežbe z vetrom na objekt upoštevali poenostavljeno metodo, bi zaradi majhnega nagiba strehe (15° oz. 18°) dobili na obeh strešinah srke, ki razbremenijo konstrukcijo, saj delujejo v nasprotni smeri delovanja obtežbe snega. Na drugi strani, če upoštevam EN 1991-1-4, ena izmed štirih kombinacij upošteva pritiske na obeh strešinah, ti pritiski pa niso zanemarljivega velikostnega reda in je to najneugodnejša kombinacija obtežbe z vetrom.

Pri analiziranih aluminijastih konstrukcijah je temeljna hitrost vetra manjša od 28 m/s, zato smo vetrno obtežbo podali po poenostavljeni metodi iz standarda EN 13782, za jeklene konstrukcije pa obtežbo z vetrom podamo po zahtevah iz standarda EN 1991-1-4.

### 3.2.4 Koristna obtežba

Koristna obtežba je v splošnem spremenljiv vpliv, ki deluje na konstrukcijo. Zaradi spremenljive narave obtežbe so večji tudi varnostni faktorji. V naših primerih na konstrukcijo ne deluje nobena koristna obtežba, gre za nepohodno streho, na strehi tudi ni pričakovati drugih vplivov, zato razen že zgoraj naštetih in opisanih obtežb ne deluje nobena druga.

### 3.2.5 Potresna obtežba

Potresna obtežba po standardu EN 13872 za šotorske konstrukcije ni merodajna, saj je lastna teža teh konstrukcij majhna, posledično so majhne tudi potresne sile, takšne konstrukcije pa so tudi dovolj fleksibilne. Bolj merodajni sta tako obtežbi snega in vetra, zaradi katerih prihaja do porušitev, potresno pa so take konstrukcije varne.

Če bi prišlo do potresne obremenitve na objekt, bi bila vrednost horizontalnih sil, ki jih povzroči potres, manjša od horizontalnih sil, ki jih na objekt povzroča obtežba vetra. Poleg tega, bo objekt predvidoma grajen na območju zahodne Evrope (Belgija, Nizozemska, Francija, Nemčija), kjer so projektni pospeški tal relativno majhni, zato potresna analiza ni potrebna.

## 3.3 Globalna analiza

Po standardu SIST EN 1993-1-1 za projektiranje jeklenih konstrukcij se notranje sile in momenti v konstrukciji lahko izračunajo v splošnem na dva različna načina:

- z upoštevanjem teorije prvega reda in začetne geometrije konstrukcije,
- z upoštevanjem teorije drugega reda in deformirane geometrije konstrukcije.

Vplive teorije drugega reda je obvezno potrebno upoštevati, kadar ti povečajo vpliv zunanje obtežbe ali ko bistveno spreminjajo obnašanje konstrukcije. V primeru, da sta izpolnjena naslednja pogoja, je vpliv majhen in se lahko za račun uporabi teorija prvega reda.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{za elastično analizo}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{za plastično analizo}$$

$\alpha_{cr}$  faktor, ki pove, za kolikokrat je potrebno povečati projektno obtežbo, da se doseže elastična kritična obtežba konstrukcije

$F_{Ed}$  projektna obtežba konstrukcije

$F_{cr}$  elastična kritična obtežba konstrukcije

V splošnem moramo analizo konstrukcije izvesti z upoštevanjem nepopolnosti, s katerimi zajamemo vplive zaostalih napetosti in začetnih geometrijskih nepopolnosti. Prve so posledica načina izdelave in obdelave, kot je npr.: varjenje in imajo za posledico zmanjšanje togosti in uklonske nosilnosti, druge so posledica neravnih elementov, odstopanja od navpičnice, netočnega naleganja in ekscentričnosti v vozliščih neobremenjene konstrukcije.

Za zajem vseh nepopolnosti se uporabijo nadomestne geometrijske nepopolnosti z upoštevanjem:

- globalnih nepopolnosti za okvire in povezja, ki jih upoštevamo vedno
- in lokalnih nepopolnosti posameznih elementov.

Računsko analizo izvajamo po teoriji drugega reda z upoštevanjem le globalnih nepopolnosti. Na nivoju posameznih elementov se zato izvrši kontrola stabilnosti z uklonsko dolžino, ki je enaka sistemski dolžini posameznega elementa. Lokalne nepopolnosti so v tem primeru že zajete v uklonskih redukcijskih koeficientih  $\chi$ .

**Nadomestne globalne nepopolnosti** se izračunajo po naslednjem izrazu:

$$\Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

kjer so:

$$\Phi_0 = \frac{1}{200}$$

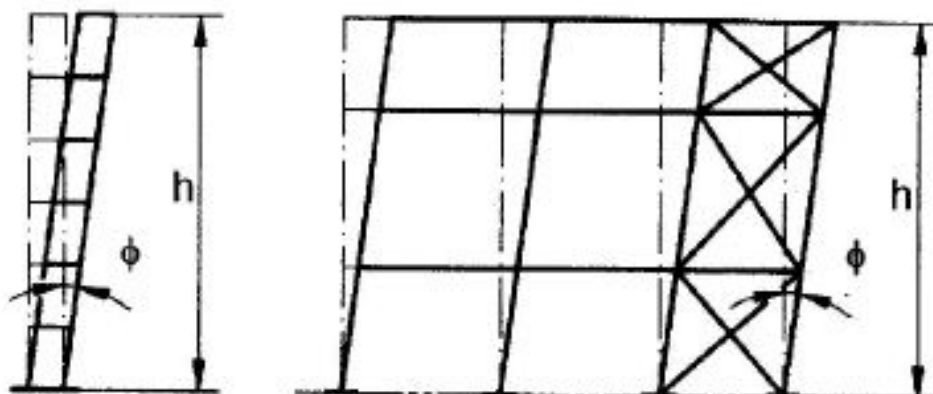
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{vendar} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

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

$m$  število stebrov v obravnavani ravnini okvira (vključeni samo stebri, ki nosijo vsaj polovico povprečne navpične obtežbe stebrov v obravnavani ravnini)

$h$  višina okvira v metrih





Slika 31: Nadomestne globalne nepopolnosti (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

Preglednica 18: Izračun nadomestnih globalnih nepopolnosti

Razpon [m]	Višina h [m]	$\alpha_h$	$\alpha_m$	$\varphi$ [rad]	Simple inclination [mm/m]
15	6,94	0,759	0,783	0,00297	3,0
20	7,75	0,718		0,00281	2,8

Vrednosti nadomestnih globalnih nepopolnosti so torej odvisne od višine konstrukcije, v programu Scia Engineer jih podamo z vrednostmi odstopanj milimetrov na meter dolžine elementa («Simple inclination») in so podane v zadnjem stolpcu preglednice (Preglednica 18).

### 3.4 Kombinacije vplivov

Pri dimenzioniranju in kontroli nosilnosti ter stabilnosti celotne konstrukcije moramo določiti najbolj neugoden primer kombinacije obtežb oziroma projektnega stanja. Obtežbe lahko na konstrukcijo delujejo tudi posamezno, vendar seštevanje in kombinacija njihovih vplivov s prevladovanjem ene izmed obtežb deluje na konstrukcijo bolj neugodno.

Določiti moramo najbolj merodajno kombinacijo za mejno stanje nosilnosti, na katerega bomo dimenzionirali prereze in elemente konstrukcije, in kombinacijo za preverjanje mejnega stanja uporabnosti, kjer kontroliramo kriterije, vezane na uporabnost konstrukcije.

### 3.4.1 Mejno stanje nosilnosti

Varnostni in kombinacijski faktorji za določanje projektnih stanj:

$$\gamma_{g,ugodno} = 1,0$$

$$\gamma_{g,ugodno} = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$\psi_{0,sneg} = 0,5$$

$$\gamma_{0,veter} = 0,6$$

Preglednica 19: Kombinacije mejnega stanja nosilnosti

Obtežba	MSN1	MSN2	MSN3	MSN4	MSN5	MSN6	MSN7	MSN8	MSN9
g	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,0	1,0	1,0
s_simetričen	1,5								
s_nesimetričen		1,5							
w1			1,5				1,5		
w2				1,5				1,5	
w3					1,5				1,5
w4						1,5			
Obtežba	MSN10	MSN11	MSN12	MSN13	MSN14	MSN15	MSN16	MSN17	MSN18
g	1,0	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
s_simetričen		1,5	1,5	1,5	1,5	0,5·1,5	0,5·1,5	0,5·1,5	0,5·1,5
s_nesimetričen									
w1		0,6·1,5				1,5			
w2			0,6·1,5				1,5		
w3				0,6·1,5				1,5	
w4	1,5				0,6·1,5				1,5

Op.: Obtežbe w1, w2, w3 in w4 se nanašajo na razpored obtežbe z vetrom na streho objekta (od Slika 26 do Slika 29)

V kasnejšem izračunu se izkaže, da sta najbolj neugodni kombinaciji MSN14 in MSN18, kjer kombiniramo sočasno delovanje obtežbe s snegom in vetrom, ki deluje kot pritisk na obe strešini. Ostale kombinacije dajejo manjše vrednosti notranjih sil in za dimenzioniranje prerezov in elementov niso merodajne.

### 3.4.2 Mejno stanje uporabnosti

Varnostni in kombinacijski faktorji za določanje projektnih stanj:

$$\gamma_g = 1,0$$

$$\gamma_q = 1,0$$

$$\psi_{0,sneg} = 0,5$$

$$\gamma_{0,veter} = 0,6$$

Preglednica 20: Kombinacije mejnega stanja uporabnosti

Obtežba	MSU1	MSU2	MSU3	MSU4	MSU5	MSU6	MSU7
g	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
s_simetričen	1,0						1,0
s_nesimetričen		1,0					
w1			1,0				0,6·1,0
w2				1,0			
w3					1,0		
w4						1,0	
Obtežba	MSU8	MSU9	MSU10	MSU11	MSU12	MSU13	MSU14
g	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
s_simetričen	1,0	1,0	1,0	0,5·1,0	0,5·1,0	0,5·1,0	0,5·1,0
s_nesimetričen							
w1				1,0			
w2	0,6·1,0				1,0		
w3		0,6·1,0				1,0	
w4			0,6·1,0				1,0

Op.: Obtežbe w1, w2, w3 in w4 se nanašajo na razpored obtežbe z vetrom na streho objekta (od Slika 26 do Slika 29)

Za najbolj merodajni kombinaciji se izkažeta kombinaciji MSU10 in MSU14, ki ob sočasnem delovanju obtežbe snega in vetra dajeta največje pomike konstrukcije, tako v horizontalni kot tudi navpični smeri.

## 4 RAČUNSKA ANALIZA ALUMINIJASTIH KONSTRUKCIJ

### 4.1 Material

Za material analize aluminijastih konstrukcij smo določili aluminijevo zlitino EN AW-6061/T6. Gre za najpogostejše in najširše uporabljeno aluminijevo zlitino, katere prevladujoča legirna elementa sta magnezij in silicij. Ima dobre mehanske lastnosti, dobra je tudi varivost. Oznaka T6 pomeni vrsto kaljenja zlitine, kjer se zlitino segreje na določeno temperaturo in ohranja to temperaturo dovolj časa, da se omogoči želeni sestavini (legirnemu elementu) vstop v strukturo, sledi hitro ohlajanje, zlitina je tudi umetno starana.

Preglednica 21: Mehanske lastnosti uporabljenega aluminija

Zlitina	Kaljenje	$f_{0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
EN AW-6061	T6	240	260	7000	2700

kjer so:

$f_{0,2}$  trdnost aluminija pri 0,2% deformaciji

$f_u$  natezna trdnost aluminija

E elastični modul aluminija

$\rho$  gostota aluminija

Varnostna faktorja za material:

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

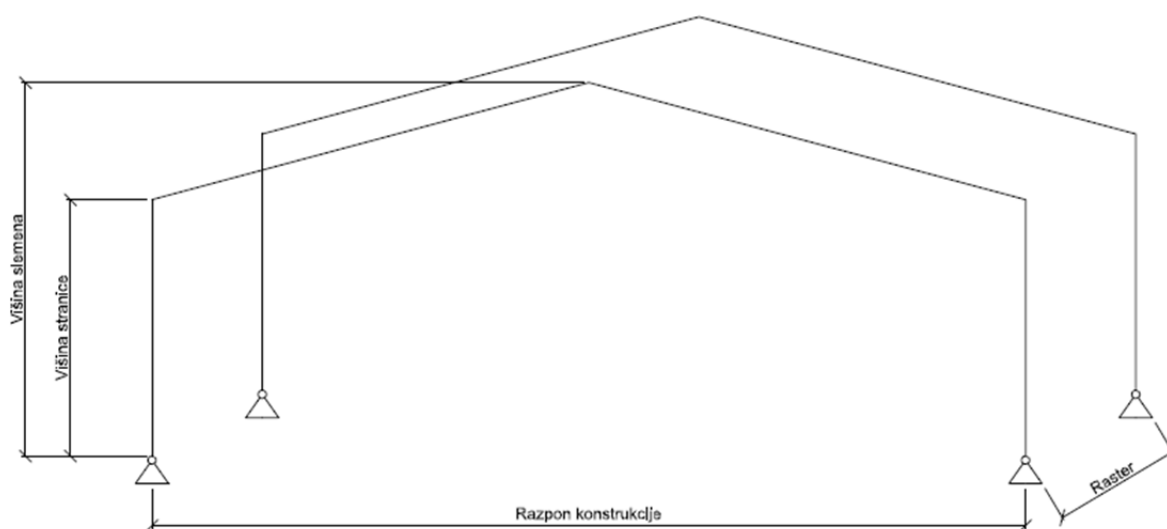
### 4.2 Opis modelov

Za analizo aluminijastih konstrukcij smo vzeli konstrukciji dveh različnih proizvajalcev, to sta Röder HTS (Model 1 in 3) in Eschenbach (Model 2 in 4). V analizo smo zajeli dva različna razpona konstrukcij (15 in 20 metrov). Lastno težo konstrukcije smo podali ročno, uporabimo podatek o masi konstrukcije, ki znaša 7,5 kg/m<sup>2</sup>.

Geometrija konstrukcij glede na proizvajalca je zelo podobna, različen je raster konstrukcij in nosilnost na obtežbo s snegom, ki znaša 25 kg/m<sup>2</sup> za model 1 in 3 ter 75 kg/m<sup>2</sup> za model 2 in 4. Ker ne vemo, ali so obtežbe podane kot karakteristične ( $s_k$ ) ali projektne ( $s$ ), zaradi principa varne strani predpostavimo, da gre za že reducirane projektne vrednosti.

Podatek o vetrni obtežbi je podan le za konstrukcije proizvajalca Röder. Ta je podana kot maksimalna vrednost po standardu DIN EN 13782 in znaša 102 km/h oziroma 0,5 kN/m<sup>2</sup>. Enako obtežbo smo zato privzeli za vse modele aluminijastih konstrukcij, razporeditev obtežbe po področjih pa je bila v skladu s poenostavljeno metodo standarda EN 13782.

Vse 4 modele modeliramo z in brez horizontalne vezi, tako da bomo lahko preučili vpliv na notranje sile in izkoriščenost konstrukcije, ki jo imajo horizontalne vezi. Horizontalne vezi modeliramo kot členkasto vpete palice, ki prenašajo le natezne osne sile. Za vse modele privzamemo, da gre za jeklene pletene vrvi, ki se že ob majhni tlačni sili izklonijo, vendar so te deformacije povratne, t.j. so začasne in ne povzročijo trajnih poškodb materiala.



Slika 32: Model okvira in dimenzije konstrukcije

Preglednica 22: Pregled geometrijskih karakteristik modelov aluminijastih konstrukcij

Model	Razpon [m]	Stranica [m]	Sleme [m]	Raster [m]
1	15	4,4	6,41	2,5
2		4,5	6,51	3
3	20	4,4	7,08	2,5
4		4,5	7,18	3

Preglednica 23: Pregled obremenitev modelov aluminijastih konstrukcij

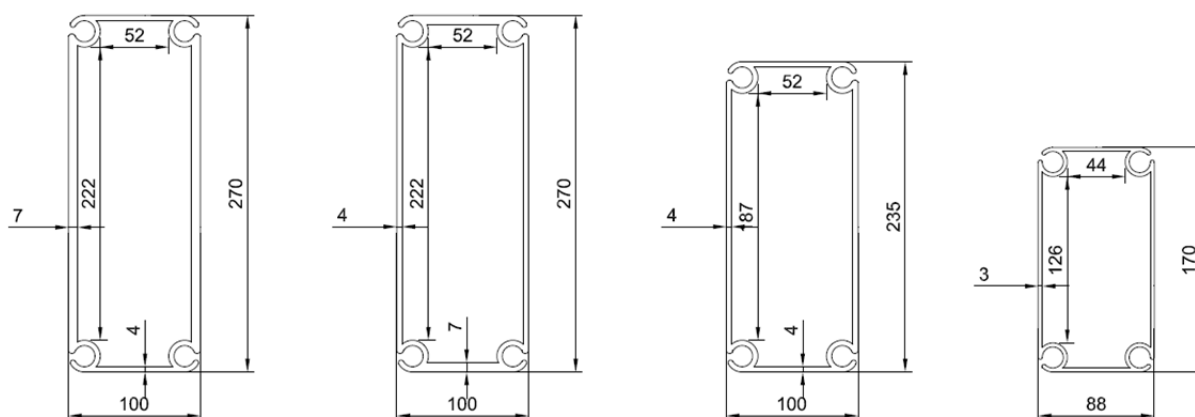
Model	g [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>p</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	s [kN/m <sup>2</sup> ]
1	0,075	0,5	0,25
2			0,75
3			0,25
4			0,75

### 4.3 Ocena karakteristik namenskih profilov

Točnih karakteristik namenskih aluminijastih profilov s kanali na vogalih ne poznamo, zato je potrebna približna ocena teh karakteristik. Pomagamo si z računom karakteristik prereza s programom AutoCAD, kjer izrišemo približno obliko namenskih profilov. S funkcijo »Mass properties« izračunamo površino in oba vztrajnostna momenta. Nato izračunamo še elastična in plastična odpornostna momenta, katere potrebujemo za preverjanje nosilnosti in stabilnosti celotne aluminijaste konstrukcije.

Preglednica 24: Izračun karakteristik na dejanskih namenskih profilih

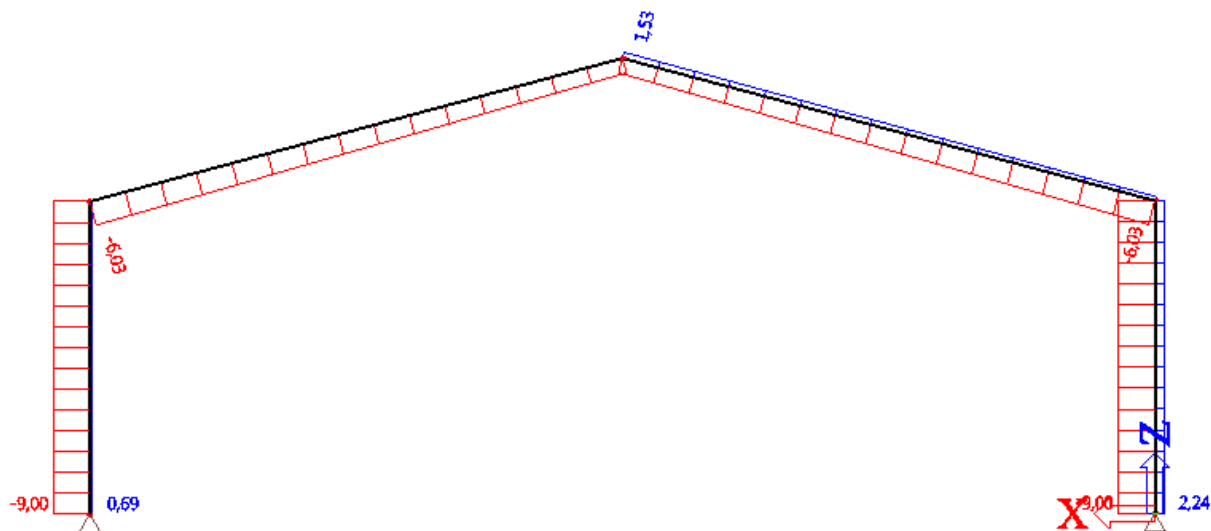
Model	Dejanski profil	A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
1	170x88x3 mm	18,1	722,2	85,0	104,5	228,7	52,0
2	235x100x4 mm	30,0	2217,0	188,7	233,3	511,9	102,4
3	170x88x3 mm	18,1	722,2	85,0	104,5	228,7	52,0
4	270x100x4x7 mm	36,2	3691,9	273,5	331,8	585,3	117,1
4	270x100x7x4 mm	46,4	3705,6	274,5	364,9	845,1	169,0



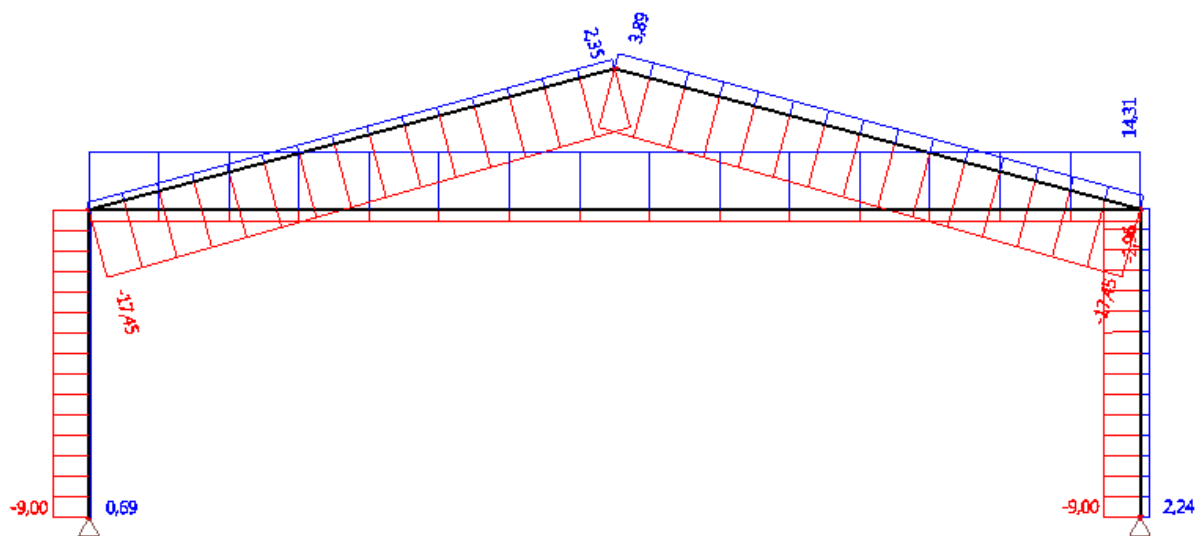
Slika 33: Namenski aluminijasti profili uporabljeni za stebre in strešne nosilce, izrisani za račun karakteristik v programu AutoCAD

### 4.4 Notranje sile v konstrukcijah

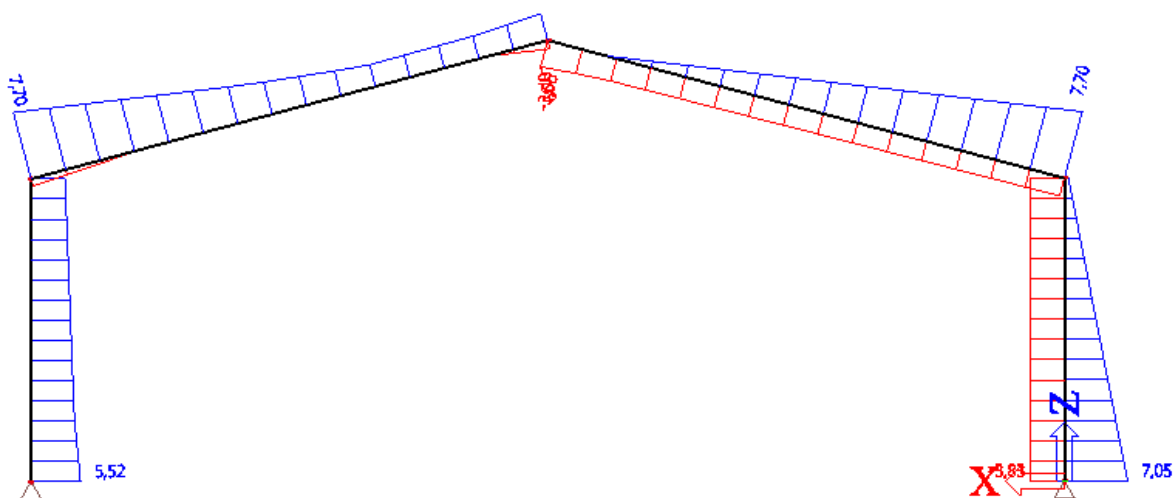
Izračun notranjih sil izvedemo v programu Scia Engineer. Zanimajo nas vrednosti iz ovojnice notranjih sil, ki so prikazane na slikah (od Slika 34 do Slika 39), največje vrednosti, katere smo uporabili za dimenzioniranje stebrov in nosilcev, pa so zbrane v preglednici (Preglednica 25).



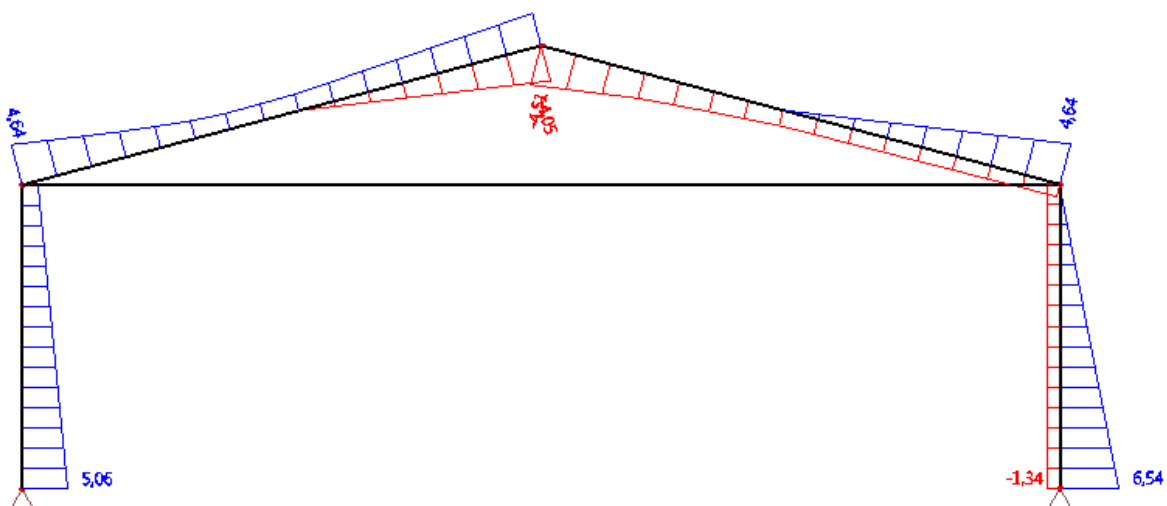
Slika 34: Ovojnica osnih sil N za Model 1.1 (brez horizontalne vezi)



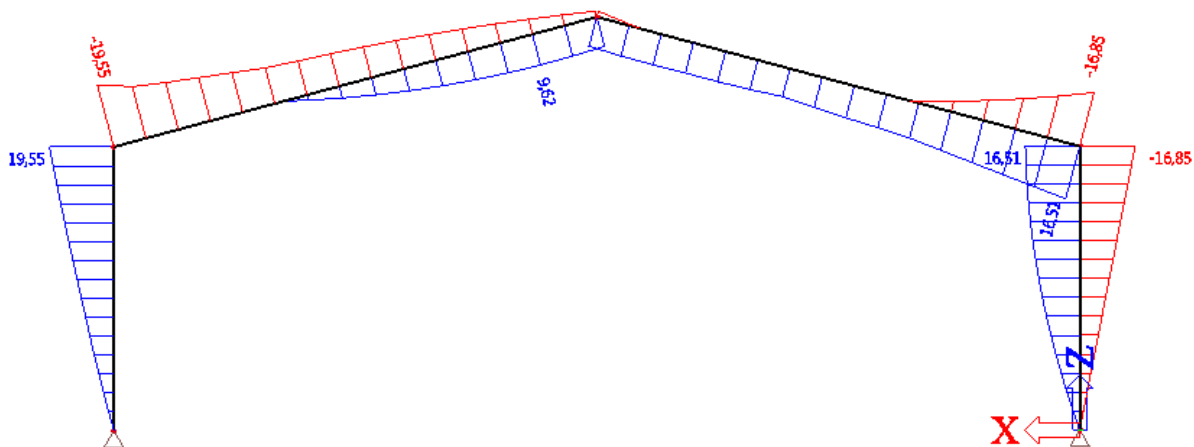
Slika 35: Ovojnica osnih sil N za Model 1.2 (s horizontalno vezi)



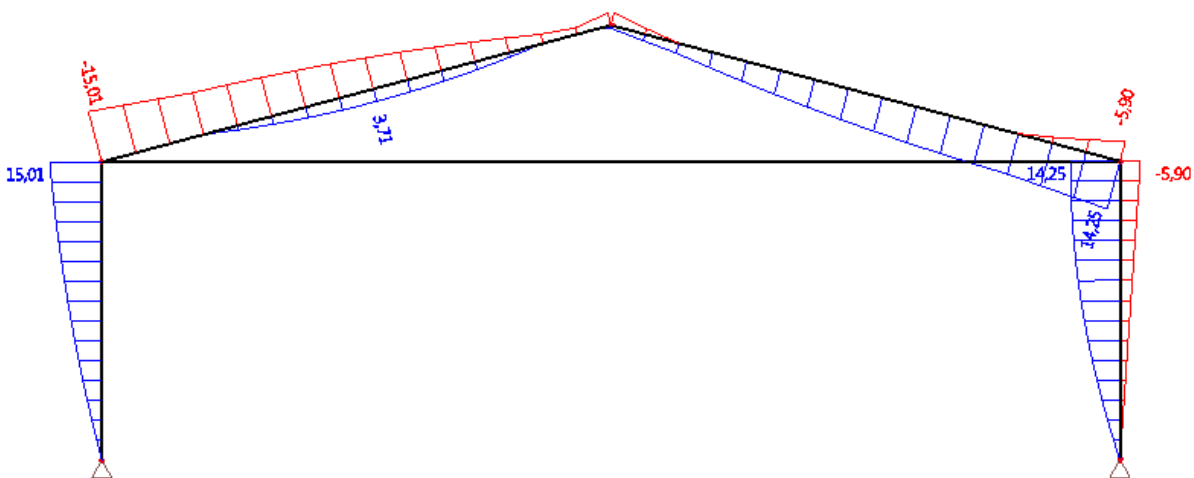
Slika 36: Ovojnica prečnih sil  $V_z$  za Model 1.1 (brez horizontalne vezi)



Slika 37: Ovojnica prečnih sil  $V_z$  za Model 1.2 (s horizontalno vezjo)



Slika 38: Ovojnica momentov  $M_y$  za Model 1.1 (brez horizontalne vezi)



Slika 39: Ovojnica momentov  $M_y$  za Model 1.2 (s horizontalno vezjo)



Iz obeh ovojníc osnih sil lahko opazimo, da se v vseh elementih pojavljajo tako tlaki kot tudi nategi. Tlačne sile so pričakovane, do pojava nateznih sil pa pride zaradi vpliva obtežbe z vetrom. To se zgodi pri projektne mu stanju, kjer poleg lastne teže deluje še veter s srki po celotni strehi. Pride do minimalnega dvigovanja konstrukcije, kar se lepo vidi v minimalnih nateznih silah v stebrih. Pri konstrukciji s horizontalno vezjo se v tem primeru pojavijo tlačne sile, ki povzročijo, da se vez izkloni, saj nima skoraj nikakršne uklonske stabilnosti.

Preglednica 25: Največje vrednosti iz ovojnice notranjih sil po modelih konstrukcij

			Notranje sile					
Model	Vez	Pozicija	$N_{Ed,tlak}$	$N_{Ed,nateg}$	$V_{z,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{y,Ed,red}$	$N_{ed,prip.}$
1.1	NE	Steber	9,00	2,24	7,05	19,55	17,28	7,94
		Nosilec	6,03	1,53	7,7	19,55	16,2	5,71
1.2	DA	Steber	9,00	2,24	6,54	15,01	13,85	2,83
		Nosilec	17,45	3,89	4,64	15,01	14,18	4,98
2.1	NE	Steber	27,28	3,16	13,74	56,37	49,49	25,43
		Nosilec	18,03	1,97	23,41	56,37	45,56	17,51
2.2	DA	Steber	27,28	3,16	8,25	34,71	30,71	25,43
		Nosilec	43,28	2,52	16,64	34,71	27,04	40,21
3.1	NE	Steber	12,00	2,03	7,73	30,55	26,81	10,20
		Nosilec	9,57	2,29	9,85	30,55	25,07	8,71
3.2	DA	Steber	12,00	2,03	6,90	16,64	15,26	2,81
		Nosilec	24,18	4,98	5,94	16,64	15,85	6,70
4.1	NE	Steber	36,37	3,01	21,63	91,86	80,25	33,18
		Nosilec	28,61	2,99	29,99	91,86	73,85	27,13
4.2	DA	Steber	36,37	3,01	11,68	58,53	51,36	33,18
		Nosilec	56,03	5,39	22,64	58,53	45,11	51,92

Zanimiva je primerjava vrednosti notranjih sil za konstrukcijo brez in s horizontalno vezjo. Če imamo konstrukcijo s horizontalno vezjo, se osne sile v nosilcu povečajo, strižne se minimalno zmanjšajo. Bolj pomembno je opazovanje vrednosti momentov, ki se zmanjšajo tudi za do 40 odstotkov. Zmanjšanje je odvisno predvsem od prereza horizontalne vezi, ki ga izberemo. V kolikor izberemo večji prerez, horizontalna vez zaradi razporeda sil v razmerju togosti prevzame večjo osno silo, upogibni momenti v območju spojev pa se še bolj zmanjšajo. Ker podatkov o prerezu horizontalne vezi nismo imeli na voljo, smo za vse konstrukcije predpostavili, da gre za jekleno pleteno vrv prereza  $\phi 12$  mm.

## 4.5 Dimenzioniranje konstrukcije po standardu EN 1999-1-1

### 4.5.1 Kompaktnost prečnih prerezov

Kompaktnost aluminijastih prečnih prerezov se določa podobno kot za jeklene prečne prereze, v postopku je le nekaj manjših razlik. Vitkost prečnega prereza je določena s parametrom  $\beta$ , ki se ga določi po spodnjih izrazih:

- a) previsni deli pasnic ali notranji deli s konstantnim razporedom napetosti:

$$\beta = b/t$$

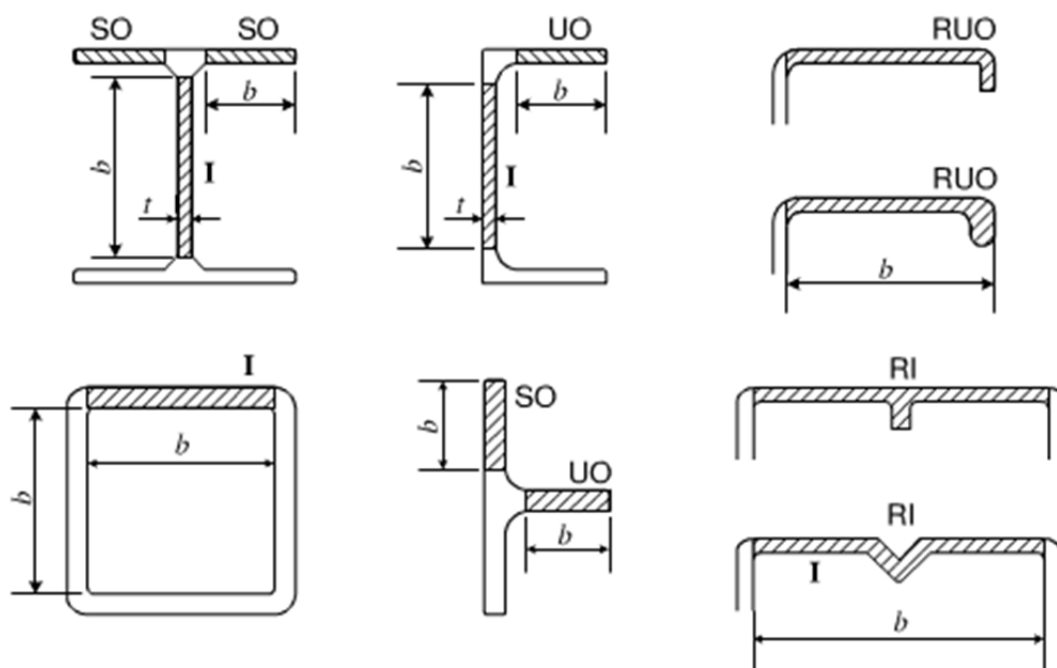
- b) notranji tlačeni deli s takim razporedom napetosti, da nevtralna os sovpada s težiščem prereza:

$$\beta = 0,4 \cdot b/t \text{ ali } \beta = 0,4 \cdot d/t$$

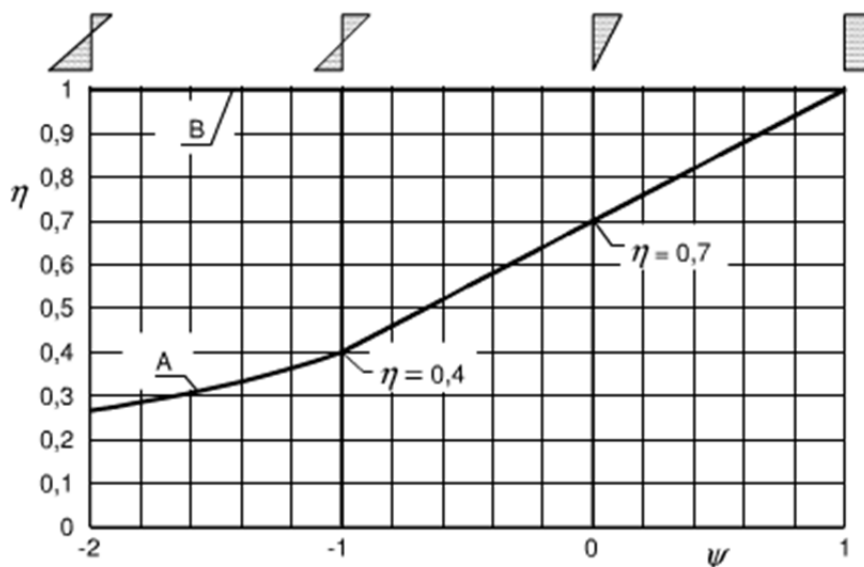
- c) za vse druge razporede napetosti:

$$\beta = g \cdot b/t \text{ ali } \beta = g \cdot d/t$$

Dimenzije  $b$ ,  $d$  in  $t$  se določi s pomočjo slike (Slika 40), koeficient razporeda napetosti  $g$  pa odčitamo (Slika 41).



Slika 40: Razmerje širine proti debelini tlačnih delov prečnih prerezov za določitev vitkosti (vir: EN 1999-1:1998)



Slika 41: Vrednosti koeficienta razporeda napetosti po prečnem prerezu, kjer je  $\psi$  razmerje napetosti na spodnjem in zgornjem robu prečnega prereza (vir: EN 1999-1:1998)

Pasnice imajo konstanten razpored napetosti, zato vitkost določimo po enačbi a). Za stojini, kjer so razmeroma majhne osne sile, gre skoraj za čisti upogib, privzamemo vrednost  $\psi = -1$  in lahko vitkost izračunamo po izrazu b).

Po izračunu vitkosti se prerez lahko uvrsti v razred kompaktnosti, ki se določi po naslednjem načinu:

- 1. razred:  $\beta \leq \beta_1$
- 2. razred:  $\beta_1 < \beta \leq \beta_2$
- 3. razred:  $\beta_2 < \beta \leq \beta_3$
- 4. razred:  $\beta_3 < \beta$

Vrednosti mejnih koeficientov  $\beta_i$  se določi s pomočjo preglednice (Slika 42). Mejne vrednosti odčitamo za razred A, ki pove uklonski razred in je odvisen od vrste materiala, za nevarjene prereze, saj gre za ekstrudirane votle profile.

Material classification according to Table 3.2	Internal part			Outstand part		
	$\beta_1/\varepsilon$	$\beta_2/\varepsilon$	$\beta_3/\varepsilon$	$\beta_1/\varepsilon$	$\beta_2/\varepsilon$	$\beta_3/\varepsilon$
Class A, without welds	11	16	22	3	4,5	6
Class A, with welds	9	13	18	2,5	4	5
Class B, without welds	13	16,5	18	3,5	4,5	5
Class B, with welds	10	13,5	15	3	3,5	4

$\varepsilon = \sqrt{250/f_0}$ ,  $f_0$  in  $\text{N/mm}^2$

Slika 42: Mejne vitkosti za razvrščanje v razred kompaktnosti (vir: EN 1999-1:1998)

## 4.5.2 Kontrole nosilnosti prereza

### 4.5.2.1 Nateg

Natezna osna sila  $N_{Ed}$  ne sme prekoračiti natezne osne nosilnosti prereza  $N_{t,Rd}$ , veljati mora:

$$\eta_{nateg} = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

kjer je  $N_{t,Rd}$  najmanjša izmed naslednjih vrednosti:

- splošen nateg elementa:  $N_{0,Rd} = A_g \cdot f_0 / \gamma_{M1}$
- lokalna porušitev po neto prerezu:  $N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- lokalna porušitev po HAZ prerezu:  $N_{u,Rd} = A_{eff} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

$A_g$  je bruto nereducirana površina prereza,  $A_{net}$  je neto površina prereza, kjer se prerez reducira z upoštevanjem lukenj (vijačenje). Ker velikosti lukenj ne poznamo, predpostavimo, da je  $A_{net} = 0,85 \cdot A_g$ .

$A_{eff}$  se nanaša na HAZ ali »heat affected zone«, ki je območje v prerezu, na katerega moramo biti še posebej pozorni. Zaradi vpliva toplote pri varjenju aluminijastih profilov je potrebno v splošnem locirati ta območja in prerez ustrezno reducirati s faktorjem  $\rho_{0,haz}$ . V našem primeru gre za ekstrudirane profile, ki niso varjeni, zato je efektivni prerez enak začetnemu nereduciranemu.

### 4.5.2.2 Tlak

Tlačna osna sila  $N_{Ed}$  ne sme prekoračiti tlačne osne nosilnosti prereza  $N_{c,Rd}$ , veljati mora:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

kjer je  $N_{c,Rd}$  manjša izmed naslednjih vrednosti:

- tlak na neto prerezu:  $N_{u,Rd} = A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- tlak na bruto prerezu:  $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$

### 4.5.2.3 Upogib

Projektna vrednost upogibnega momenta  $M_{Ed}$  ne sme prekoračiti upogibne nosilnosti prereza  $M_{Rd}$ , veljati mora:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0$$

$M_{Rd}$  je manjša izmed naslednjih vrednosti:

- a) upogib na neto prerezu:  $M_{u,Rd} = W_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- b) upogib na bruto prerezu:  $M_{c,Rd} = \alpha \cdot W_{el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$

Vrednost  $\alpha$  je odvisna od kompaktnosti prečnega prereza in od tega, ali je prerez varjen ali ni.

Preglednica 26: Določitev vrednosti  $\alpha$  v odvisnosti od kompaktnosti prereza za prereze brez zvarov

Kompaktnost prereza	$\alpha$
1	$W_{pl}/W_{el}$
2	$W_{pl}/W_{el}$
3	$\alpha_{3,u}$
4	$W_{eff}/W_{el}$

kjer so:

$W_{el}$  elastični odpornostni moment na bruto prerezu

$W_{net}$  elastični odpornostni moment na neto prerezu zaradi lukenj in vpliva toplotne cone

$W_{pl}$  plastični odpornostni moment na bruto prerezu

$W_{eff}$  efektivni elastični odpornostni moment na reduciranem prerezu

$\alpha_{3,u} = 1$  ali se ga alternativno določi kot:

$$\alpha_{3,u} = \left[ 1 + \left( \frac{\beta_3 - \beta}{\beta_3 - \beta_2} \right) \cdot \left( \frac{W_{pl}}{W_{el}} - 1 \right) \right]$$

$\beta$  vitkost najbolj kritičnega dela v prerezu

$\beta_2$  mejna vrednost vitkosti za 2. razred kompaktnosti (Slika 42)

$\beta_3$  mejna vrednost vitkosti za 3. razred kompaktnosti (Slika 42)

$W_{net}$  in  $W_{el}$  sta v naših primerih enaka, saj (razen v vozliščih oz. na območju spojev) nimamo oslabilnega prereza. V spojih so sicer elementi vijačeni, neto prerezi so manjši od bruto, vendar so v spoju profili ojačani z dodatnimi pločevinami ali notranjimi vstavki. Zato je tudi odpornostni moment na neto prerezu mnogo večji od odpornostnega momenta na bruto prerezu. Izračun nosilnosti prereza na moment  $M_{u,Rd}$  torej ni merodajna in lahko privzamemo:

$$M_{Rd} = M_{c,Rd} = \alpha \cdot W_{el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

#### 4.5.2.4 Strig

Projektna vrednost strižne sile  $V_{Ed}$  ne sme prekoračiti strižne nosilnosti prereza  $V_{Rd}$ , veljati mora:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0$$

Za stojine, ki niso vitke v strigu, t.j. velja  $h_w/t_w < 39 \cdot \varepsilon$ :

$$V_{Rd} = A_V \cdot \frac{f_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Strižni prerez  $A_V$  se določi glede na tip prereza (strižne stojine, pločevine, okrogli prerezi, vitke stojine). Kjer stojine niso vitke v strigu ter  $\rho_{0,haz} = 1$ , velja:

$$A_V = \sum_{i=1}^n \left[ (h_w - \sum d) \cdot (t_w)_i - (1 - \rho_{0,haz}) \cdot b_{haz} \cdot (t_w)_i \right] = 2 \cdot \left[ (h_w - \sum d) \cdot t_w \right]$$

#### 4.5.2.5 Interakcija upogiba in striga na prerezu

V primeru, ko je projektna strižna sila  $V_{Ed}$  manjša od polovice strižne nosilnosti prereza, to je  $0,5 \cdot V_{Rd}$ , interakcijo upogiba in strižne sile ni potrebno dodatno preverjati.

#### 4.5.2.6 Interakcija upogiba in osne sile na prerezu

Interakcija enosnega upogiba okoli y osi in osne sile mora za primer zaprtih votlih prerezov zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^\psi + \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1,0$$

kjer so:

$$\psi = 1,3 \text{ (zaprti votli prerezi)}$$

$$\omega_0 = \rho_{0,haz} = 1 \text{ (nevarjeni prerezi)}$$

$$M_{y,Rd} = \alpha_y \cdot W_{y,el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z \cdot W_{z,el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

### 4.5.3 Kontrole stabilnosti elementa

#### 4.5.3.1 Upogibni uklon

Da je element uklonsko stabilen v primeru upogibnega uklona, mora zadostiti pogoju:

$$\eta_{uklon} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

kjer so:

$N_{Ed}$  projektna tlačna sila v elementu

$N_{b,Rd}$  projektna uklonska nosilnost tlačnega elementa

$$N_{b,Rd} = \kappa \cdot \chi \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

$\chi$  redukcijski faktor uklona (uklonska krivulja)

$\kappa$  faktor, ki upošteva oslabitev materiala zaradi vplivov varjenja

$A_{eff} = A$ , za 1., 2. in 3. razred kompaktnosti

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{A \cdot E}}$$

$\alpha$  faktor nepopolnosti

$\bar{\lambda}_0$  koeficient omejitve platoja uklonske krivulje

$N_{cr}$  Eulerjeva kritična sila na bruto prerezu

$i$  vztrajnostni radij

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_g}}$$

$L_{cr}$  uklonska dolžina, ki je enaka  $k \cdot L$ , kjer je  $L$  razdalja med podporama elementa,  $k$  pa je faktor odvisen od načina podpiranja (prostoležeči nosilec:  $k = 1$ )

Koeficienta  $\alpha$  in  $\bar{\lambda}_0$  sta odvisna od izbire materiala, za naš primer velja  $\alpha = 0,2$  in  $\bar{\lambda}_0 = 0,1$ .

#### 4.5.3.2 Torzijski, upogibno-torzijski uklon in bočna zvrnitev upogibnih elementov

Standard navaja tudi računske kontrole za preverjanje torzijskega in upogibno-torzijskega uklona, vendar za votle škatlaste prereze ni nevarnosti take nestabilnosti elementov in je potrebno preveriti le upogibni uklon.

Poleg tega upogibni nosilci s pravokotnim votlim prerezom niso občutljivi na bočno zvrnitev in zato računska kontrola za tako nestabilnost ni potrebna.

#### 4.5.3.3 Tlačno in upogibno obremenjeni elementi

Interakcija tlačno in upogibno obremenjenih elementov se za votle profile in cevi, ki niso občutljivi na torzijski uklon in bočno zvrnitev, preveri na spodnji način:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}}\right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{1,7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1,0$$

kjer so:

$\psi_c = 0,8$  oziroma se lahko alternativno vzame kot  $1,3 \cdot \chi_y$  ali  $1,3 \cdot \chi_z$  (odvisno od smeri uklona), vendar  $\psi_c \geq 0,8$ .

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

$$\omega_0 = \rho_{0,haz} = 1 \text{ (nevarjeni prerezi)}$$

$$M_{y,Rd} = \alpha_y \cdot W_{y,el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z \cdot W_{z,el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$



#### 4.6 Pregled dimenzioniranja aluminijastih okvirov

Prereze in elemente za različne modele kontroliramo na vrednosti notranjih sil, ki smo jih izračunali s pomočjo programa Scia Engineer, nosilnost prerezov in stabilnost elementov pa smo z računskimi kontrolami opisanimi v poglavju 4.5 preverjali v programu Microsoft Excel. Računamo dva različna tipa konstrukcij: konstrukcijo brez horizontalne in z horizontalno vezjo, saj je le-ta pri izvedbi konstrukcij v praksi velikokrat prisotna.

Postopek kontrole konstrukcije smo začeli z določanjem kompaktnosti prereza (po principih opisanih v 4.5.1) ter podali dimenzije in lastnosti prereza (iz 4.3), nekatere lastnosti prereza pa so se v programu izračunale naknadno iz podanih lastnosti ( $A_{net}$ ,  $A_v$ ,  $i_y$ ,  $i_z$ ).

V naslednjem koraku smo vnesli vrednosti notranjih sil ter izbrali način računanja prerezov in elementov, t.j. ali bomo konstrukcijo preverjali glede na vrednost momenta v vozlišču dveh elementov ali bomo izbrali reducirano vrednost momenta ter ali bomo kontrolo na upogib izvedli na neto in bruto prerezu ali samo na bruto prerezu.

Vrednost projektne momenta v konstrukciji  $M_{y,Ed}$  lahko delno reduciramo, saj so momenti največji v vozliščih konstrukcije, kjer so v praksi izvedeni spoji. V teh delih je prerez ojačan s pločevinami ali z notranjim vstavkom, tako da je profil na mestu spoja dvojni. Ocena dolžine notranjih vstavkov je 40 cm na vsako stran, zato lahko vzamemo vrednosti reduciranih momentov na tem mestu, redukcija pa znaša približno 15 odstotkov nereducirane vrednosti.

Nato v programu določimo uklonske dolžine elementov. V kolikor preverjamo stebre, sta uklonski dolžini okrog obeh osi enaki sistemski dolžini elementa, pri nosilcu pa je uklonska dolžina okrog močne osi enaka sistemski, šibka os pa je z legami še dodatno trikrat vmesno podprta, torej je uklonska dolžina enaka četrtini sistemske dolžine elementa.

Iz podanih in izračunanih lastnosti se izvedejo vse potrebne kontrole za preverjanje nosilnosti in stabilnosti konstrukcije. Kontrole nosilnosti prereza se izvedejo po kontrolah opisanih v poglavju 4.5.2, stabilnost elementa pa po 4.5.3.

Računske kontrole celotne konstrukcije izvedemo za vse obravnavane primere aluminijastih konstrukcij in pridemo do rezultatov, ki so prikazani v naslednji preglednici (Preglednica 27), in iz katerih lahko pridemo do prvih ugotovitev.

Preglednica 27: Izkoriščenost prerezov in elementov za vse potrebne računske kontrole za različne modele z upoštevanjem reduciranih vrednosti upogibnih momentov

Model	Vez	Pozicija	Kontrola prereza				Upogibni uklon		M + N (element)	
			Tlak	Upogib	Strig	M + N	y-y	z-z	y-y	z-z
1.1	NE	Steber	0,03	0,98	0,07	0,77	0,05	0,13	0,95	0,95
		Nosilec	0,02	0,92	0,08	0,72	0,09	0,02	0,85	0,84
1.2	DA	Steber	0,03	0,78	0,07	0,61	0,05	0,13	0,69	0,69
		Nosilec	0,05	0,80	0,05	0,63	0,26	0,07	0,75	0,74
2.1	NE	Steber	0,05	1,26	0,07	1,07	0,06	0,19	1,27	1,30
		Nosilec	0,03	1,16	0,12	0,97	0,09	0,04	1,11	1,06
2.2	DA	Steber	0,05	0,78	0,04	0,66	0,06	0,19	0,87	0,90
		Nosilec	0,08	0,69	0,09	0,59	0,22	0,09	0,85	0,78
3.1	NE	Steber	0,04	1,52	0,08	1,21	0,07	0,19	1,43	1,43
		Nosilec	0,03	1,42	0,10	1,13	0,24	0,06	1,42	1,42
3.2	DA	Steber	0,04	0,86	0,07	0,68	0,07	0,19	0,76	0,76
		Nosilec	0,08	0,90	0,06	0,71	0,61	0,14	0,94	0,94
4.1	NE	Steber	0,04	1,41	0,06	1,02	0,05	0,16	1,18	1,22
		Nosilec	0,03	1,29	0,08	0,94	0,15	0,05	1,13	1,13
4.2	DA	Steber	0,04	0,90	0,03	0,65	0,05	0,16	0,81	0,85
		Nosilec	0,07	0,79	0,06	0,58	0,29	0,10	0,91	0,91

Osne in strižne sile v konstrukciji so majhne, zato so tudi prerezi za ti dve kontroli precej malo izkoriščeni, iz istega razloga so elementi tudi zelo uklonsko stabilni, čeprav so redukcijski faktorji precej veliki (vrednosti tudi do 0,2) in bi bili pri osno bolj obremenjenih konstrukcijah že kritični.

Na drugi strani so momenti v konstrukciji znatnejši, najbolj merodajna kontrola je kontrola upogiba na prerezu. Pričakovano bi bilo, da bi bilo največ težav s kontrolo elementov, obremenjenih z upogibnim momentom in osno silo, vendar je ta kontrola zaradi relativno majhne osne sile ugodnejša. Razlog tiči tudi v tem, da se za preverjanje interakcije momenta in osne sile na elementu uporablja le upogibna nosilnost na bruto prerezu, pri enoosnem upogibu pa je potrebno kontrolo izvesti na bruto in neto prerezu.

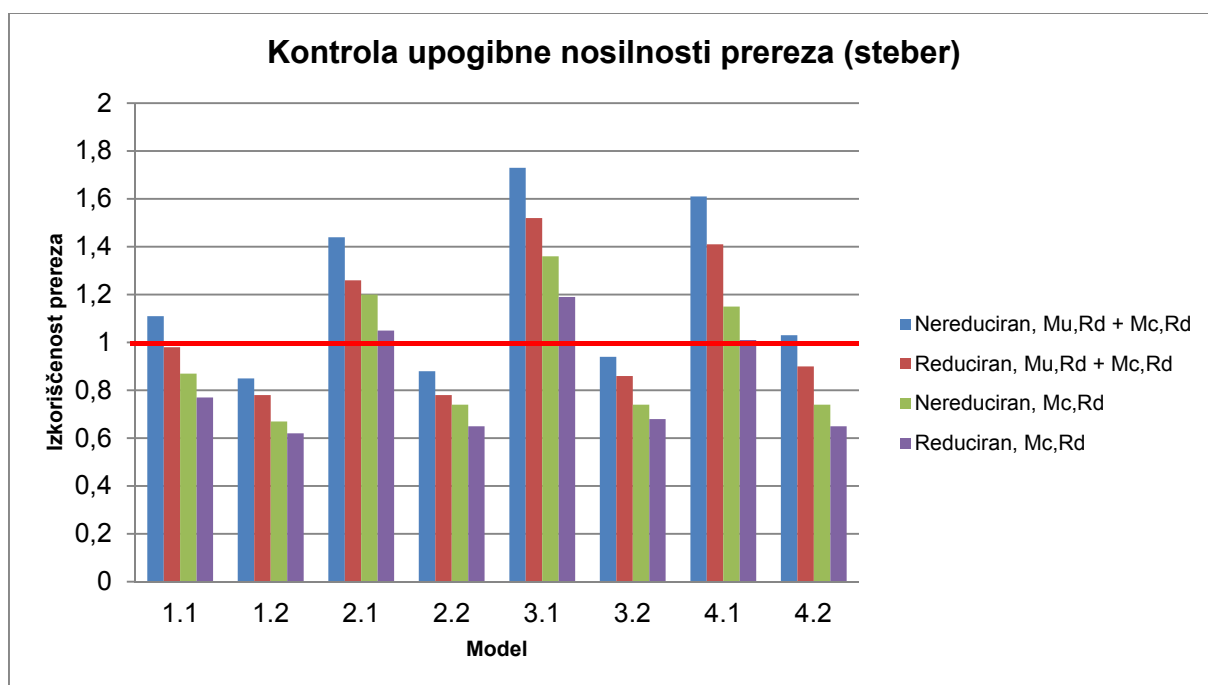
V kolikor sta oba prereza enaka, kar je najugodnejša možnost, je zaradi majhne duktilnosti aluminija in varnostnih faktorjev materiala (razmerje  $f_y/\gamma_{M1} = 24/1,1 \approx 21,8$  proti  $f_u/\gamma_{M2} = 26/1,25 = 20,8$ ) merodajnejša kontrola na neto prerezu, ki je precej nižja od nosilnosti na bruto prerezu.

V našem primeru sta bruto in neto prerez zunaj območja vozlišč konstrukcije enaka, saj nimamo oslabiljenega prereza. Do koncentracij napetosti v območju lukenj tako ne pride,

ampak se napetosti po prerezu razporedijo enakomerno, zato je kontrola upogibne nosilnosti na neto prerezu nesmiselna in je ne upoštevamo.

Poleg tega imamo v območju vozlišč oz. spojev neto prereze zaradi notranjih vstavkov oz. pločevin skoraj dvakrat večje od bruto prerezov izven spojev, čeprav upoštevam redukcijo prereza zaradi lukenj veznih sredstev. Točnih karakteristik »neto« prereza še ne poznamo, vendar lahko z zagotovostjo rečemo, da kontrola upogiba na neto prerezu v območju spojev ne bo kritična, zunaj območja spojev pa je ta kontrola nesmiselna.

Primerjava rezultatov kontrole prerezov stebrov za različne modele, obremenjenih z upogibnim momentom na bruto oz. neto prerezu ter z upoštevanjem reduciranih oz. nereduciranih vrednosti, je prikazana v naslednjem grafikonu (Grafikon 1).



Grafikon 1: Kontrola upogibne nosilnosti z upoštevanjem posameznih redukcij

S temi manipulacijami lahko izkoriščenosti prerezov zmanjšamo tudi za skoraj 40 odstotkov in šele tako lahko pridemo do ugotovitve, da so sedaj skoraj vsi prerezi ustrezno dimenzionirani

Na prvi pogled je takšna redukcija vprašljiva, toda z upoštevanjem zgornjih dejstev, je redukcija upravičena in pravilna. Najbolj merodajna kontrola je kontrola interakcije upogibno in tlačno obremenjenih elementov. Osnova sila še vedno prinese le manjši delež k izkoriščenosti, delež upogiba pa se poveča, saj se izkoriščenost le enosnega upogiba potencira s faktorjem, ki je večji od 1.

Preglednica 28: Računske kontrole na prerezih in elementih z upoštevanjem vseh redukcij

Model	Vez	Pozicija	Kontrola prereza				Upogibni uklon		M + N (element)	
			Tlak	Upogib	Strig	M + N	y-y	z-z	y-y	z-z
1.1	NE	Steber	0,03	0,77	0,07	0,77	0,05	0,13	0,95	0,95
		Nosilec	0,02	0,72	0,08	0,72	0,09	0,02	0,85	0,84
1.2	DA	Steber	0,03	0,62	0,07	0,61	0,05	0,13	0,69	0,69
		Nosilec	0,05	0,63	0,05	0,63	0,26	0,07	0,75	0,74
2.1	NE	Steber	0,05	1,05	0,07	1,07	0,06	0,19	1,27	1,30
		Nosilec	0,03	0,97	0,12	0,97	0,09	0,04	1,11	1,06
2.2	DA	Steber	0,05	0,65	0,04	0,66	0,06	0,19	0,87	0,90
		Nosilec	0,08	0,57	0,09	0,59	0,22	0,09	0,85	0,78
3.1	NE	Steber	0,04	1,19	0,08	1,21	0,07	0,19	1,43	1,43
		Nosilec	0,03	1,12	0,10	1,13	0,24	0,06	1,42	1,42
3.2	DA	Steber	0,04	0,68	0,07	0,68	0,07	0,19	0,76	0,76
		Nosilec	0,08	0,71	0,06	0,71	0,61	0,14	0,94	0,94
4.1	NE	Steber	0,04	1,01	0,06	1,02	0,05	0,16	1,18	1,22
		Nosilec	0,03	0,93	0,08	0,94	0,15	0,05	1,13	1,13
4.2	DA	Steber	0,04	0,65	0,03	0,65	0,05	0,16	0,81	0,85
		Nosilec	0,07	0,57	0,06	0,58	0,29	0,10	0,91	0,91

## 4.7 Primer dimenzioniranja aluminijaste konstrukcije

### 4.7.1 Podatki

#### **Podatki o konstrukciji**

Razpon: 20 m

Raster: 5 m

Konstrukcija s horizontalnimi vezmi

Obremenitev s snegom:  $s = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev z vetrom:  $q_p = 0,67 \text{ kN/m}^2$

#### **Material**

Aluminij EN AW-6061 T6

$$f_0 = 24 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon = \sqrt{25/f_0[\text{kN/cm}^2]} = \sqrt{25/24} = 1,02$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

### **Podatki o izbranem profilu**

Profil: 270x100x7x4 mm (pravokoten votel namenski profil)

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 270 \text{ mm}$$

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

$$t_f = 4 \text{ mm}$$

$$A_g = 46,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 0,85 \cdot A_g = 0,85 \cdot 46,4 \text{ cm}^2 = 39,4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3705,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 845,1 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 274,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 364,9 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 169,0 \text{ cm}^3$$

### **Kompaktnost prereza**

– Pasnica:

$$\beta = \frac{b}{t} = \frac{b_{notranji}}{t_f} = \frac{52 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} = 13,0 \neq \beta_1 = 11\varepsilon = 11 \cdot 1,02 = 11,2$$

Pasnica ni v 1. razredu kompaktnosti.

$$\beta = 13,0 \leq \beta_2 = 16\varepsilon = 16 \cdot 1,02 = 16,3$$

Pasnica je v 2. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\beta = 0,4 \cdot \frac{d}{t} = 0,4 \cdot \frac{h_{notranji}}{t_w} = 0,4 \cdot \frac{222 \text{ mm}}{7 \text{ mm}} = 12,7 \not\leq \beta_1 = 11\varepsilon = 11 \cdot 1,02 = 11,2$$

Stojina ni v 1. razredu kompaktnosti.

$$\beta = 12,7 \leq \beta_2 = 16\varepsilon = 16 \cdot 1,02 = 16,3$$

Stojina je v 2. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 2. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h_{notranji}}{2 \cdot t_w} = \frac{222 \text{ mm}}{2 \cdot 7 \text{ mm}} = \frac{222 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 15,9 \leq 39\varepsilon = 39 \cdot 1,02 = 39,8$$

Stojina ni vitka v strigu.

#### 4.7.2 Dimenzioniranje stebra

Dolžina:  $l = 450 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $L_{cr,y} = 450 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $L_{cr,z} = 450 \text{ cm}$

#### **Merodajne notranje sile**

$$N_{Ed} = 36,4 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{z,Ed} = 11,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 51,4 \text{ kNm (reducirana vrednost)}$$

$$N_{Ed,pripadujoča} = 33,2 \text{ kN}$$

#### **Kontrola nosilnosti prereza**

– Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{36,4 \text{ kN}}{820,4 \text{ kN}} = 0,04 \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \min(N_{u,Rd}, N_{c,Rd}) = \min(820,4 \text{ kN}; 1012,4 \text{ kN}) = 820,4 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 39,4 \text{ cm}^2 \cdot 26 \text{ kN/cm}^2 / 1,25 = 820,4 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 1012,4 \text{ kN}$$

$$A_{eff} = A_g (\text{prerez je v 2. R. K.})$$

– Upogib:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{51,4 \text{ kNm}}{79,6 \text{ kNm}} = 0,65 \leq 1,0$$

$$M_{y,Rd} = \min(M_{u,y,Rd}, M_{c,y,Rd}) = \min(57,1 \text{ kNm}; 79,6 \text{ kNm}) = 57,1 \text{ kNm} \rightarrow$$

→ upoštevamo le  $M_{y,Rd}$  na bruto prerezu →  $M_{Rd} = 79,6 \text{ kNm}$

$$M_{u,y,Rd} = W_{y,net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 364,9 \text{ cm}^3 \cdot 26 \text{ kN/cm}^2 / 1,25 = 57,1 \text{ kNm}$$

$$M_{c,y,Rd} = \alpha \cdot W_{y,el} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = W_{y,pl} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 364,9 \text{ cm}^3 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 79,6 \text{ kNm}$$

$$W_{y,net} = W_{y,pl} (\text{predpostavka, ker neto prereza ne poznamo})$$

$$\alpha = W_{pl} / W_{el}$$

– Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{11,7 \text{ kN}}{391,5 \text{ kN}} = 0,03 \leq 1,0$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 31,1 \text{ cm}^2 \cdot \frac{24 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 391,5 \text{ kN}$$

$$A_v = 2 \cdot \left[ (h_w - \sum d) \cdot t_w \right] = 2 \cdot h_{notranji} \cdot t_w = 2 \cdot 22,2 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} = 31,1 \text{ cm}^2$$

– Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,03 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

- Interakcija upogiba in osne sile:

$$\begin{aligned} & \left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^\psi + \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = \\ & = \left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^\psi + \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = \\ & = \left( \frac{36,4 \text{ kN}}{1 \cdot 820,4 \text{ kN}} \right)^{1,3} + \left[ \left( \frac{51,4 \text{ kNm}}{1 \cdot 79,6 \text{ kNm}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = 0,65 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$\psi = 1,3$$

$$\omega_0 = \rho_{0,haz} = 1$$

$$N_{Rd} = 1012,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = 79,6 \text{ kNm}$$

### Kontrola stabilnosti elementa

- Upogibni uklon:
  - Okoli močne osi: y-y

$$\eta_{uklon,y-y} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{36,4 \text{ kN}}{705,7 \text{ kN}} = 0,05 \leq 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \kappa \cdot \chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 1 \cdot 0,70 \cdot 46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 705,7 \text{ kN}$$

$$\kappa = 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,02 + \sqrt{1,02^2 - 0,94^2}} = 0,70 \leq 1$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot (0,94 - 0,1) + 0,94^2 \right) = 1,02$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{A \cdot E}} = \frac{450 \text{ cm}}{8,9 \text{ cm} \cdot 3,14} \cdot \sqrt{\frac{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2}{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 7000 \text{ kN/cm}^2}} = 0,94$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{3705,6 \text{ cm}^4}{46,4 \text{ cm}^2}} = 8,9 \text{ cm}$$



$$\alpha = 0,2$$

$$\bar{\lambda}_0 = 0,1$$

– Okoli šibke osi: z-z

$$\eta_{uklon,z-z} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{36,4 \text{ kN}}{232,9 \text{ kN}} = 0,16 \leq 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \kappa \cdot \chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 1 \cdot 0,23 \cdot 46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 232,9 \text{ kN}$$

$$\kappa = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,62 + \sqrt{2,62^2 - 1,97^2}} = 0,23 \leq 1$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot (1,97 - 0,1) + 1,97^2 \right) = 2,62$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{A \cdot E}} = \frac{450 \text{ cm}}{4,3 \text{ cm} \cdot 3,14} \cdot \sqrt{\frac{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2}{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 7000 \text{ kN/cm}^2}} = 1,97$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_g}} = \sqrt{\frac{845,1 \text{ cm}^4}{46,4 \text{ cm}^2}} = 4,3 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,2$$

$$\bar{\lambda}_0 = 0,1$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_{c,y}} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} =$$

$$= \left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_{c,y}} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} =$$

$$= \left( \frac{36,4 \text{ kN}}{0,23 \cdot 1 \cdot 1012,4 \text{ kN}} \right)^{0,91} + \frac{1}{1} \left[ \left( \frac{51,4 \text{ kNm}}{79,6 \text{ kNm}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = 0,81 \leq 1,0$$

$$\begin{aligned} & \left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_{c,z}} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = \\ & = \left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_{c,z}} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = \\ & = \left( \frac{36,4 \text{ kN}}{0,23 \cdot 1 \cdot 1012,4 \text{ kN}} \right)^{0,8} + \frac{1}{1} \left[ \left( \frac{51,4 \text{ kNm}}{79,6 \text{ kNm}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = 0,85 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$\psi_{c,y} = 1,3 \cdot \chi_y = 1,3 \cdot 0,70 = 0,91 \geq 0,8$$

$$\psi_{c,z} = 1,3 \cdot \chi_z = 1,3 \cdot 0,23 = 0,30 \not\geq 0,8$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,70; 0,23) = 0,23$$

$$\omega_0 = 1$$

$$N_{Rd} = 1012,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = 79,6 \text{ kNm}$$

#### 4.7.3 Dimenzioniranje nosilca

Dolžina:  $l = 1035,3 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $L_{cr,y} = 1035,3 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $L_{cr,z} = 258,8 \text{ cm}$

#### **Merodajne notranje sile**

$$N_{Ed} = 56,0 \text{ (tlak)}$$

$$V_{z,Ed} = 22,6 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 45,1 \text{ kNm (reducirana vrednost)}$$

$$N_{Ed,pripadujoča} = 51,9 \text{ kN}$$

### Kontrola nosilnosti prereza

- Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{56,0 \text{ kN}}{820,4 \text{ kN}} = 0,07 \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \min(N_{u,Rd}, N_{c,Rd}) = \min(820,4 \text{ kN}; 1012,4 \text{ kN}) = 820,4 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 39,4 \text{ cm}^2 \cdot 26 \text{ kN/cm}^2 / 1,25 = 820,4 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 1012,4 \text{ kN}$$

$$A_{eff} = A_g (\text{prerez je v 2. R. K.})$$

- Upogib:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{45,1 \text{ kNm}}{79,6 \text{ kNm}} = 0,57 \leq 1,0$$

$$M_{y,Rd} = \min(M_{u,y,Rd}, M_{c,y,Rd}) = \min(57,1 \text{ kNm}; 79,6 \text{ kNm}) = 57,1 \text{ kNm} \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{upoštevamo le } M_{y,Rd} \text{ na bruto prerezu} \rightarrow M_{Rd} = 79,6 \text{ kNm}$$

$$M_{u,y,Rd} = W_{y,net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 364,9 \text{ cm}^3 \cdot 26 \text{ kN/cm}^2 / 1,25 = 57,1 \text{ kNm}$$

$$M_{c,y,Rd} = \alpha \cdot W_{y,el} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = W_{y,pl} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 364,9 \text{ cm}^3 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 79,6 \text{ kNm}$$

$$W_{y,net} = W_{y,pl} (\text{predpostavka, ker neto prereza ne poznamo})$$

$$\alpha = W_{pl} / W_{el}$$

- Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{22,6 \text{ kN}}{391,5 \text{ kN}} = 0,06 \leq 1,0$$

$$V_{Rd} = A_V \cdot \frac{f_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 31,1 \text{ cm}^2 \cdot \frac{24 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 391,5 \text{ kN}$$

$$A_V = 2 \cdot \left[ (h_w - \sum d) \cdot t_w \right] = 2 \cdot h_{notranji} \cdot t_w = 2 \cdot 22,2 \text{ cm} \cdot 0,7 \text{ cm} = 31,1 \text{ cm}^2$$

- Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,06 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

- Interakcija upogiba in osne sile:

$$\begin{aligned} & \left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^\psi + \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = \\ & = \left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^\psi + \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = \\ & = \left( \frac{56,0 \text{ kN}}{1 \cdot 820,4 \text{ kN}} \right)^{1,3} + \left[ \left( \frac{45,1 \text{ kNm}}{1 \cdot 79,6 \text{ kNm}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = 0,58 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$\psi = 1,3$$

$$\omega_0 = \rho_{0,haz} = 1$$

$$N_{Rd} = 1012,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = 79,6 \text{ kNm}$$

### **Kontrola stabilnosti elementa**

- Upogibni uklon:
  - Okoli močne osi: y-y

$$\eta_{uklon,y-y} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{56,0 \text{ kN}}{195,7 \text{ kN}} = 0,29 \leq 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \kappa \cdot \chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 1 \cdot 0,19 \cdot 46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 195,7 \text{ kN}$$

$$\kappa = 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{3,04 + \sqrt{3,04^2 - 2,16^2}} = 0,19 \leq 1$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,2 \cdot (2,16 - 0,1) + 2,16^2 \right) = 3,04$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{A \cdot E}} = \frac{1035,3 \text{ cm}}{8,9 \text{ cm} \cdot 3,14} \cdot \sqrt{\frac{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2}{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 7000 \text{ kN/cm}^2}} = 2,16$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{3705,6 \text{ cm}^4}{46,4 \text{ cm}^2}} = 8,9 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,2$$

$$\bar{\lambda}_0 = 0,1$$

– Okoli šibke osi: z-z

$$\eta_{uklon,z-z} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{56,0 \text{ kN}}{576,4 \text{ kN}} = 0,10 \leq 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \kappa \cdot \chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} = 1 \cdot 0,57 \cdot 46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2 / 1,1 = 576,4 \text{ kN}$$

$$\kappa = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,24 + \sqrt{1,24^2 - 1,13^2}} = 0,57 \leq 1$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_z^2\right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,2 \cdot (1,13 - 0,1) + 1,13^2\right) = 1,24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{A \cdot E}} = \frac{258,8 \text{ cm}}{4,3 \text{ cm} \cdot 3,14} \cdot \sqrt{\frac{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 24 \text{ kN/cm}^2}{46,4 \text{ cm}^2 \cdot 7000 \text{ kN/cm}^2}} = 1,13$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_g}} = \sqrt{\frac{845,1 \text{ cm}^4}{46,4 \text{ cm}^2}} = 4,3 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,2$$

$$\bar{\lambda}_0 = 0,1$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}}\right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{1,7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^{1,7} \right]^{0,6} =$$

$$= \left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} =$$

$$= \left( \frac{56,0 \text{ kN}}{0,19 \cdot 1 \cdot 1012,4 \text{ kN}} \right)^{0,8} + \frac{1}{1} \left[ \left( \frac{45,1 \text{ kNm}}{79,6 \text{ kNm}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} = 0,91 \leq 1,0$$

$$\psi_{c,y} = 1,3 \cdot \chi_y = 1,3 \cdot 0,19 = 0,25 \not\geq 0,8$$

$$\psi_{c,z} = 1,3 \cdot \chi_z = 1,3 \cdot 0,57 = 0,74 \not\geq 0,8$$

$$\psi_{c,y} = \psi_{c,z} = \psi_c = 0,8$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,19; 0,57) = 0,19$$

$$\omega_0 = 1$$

$$N_{Rd} = 1012,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = 79,6 \text{ kNm}$$

#### 4.8 Ugotovitve in komentar analize

Glavna ugotovitev analize obstoječih aluminijastih konstrukcij je, da je horizontalna vez res eden izmed glavnih elementov konstrukcije. Horizontalna vez ugodno vpliva na izkoriščenost prerezov in elementov, saj se največji upogibni momenti bistveno zmanjšajo. V konstrukcijah, v katerih ni horizontalnih vezi, so nosilnosti prekoračene, glavni problem predstavljajo ravno preveliki upogibni momenti. Zato lahko trdimo, da imajo aluminijaste konstrukcije glede na podane profile stebrov in nosilcev upravičeno nameščene horizontalne vezi. Brez njih konstrukcije ne bi zagotavljale zadostne nosilnosti in stabilnosti.

Vse manipulacije računskih kontrol, ki smo jih uporabili, so bile potrebne le za to, da smo približno dokazali in upravičili uporabljene profile tudi za aluminijaste konstrukcije, ki nimajo horizontalnih vezi, v primeru konstrukcij s horizontalnimi vezmi pa te manipulacije ne bi bile potrebne.

Potrebno je upoštevati tudi dejstvo, da smo podatke o obremenitvi s snegom privzeli, kot da gre za projektne obremenitve. V primeru, da so bile podane karakteristične vrednosti, bi bila obtežba s snegom 20 odstotkov manjša, posledično bi se približno enako zmanjšale tudi notranje sile in izkoriščenost konstrukcije, kar bi lahko bila še zadnja rezerva, da dokažemo ustrezno dimenzionirane aluminijaste konstrukcije.

Glede na to, da so vse obravnavane aluminijaste konstrukcije že izvedene tudi v praksi in gre za serijske tipske objekte, proizvedene v mnogih količinah, so zagotovo ustrezno dimenzionirane in tudi optimizirane. Izkoriščenosti konstrukcij se brez uporabljenih manipulacij gibljejo okoli 0,95, z vsemi manipulacijami pa okrog vrednosti 0,75, kar je glede na lastnosti aluminija pričakovan podatek. Aluminij namreč ni tako duktilen material kot jeklo in konstrukcije ne smemo dimenzionirati na prevelike izkoriščenosti, saj je plastični nivo precej kratek in bi lahko hitro prišlo do porušitve objekta.

Vseeno rezultati naše analize verjetno nekoliko odstopajo od pravih izkoriščenosti aluminijastih konstrukcij, saj smo uporabili približne prereze aluminijastih profilov, prereze horizontalne vezi smo podali za vse konstrukcije enake, ki pa niso nujno enaki dejanskim uporabljenim profilom. Zaradi prenosa sil v razmerju togosti, je od togosti prereza horizontalne vezi odvisna osna sila in vrednost notranjih sil v področju spoja. Čim močnejša je horizontalna vez, manjša bo vrednost upogibnega momenta v spoju, posledično bo tudi izkoriščenost konstrukcije manjša, zato je izbira pravega profila toliko bolj potrebna in lahko takoj pride do odstopanja od pravih rezultatov.

Če povzamemo, uporaba horizontalne vezi je obvezna, saj daje večjo togost celotnemu okviru konstrukcije, uporabljeni profili stebrov in nosilcev pa so posledično lahko manjših dimenzij, kar se na koncu v veliki meri pozna tudi na skupni masi in ceni celotne konstrukcije.

## 5 RAČUNSKA ANALIZA JEKLENE KONSTRUKCIJE

### 5.1 Uvod

Naslednja faza, s katero smo se ukvarjali v diplomski nalogi, je bilo določanje jeklene konstrukcije, ki bi po tehničnih karakteristikah nadomestila aluminijasto izvedbo. Analizirali in dimenzionirali smo več različnih modelov konstrukcij, ki so se med seboj razlikovale po razponu konstrukcije, rastru primarne nosilne konstrukcije in po različni obtežbi s snegom.

Dimenzioniranje celotne konstrukcije smo razdelili na tri dele, in sicer smo najprej dimenzionirali ravninski okvir, nato pa še diagonalna povezja in vzdolžne elemente. Cilj analiziranja je bila čim manjša lastna teža konstrukcije, zato smo iskali mejne primere, ki še zadostijo pogojem nosilnosti in stabilnosti iz računskih kontrol, ki jih zahteva standard Evrokod 3 za jeklene konstrukcije.

Z namenom nižanja lastne teže konstrukcije, smo kot vhodni parameter vzeli tudi različno kvaliteto konstrukcijskih jekel, s katero privarčujemo določen odstotek na skupni masi konstrukcije, ki pa mora seveda biti večji od povišanja cene bolj kvalitetnega jekla.

Analizo smo začeli z izračunom notranjih sil za vse modele konstrukcij v programu Scia Engineer, nadaljevali pa z izdelavo programa za dimenzioniranje konstrukcije v programu Microsoft Excel, ki nam je služil za hitrejšo obravnavo vseh različnih primerov in dimenzioniranje ustreznih profilov konstrukcije.

### 5.2 Material

Uporabljen material v modelih jeklenih konstrukcijah je konstrukcijsko jeklo kvalitete S235, katero uporabljajo proizvajalci zaprtih pravokotnih profilov, za primerjavo smo uporabili tudi jeklo višjih trdnosti, t.j. jeklo S355 in jeklo S460. Gre za hladno oblikovane profile, vendar bi bila zaradi manjših nepopolnosti in boljše uklonske nosilnosti ter stabilnosti boljša izbira vroče valjanih profilov, kjer so redukcijski faktorji za približno 10% manjši (ugodnejši).

Preglednica 29: Mehanske lastnosti uporabljenega jekla

Kvaliteta	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
S235	235	360	21000	7800
S355	355	490		
S460	460	540		



kjer so:

$f_y$       napetost na meji tečenja jekla

$f_u$       natezna trdnost jekla

$E$       elastični modul jekla

$\rho$       gostota jekla

Varnostni faktorji za material:

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

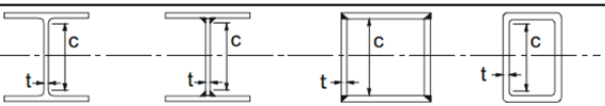
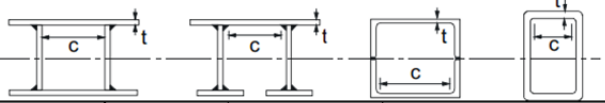
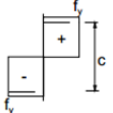
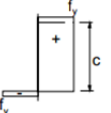
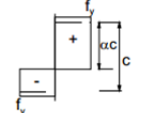
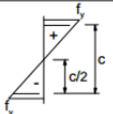
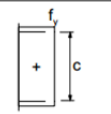
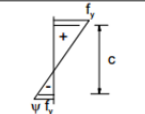
### 5.3 Opis modelov

Geometrija modelov jeklenih konstrukcij je bila zelo podobna geometriji že obravnavanih aluminijastih konstrukcij. Višina stranice je bila za vse modele enaka, in sicer 4,5 m, prav tako tudi naklon strehe ( $18^\circ$ ). Konstrukcije so bile dveh različnih razponov (15 in 20 m), obravnavali pa smo tudi tri različne raste okvirov konstrukcije (3, 4 in 5 m) (glej: Slika 32). Modeli so se med seboj razlikovali tudi po različni projektni obremenitvi s snegom, ki sta znašali 0,5 in 0,75 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.4 Dimenzioniranje konstrukcije po standardu EN 1993-1-1

#### 5.4.1 Kompaktnost prečnih prerezov

Od kompaktnosti prečnih prerezov je odvisna izbira karakteristik prečnih prerezov, s katerimi naredimo analizo konstrukcije. V kolikor so prerezi v 1. ali 2. razredu kompaktnosti, lahko za izračun nosilnosti prereza privzamemo plastično nosilnost, saj se lahko razvije zadostna rotacijska kapaciteta za razvoj plastičnega porušnega mehanizma. Če je prerez v 3. razredu kompaktnosti, je potrebna izbira elastičnih karakteristik, katere lahko po novejših študijah deloma povečamo. Podoben način povečanja elastičnih karakteristik za 3. razred kompaktnosti je že avtomatsko določen za aluminijaste prereze, kjer elastične karakteristike povečamo s faktorjem  $\alpha$  (glej: 4.5.1). 4. razred kompaktnosti ni zaželen, saj je potrebno prereze reducirati s sodelujočimi širinami, efektivna nosilnost pa se z večanjem vitkosti zelo hitro manjša.

notranji tlačeni deli						
				Os upogiba		
				Os upogiba		
razred kompaktnosti	upogib	tlak	upogib in tlak			
razpored napetost v delih prereza (tlačne pozitivne)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	pri $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ pri $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	pri $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ pri $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
razpored napetost v delih prereza (tlačne pozitivne)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	pri $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ pri $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Slika 43: Razmerje dolžine proti debelini tlačnih delov prečnih prerezov in mejne vitkosti za določitev ustreznega razreda kompaktnosti (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

## 5.4.2 Kontrole nosilnosti prereza

### 5.4.2.1 Nateg

Natezna osna sila  $N_{Ed}$  ne sme prekoračiti natezne osne nosilnosti prereza  $N_{t,Rd}$ , veljati mora:

$$\eta_{nateg} = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

kjer je  $N_{t,Rd}$  manjša izmed obeh vrednosti:

- projektna nosilnost bruto prereza:  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
- projektna nosilnost neto prereza:  $N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

### 5.4.2.2 Tlak

Za 1., 2. in 3. razred kompaktnosti prečnih prerezov mora veljati:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

### 5.4.2.3 Enosni upogib

Za 1. in 2. razred kompaktnosti mora biti izpolnjen spodnji pogoj:

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

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Za 3. razred kompaktnosti:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

### 5.4.2.4 Strig

Za kompaktne stojine, ki izpolnjujejo pogoj:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

kjer je  $\eta = 1,2$  za konstrukcijska jekla S235 do S460. Zadoščeno mora biti pogoju:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$A_v$  se za valjane pravokotne votle profile, kjer strižna sila deluje vzporedno z višino, določi po naslednjem izrazu:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h}$$

### 5.4.2.5 Interakcija upogiba in striga

Vpliva prečnih sil na projektno upogibno nosilnosti prereza ni potrebno upoštevati, v kolikor velja:

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

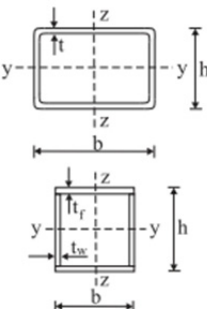
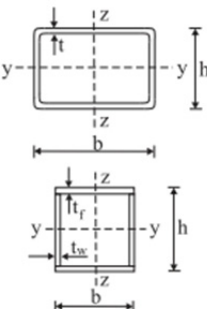
### 5.4.2.6 Interakcija upogiba in osne sile

Za 1. in 2. razred kompaktnosti mora plastična nosilnost za dvoosni upogib z osni upogib zadostiti spodnjemu pogoju:

$$\eta_{\text{upogib+osna sila}} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1,0$$

kjer se  $M_{N,y,Rd}$  in  $M_{N,z,Rd}$  določita glede na nivo osne za zaprte prereze po Slika 44, koeficienta  $\alpha$  in  $\beta$  pa se določita po izrazu:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} \leq 6$$

	$n \leq 0,5a_w \leq 0,25$	$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$
	$n > 0,25$ ali $n > 0,5a_w$	$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{(1-0,5a_w)} \leq M_{pl,y,Rd}$
	$n \leq 0,5a_f \leq 0,25$	$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$
	$n > 0,25$ ali $n > 0,5a_f$	$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1-n}{(1-0,5a_f)} \leq M_{pl,z,Rd}$

Slika 44: Plastična nosilnost za upogib z osno silo (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}$$

$$a_f = \frac{A - 2 \cdot h \cdot t_w}{A}$$

Za 3. razred kompaktnosti lahko uporabimo izraz z upoštevanjem elastičnih karakteristik:

$$\eta_{\text{upogib+osna sila}} = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,el} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,el} \cdot f_y / \gamma_{M0}}$$

### 5.4.3 Kontrola stabilnosti elementa

#### 5.4.3.1 Upogibni uklon

Da je element uklonsko stabilen v primeru upogibnega uklona, mora veljati:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$\chi(\bar{\lambda}, \alpha)$  redukcijski faktor uklona (uklonska krivulja)

$\gamma_{M1}$  delni varnostni faktor odpornosti pri kontroli stabilnosti (= 1)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_u}{i \cdot \lambda_1}$$

$\alpha$  faktor nepopolnosti

$\bar{\lambda}$  relativna vitkost

$N_{cr}$  Eulerjeva kritična sila

$i$  vztrajnostni radij


$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$l_u$  uklonska dolžina, odvisna od načina podpiranja (prostoležeči nosilec:  $l_u = L$ )

Faktor nepopolnosti  $\alpha$  je odvisen od kvalitete konstrukcijskega jekla in od načina obdelave prečnega prereza (Slika 45 in Slika 46).

uklonska krivulja	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
faktor nepopolnosti $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Slika 45: Določitev faktorja nepopolnosti  $\alpha$  (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

prečni prerez	omejitve	uklon okoli osi	uklonska krivulja	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	vroče izdelani	katera-koli	a	a <sub>0</sub>
	hladno oblikovani	katera-koli	c	c

Slika 46: Izbira uklonske krivulje glede na prečni prerez (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

### 5.4.3.2 Torzijski, upogibno-torzijski uklon in bočna zvrnitev nosilcev

Nevarnosti torzijskega in upogibno-torzijskega uklona pri votlih in škatlastih prerezih ni, prav tako upogibni nosilci s pravokotnim votlim prerezom niso občutljivi na bočno zvrnitev. Računskih kontrol za primere teh nestabilnosti tako ni potrebno izvesti.

### 5.4.3.3 Tlačno in upogibno obremenjeni elementi

Da je element, obremenjen s tlačno silo in dvoosnim upogibom, stabilen, morata interakcijski enačbi zadostiti pogoju:

$$\eta_{upogib+osna\ sila,y-y} = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A_i \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\eta_{upogib+osna\ sila,z-z} = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A_i \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$A_i = A$  za 1., 2., 3. razred kompaktnosti


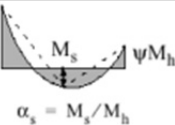
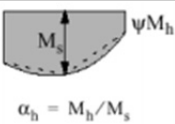
$W_y, W_z = W_{pl,y}, W_{pl,z}$  za 1. in 2. razred kompaktnosti

$W_y, W_z = W_{el,y}, W_{el,z}$  za 3. razred kompaktnosti

$\chi_y, \chi_z$  redukcijska faktorja za uklon

$\chi_{LT} = 1$  redukcijski faktor bočne zvrnitve za pravokotne votle prereze

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  interakcijski faktorji (Slika 48)

momentni diagram	območje		$C_{mys}, C_{mz}$ in $C_{mLT}$	
			zvezna obtežba	koncentrirana obtežba
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Slika 47: Faktorji nadomestnega upogibnega momenta  $C_m$  za določitev faktorjev  $k_{ij}$  (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

interakcijski faktorji	vrsta prečnega prereza	projektne predpostavke	
		elastične lastnosti prečnega prereza 3. in 4. razred kompaktnosti	plastične lastnosti prečnega prereza 1. in 2. razred kompaktnosti
$k_{yy}$	I-prerezi ali pravokotni votli prerezi (RHS)	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	I-prerezi RHS-prerezi	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	I-prerezi RHS-prerezi	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	I-prerezi	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$
	Pravokotni votli prerezi (RHS)	$\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z A_i f_y / \gamma_{M1}} \right)$

Pri I- in H-prerezih ter pri pravokotnih votlih prerezih, obremenjenih s tlačno osno silo in enoosnim upogibom  $M_{y,Ed}$ , lahko privzamemo  $k_{zv} = 0$ .

Slika 48: Interakcijski faktorji  $k_{ij}$  za elemente, ki niso občutljivi na bočno zvrnitev (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

#### 5.4.4 Kontrole mejnega stanja uporabnosti

Jekleno konstrukcijo je potrebno dimenzionirati in izdelati tako, da je zagotovljena uporabnost objekta. V konstrukciji preverjamo velikosti upogibkov in vodoravnih pomikov, ki morajo biti manjši od predpisanih vrednosti in jih je potrebno določiti v soglasju z naročnikom za vsak projekt posebej. Mejne vrednosti se določi pri karakteristični kombinaciji vplivov.

Maksimalne predpisane vrednosti navpičnega pomika so po SIST EN 1990:2004/A101 za strehe nasploh podane kot:

$$w_{max} = L/200 \quad \text{ali} \quad w_{max} = L/250 \quad (\text{navpični pomik pomemben za videz konstrukcije})$$

Največja dovoljena vrednost vodoravnih pomikov etaže znaša za pritlične industrijske stavbe brez žerjavnih prog:

$$u_i = H_i/150$$

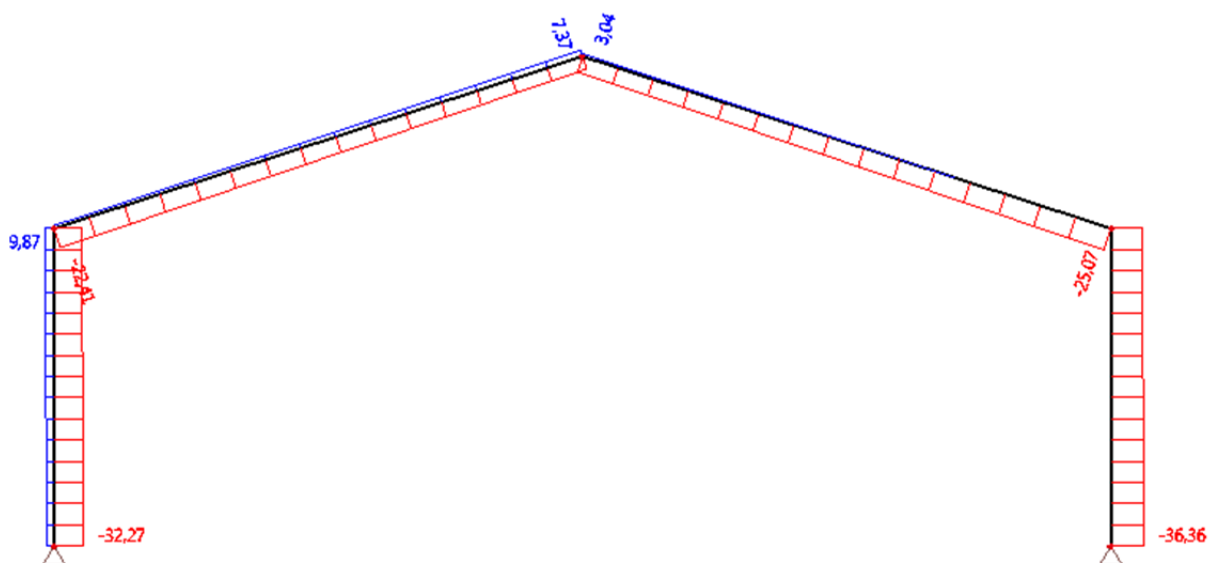
$L$       razpon med podporami (15 ali 20 m)

$H_i$       etažna višina (6,94 ali 7,75 m)

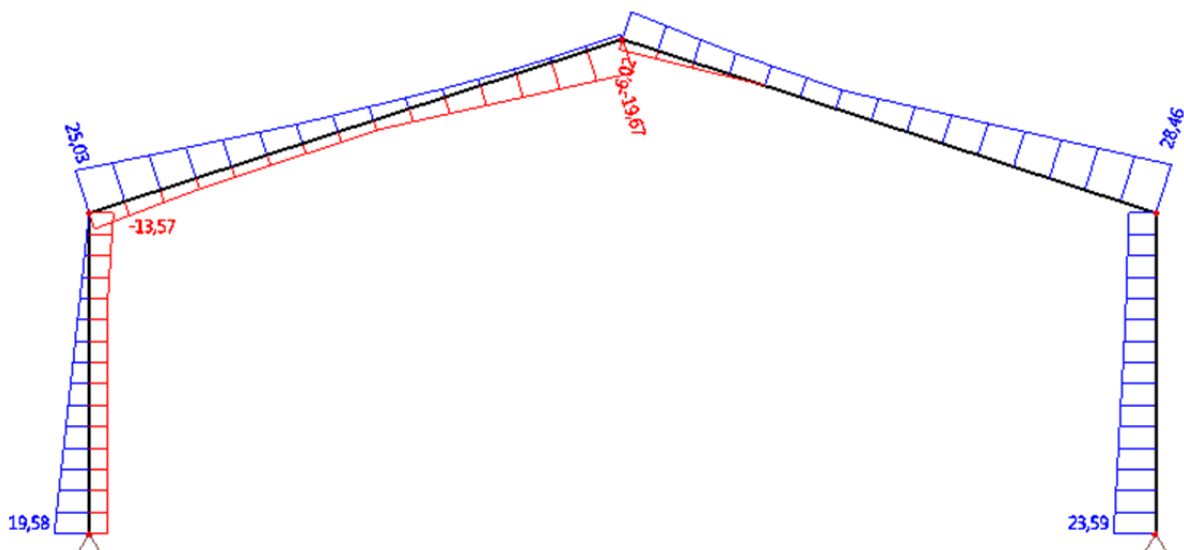
## 5.5 Dimenzioniranje ravninskega okvira brez horizontalne vezi

### 5.5.1 Notranje sile

Najprej smo notranje sile izračunali s programom Scia Engineer in jih nato razbili na del, ki pripada lastni teži in se je kasneje v programu Excel računal avtomatično, glede na vneseni profil, in na del, ki pripada ostali zunanji obtežbi (sneg, veter). Vrednosti notranjih sil za različne modele smo prikazali v preglednici (Preglednica 30).

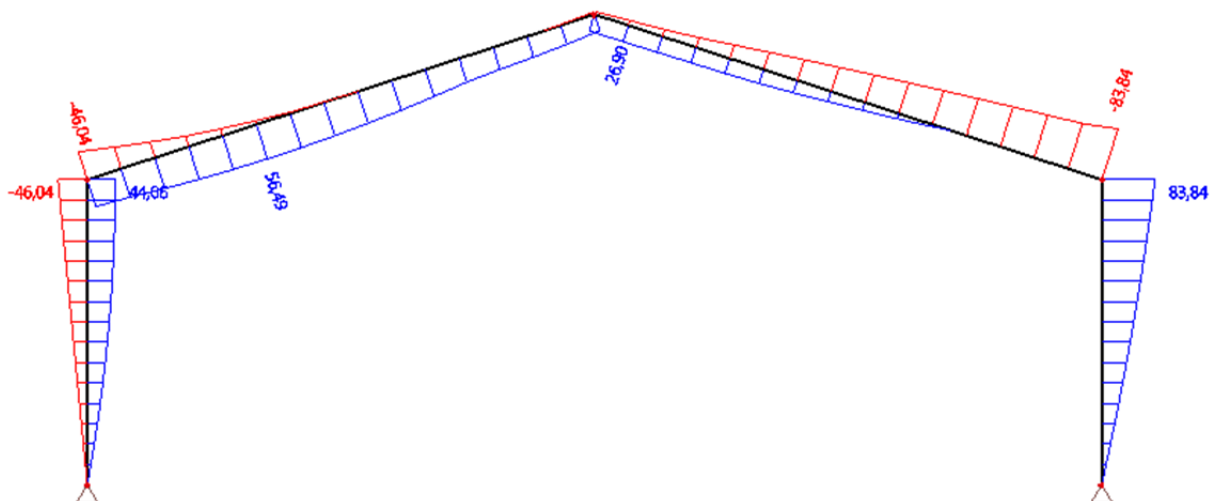


Slika 49: Ovojnica osnih sil N (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,5 kN/m<sup>2</sup>)



Slika 50: Ovojnica prečnih sil V<sub>z</sub> (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,5 kN/m<sup>2</sup>)





Slika 51: Ovojnica upogibnih momentov  $M_y$  (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg:  $0,5 \text{ kN/m}^2$ )

Preglednica 30: Največje vrednosti iz ovojnice notranjih sil za steber in nosilec za različne modele konstrukcij (profil  $100 \times 250 \times 4$ )

		Raster [m]	Steber			Nosilec		
			N [kN]	$V_z$ [kN]	$M_y$ [kNm]	N [kN]	$V_z$ [kN]	$M_y$ [kNm]
Razpon = 15 m	s = 0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	28,38	17,95	64,17	19,27	21,94	64,17
		4	36,36	23,59	83,84	25,07	28,46	83,84
		5	44,45	29,19	103,27	30,85	35,06	103,27
	s = 0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	36,82	19,67	77,48	25,13	28,91	77,48
		4	47,66	25,59	101,63	32,88	37,79	101,63
		5	58,51	32,05	125,77	40,63	46,67	125,77
Razpon = 20 m	s = 0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	36,62	24,97	97,73	29,31	27,36	97,73
		4	47,09	32,66	127,48	38,10	35,52	127,48
		5	57,57	40,36	157,22	46,89	43,68	157,22
	s = 0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	47,87	29,96	124,39	38,42	36,23	124,39
		4	62,09	39,31	163,02	50,25	47,34	163,02
		5	76,32	48,67	201,65	62,08	58,46	201,65

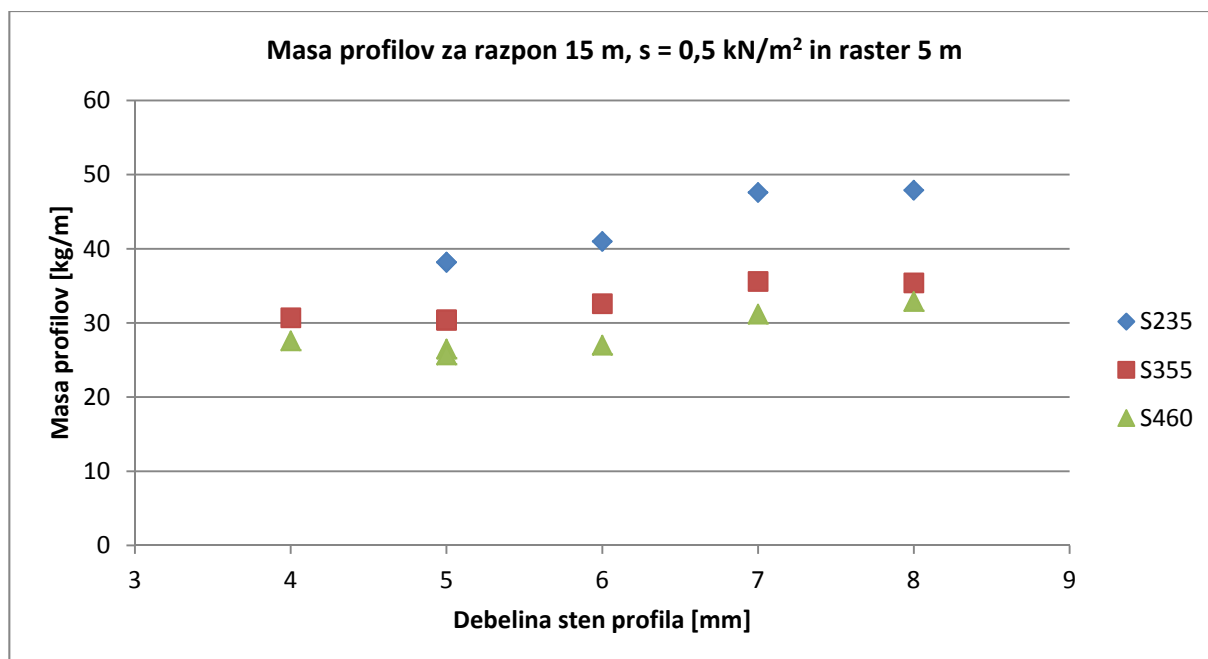
Notranje sile se skoraj linearno povečujejo z večanjem rastra konstrukcije, saj tako več oz. manj obtežbe odpade na posamezni okvir konstrukcije, medtem ko se lastna teža okvira ne spreminja. Glede na različno projektno obtežbo snega, so različne tudi notranje sile, zato lahko podobne ugotovitve pričakujemo tudi pri velikosti in teži optimalnih profilov, glede na obremenitve konstrukcije. Osne sile so največje ob podporah okvira, saj smo lastno težo podali kot težo profilov, ob podporah je torej osna sila zaradi lastne teže največja. Prečne sile in momenti so največji ob spoju steber – nosilec, tu sta tudi najbolj kritična prereza za dimenzioniranje celotne konstrukcije.

### 5.5.2 Izbira pravokotnih votlih profilov

Za obliko profilov okvira konstrukcije so bili zahtevani pravokotni votli profili, izbor njihovih dimenzij je bil omejen s standardnimi dimenzijami, ki jih ponujajo posamezni dobavitelji profilov (Metra Sežana, Mersteel). Večina standardnih profilov je v 1. ali 2. razredu kompaktnosti, pri uporabi jekla S460 pa se nekateri že nahajajo v 3. razredu kompaktnosti. Potrebno je upoštevati tudi dejstvo, da smo kompaktnost računali približno, saj nismo imeli natančnega podatka o širinah tlačjenih delov pasnic in stojin, saj nismo poznali dimenzij zaokrožitev zaprtih profilov. Zato smo konzervativno privzeli vrednost, da je zaokrožitev enaka debelini pasnice oz. stojine ( $r = t_f = t_w = t$ ).

Kompaktnost je poleg materiala neposredno povezana tudi z debelino stojin in pasnic (oziroma sten profila, saj so debeline vseh enake), od katere je odvisna vitkost profila ( $c/t$ ). V splošnem velja, da tanjše kot so stene profila, lažji je profil, vendar zveza ne velja v vseh primerih.

Kjer je stena profila bolj vitka in je profil v 3. razredu kompaktnosti, je za račun potrebno vzeti elastične karakteristike profila, ki so za približno 20 odstotkov manjše od plastičnih karakteristik. Posledica tega je, da izbrane zunanje dimenzije profila ne zadostijo več vsem potrebnim računskim kontrolam, zato je le-te potrebno povečati. V končni fazi na ta način dobimo profil večjih zunanjih dimenzij, ki je poleg tega še težji, kot če bi vzeli profil z debelejšo steno in spada v 1. oz. 2. razred kompaktnosti, katerega bi lahko analizirali s plastičnimi karakteristikami.



Grafikon 2: Masa profilov v odvisnosti od debelin sten profilov

Iz grafikona (Grafikon 2), kjer so prikazane mase mejnih profilov (profilov, katerih izkoriščenost je le malo pod 100%) v odvisnosti od debeline stene profila, lahko vidimo, da sta profila z debelino stene 4 mm (200x300x4 (S355) in 150x300x4 (S460)) nekoliko težja v primerjavi z debelejšimi profili (140x260x5 (S355) in 120x220x5 (S460)). Debelejši profili so v 1. razredu kompaktnosti, medtem ko sta oba tanjša v 3. razredu kompaktnosti in imata zato tudi večje zunanje dimenzije profila.

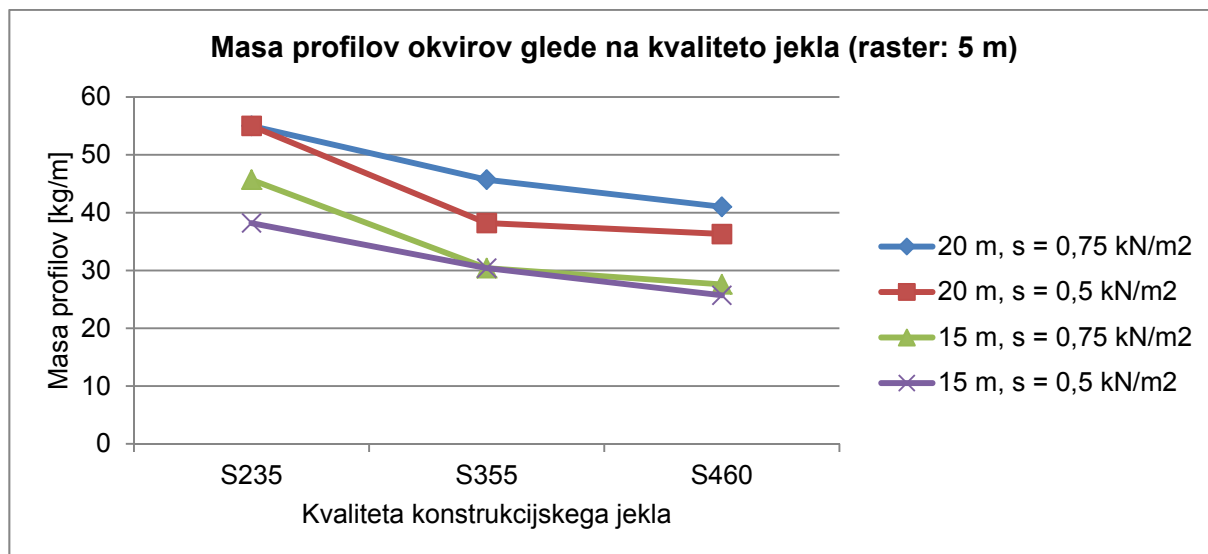
Z večanjem debelin sten profila, ko so profili že v 1. oz. 2. razredu kompaktnosti ne pridobimo nič, saj se masa profilov le še povečuje, še vedno pa med seboj primerjamo le mejne profile (tiste z največjo izkoriščenostjo). Pridobimo le na zunanjih dimenzijah profilov (100x180x8 (S355) in 60x180x8 (S460)), ki so lahko pomembne pri morebitnih izjemnih dodatnih zahtevah naročnika, njihova uporaba pa zaradi večje mase in posledično višje cene ni smotrna.

V nekaterih primerih imamo na voljo več različnih standardnih profilov, na primer profila 200x400x6 ali 250x350x6. Oba profila imata enako maso, vendar je izkoriščenost drugega prereza nekoliko večja, saj ima zaradi manjše statične višine manjši tudi odpornostni moment okoli močne osi, ki je pri enosnem upogibu tudi najpomembnejša in najbolj kritična karakteristika prereza.

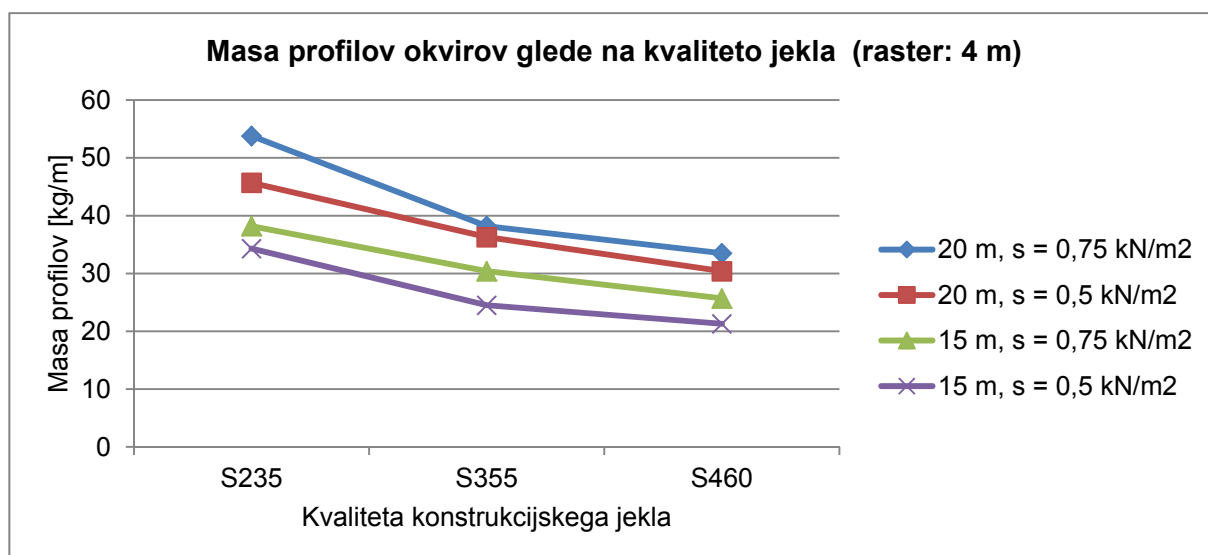
V naslednjih grafikonih (od Grafikon 3 do Grafikon 5) primerjamo mase najbolj optimalnih profilov, t.j. tiste, katerih masa je najmanjša, njihova izkoriščenost pa največja, glede na kvaliteto jekla. Zlahka pridemo do ugotovitve, da se masa profilov z uporabo jekel višjih trdnosti zmanjšuje. Najbolj očiten skok je pri primerjavi jekla S235 in S355, med konstrukcijskima jekloma S355 in S460 je razlika že manjša, saj problem predstavlja kompaktnost prerezov.

V nekaterih primerih različnih modelov konstrukcij so najbolj optimalni profili enaki, čeprav se obremenitev profilov razlikuje. Profile namreč izbiramo iz nabora standardnih profilov in v nekaterih primerih, predvsem tam, kjer so obremenitve in ustrezne dimenzije profilov večje, je izbira profilov zelo omejena.

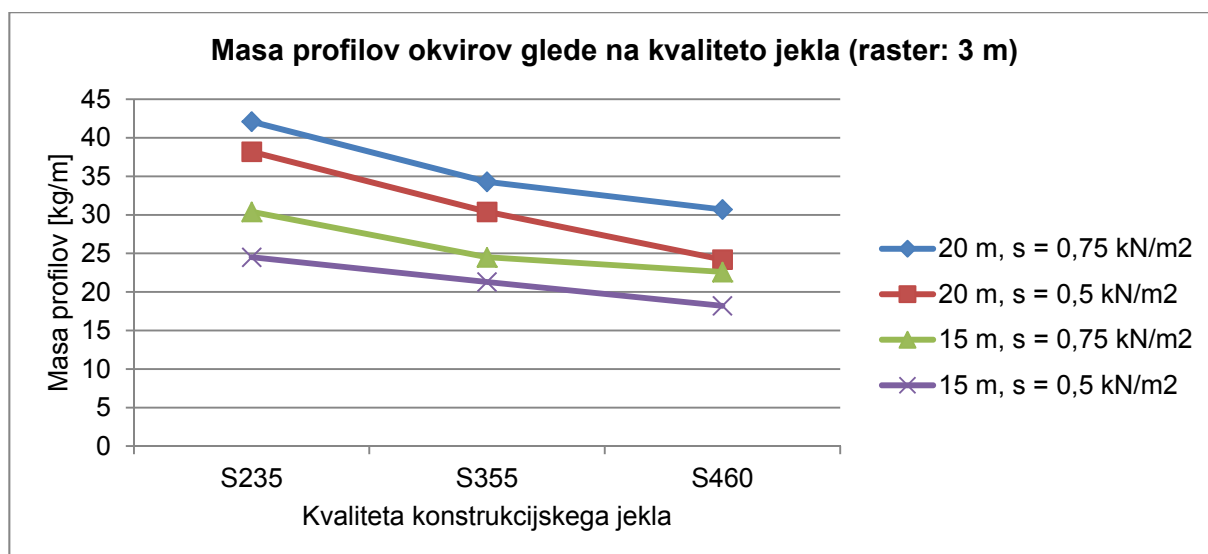
Tako je tudi na primeru obeh konstrukcij razpona 20 metrov, rastra 5 metrov, ki imata različni obremenitvi s snegom (glej: Grafikon 3). Za obe je, če uporabimo konstrukcijsko jeklo S235, najbolj optimalen profil dimenzij 200x400x6 mm. Razlika je le v izkoriščenosti profila, ki znaša 99% za večjo in 79% za manjšo obremenitev snega.



Grafikon 3: Masa profilov glede na kvaliteto konstrukcijskega jekla (raster: 5 m)



Grafikon 4: Masa profilov glede na kvaliteto konstrukcijskega jekla (raster: 4 m)



Grafikon 5: Masa profilov glede na kvaliteto konstrukcijskega jekla (raster: 3 m)

### 5.5.3 Optimizacija prerezov okvira

Optimalno rešitev iščemo znotraj obstoječih standardnih zaprtih pravokotnih jeklenih profilov, kateri se razlikujejo po zunanji dimenziji in debelini sten profilov. Optimalna rešitev stremi k čim večji še dovoljeni izkoriščenosti prerezov in elementov ter k minimalni lastni teži konstrukcije, ki se odraža tudi v nižji ceni konstrukcije. Optimiziramo lahko tudi material konstrukcije, saj proizvajalci ponujajo profile iz jekla S235 in S355, razlika v njihovih cenah pa znaša med 10 in 15 odstotki.

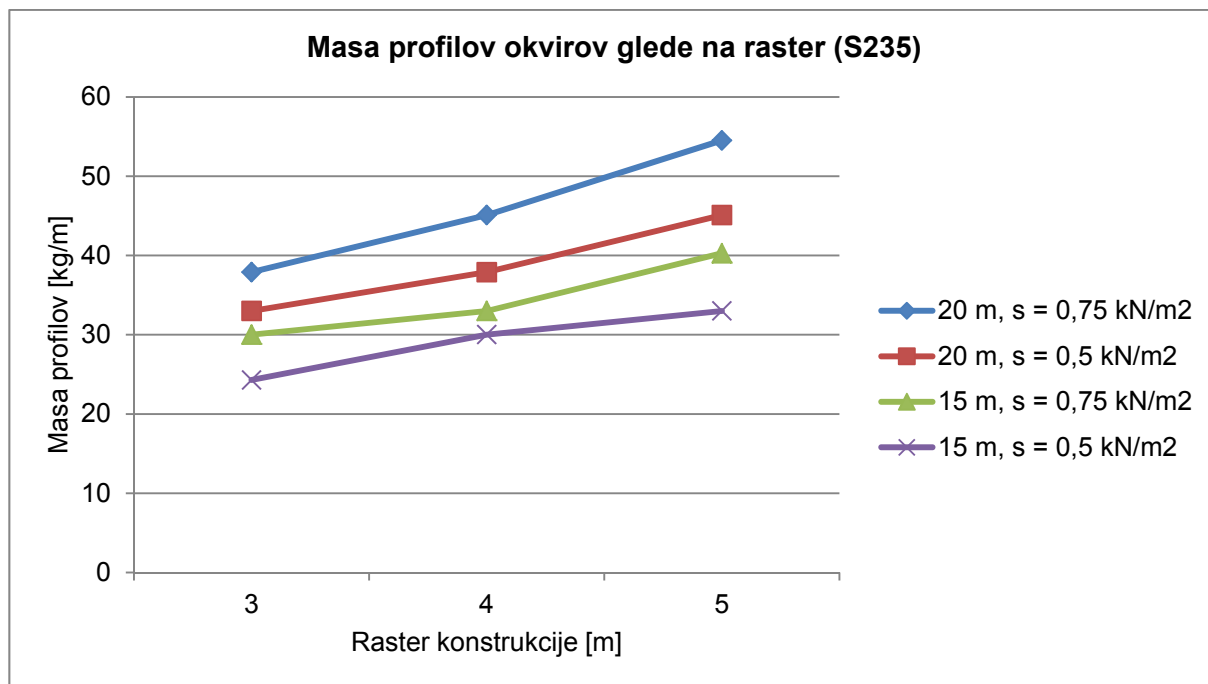
Podobno kot smo to storili že pri analizi obstoječih aluminijastih konstrukcij, lahko tudi tu reduciramo največje vrednosti notranjih sil, predvsem momentov. Le-ti so največji v področju spoja steber – prečka, tu pa so profili zaradi spajanja ojačani s pločevinami ali notranjimi profili. Vrednosti momentov odčitamo 40 cm stran od vozlišča, redukcija znaša približno 10 odstotkov, nereducirane vrednosti notranjih sil pa bomo uporabili za dimenzioniranje spojev.

Preglednica 31: Izbrani optimizirani profili za različne modele konstrukcij

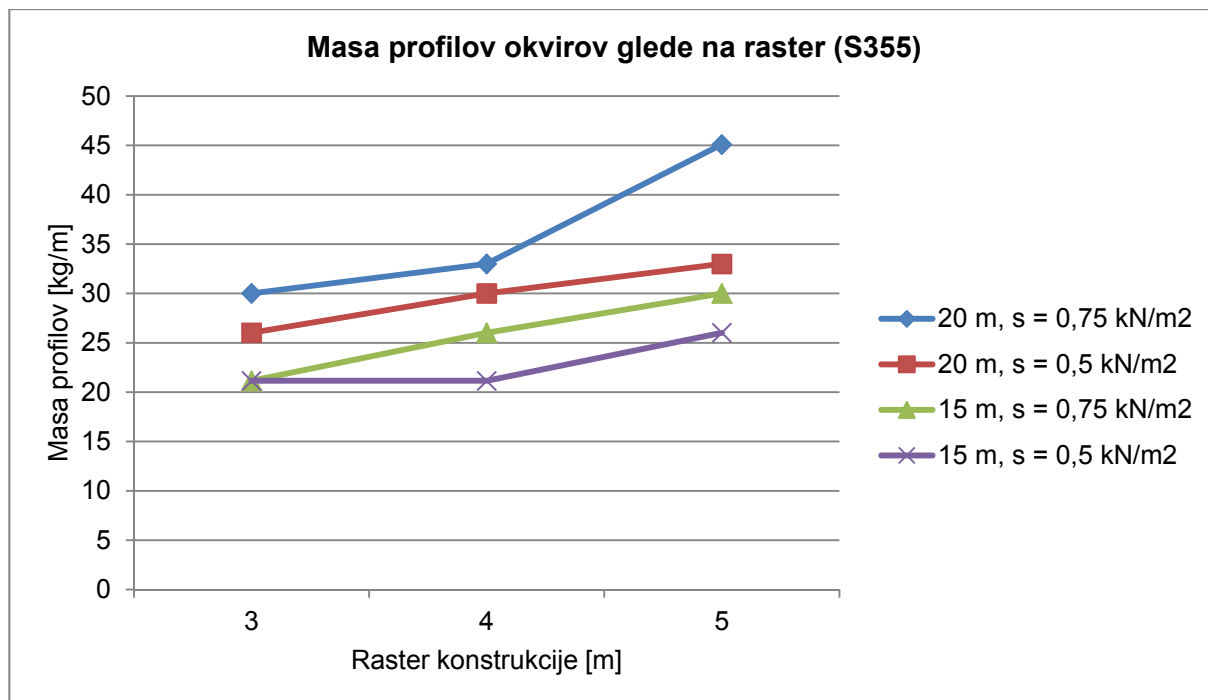
		S235		S355		Δ masa	
		Raster [m]	Profil	kg/m	Profil		kg/m
Razpon = 15 m	s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	100x300x4	24,29	100x250x4	21,15	13%
		4	100x300x5	30,01	100x250x4	21,15	30%
		5	150x300x5	33,87	100x250x5	26,02	23%
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	100x300x5	30,01	100x250x4	21,15	30%
		4	150x300x5	33,87	100x250x5	26,02	23%
		5	150x300x6	40,29	100x300x5	30,01	26%
Razpon = 20 m	s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	150x300x5	33,87	100x250x5	26,02	23%
		4	150x350x5	37,90	100x300x5	30,01	21%
		5	100x400x6	45,10	150x300x5	33,87	25%
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	200x300x5	37,90	100x300x5	30,01	21%
		4	100x400x6	45,10	150x300x5	33,87	25%
		5	200x400x6	54,52	150x350x6	45,10	17%

Op.: Sprememba mase pri drugačni izviri kvalitete jekla se izračuna po naslednji enačbi:

$$\Delta \text{ masa} = \frac{\text{masa}(S235) - \text{masa}(S355)}{\text{masa}(S235)}$$



Grafikon 6: Masa optimiziranih profilov glede na raster konstrukcije za kvaliteto jekla S235



Grafikon 7: Masa optimiziranih profilov glede na raster konstrukcije za kvaliteto jekla S355

Iz primerjava tež profilov glede na raster konstrukcije (Grafikon 6 in Grafikon 7) lahko zlahka ugotovimo, da večanje rastra konstrukcije, pomeni tudi (skoraj) linearno večanje mase optimalnih profilov. Prav tako se masa profilov povečuje z večanjem razpona konstrukcije in z obremenitvijo snega, kar lahko zelo lepo opazimo pri rasteru konstrukcije 4 metre. Do take ugotovitve smo lahko prišli tudi že iz samega opazovanja vrednosti notranjih sil, vendar zaradi ponekod omejene izbire profilov, pride do manjših popačenj rezultatov.

Na prvi pogled se zdi, da je najbolj ugodna izbira manjšega rastra konstrukcije, vendar v luči obravnavanja prostorskega modela konstrukcije pa manjšanje rastra ne prinese nujno zmanjšanja mase objekta na enoto površine. V primeru manjšega rastra okvirov bo število teh okvirov večje, posledično se bo povečala tudi skupna masa konstrukcije. Po drugi strani pa je potrebno ob večjem rastru upoštevati tudi večje dimenzije vzdolžnih elementov.

V večini primerov bi bila glede na razmerje kvalitete konstrukcijskega jekla in mase profilov primernejša izbira konstrukcijskega jekla S355. Prihranek na masi profilov znaša med 20 in 30 odstotkov in tako upravičimo tudi višjo ceno jekla, glede na konstrukcijsko jeklo S235.

#### **5.5.4 Primer dimenzioniranja okvira konstrukcije brez horizontalne vezi**

##### **5.5.4.1 Podatki**

###### ***Podatki o konstrukciji***

Razpon: 20 m

Raster: 5 m

Obremenitev s snegom:  $s = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev z vetrom:  $q_p = 0,71 \text{ kN/m}^2$

###### ***Material***

Konstrukcijsko jeklo S235

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

$$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$$

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

###### ***Podatki o izbranem profilu***

Profil: 200x400x6 (pravokotni votli profil)

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$t_w = t_f = t = r = 6 \text{ mm}$$

$$A = 70,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 15156,0 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 5182,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 757,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 924,4 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 518,2 \text{ cm}^3$$

#### 5.5.4.2 Dimenzioniranje stebra

Dolžina:  $l = 450 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $l_{u,y} = 450 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $l_{u,z} = 450 \text{ cm}$

#### Merodajne notranje sile

$$N_{Ed} = 84,5 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 51,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 196,0 \text{ kNm}$$

#### Kompaktnost prereza (glej: 5.4.1)

– Pasnica:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_f} = \frac{200 \text{ mm} - 4 \cdot 6 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = \frac{176 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 29,3 \leq 33\epsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\alpha = 0,5 + \frac{N_{Ed}}{2 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}} = 0,5 + \frac{84,5 \text{ kN}}{2 \cdot 37,6 \text{ cm} \cdot 0,6 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,58$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{400 \text{ mm} - 4 \cdot 6 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = \frac{376 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 62,7 \not\leq$$



$$\xi = \frac{396\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,58 - 1} = 60,6$$

Stojina ni v 1. razredu kompaktnosti.

$$\frac{c}{t} = 62,7 \leq \frac{456\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{456 \cdot 1}{13 \cdot 0,58 - 1} = 69,7$$

Stojina je v 2. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 2. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{2 \cdot t_w} = \frac{400 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm}}{2 \cdot 6 \text{ mm}} = \frac{388 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 32,3 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina ni vitka v strigu.

#### **Kontrole nosilnosti prereza** (glej: 5.4.2)

– Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{84,5 \text{ kN}}{1658,2 \text{ kN}} = 0,05 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1658,2 \text{ kN}$$

– Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{51,7 \text{ kN}}{638,2 \text{ kN}} = 0,08 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{47,1 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 638,2 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{70,6 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ cm}}{20 \text{ cm} + 40 \text{ cm}} = 47,1 \text{ cm}^2$$

– Enosni upogib:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{196,0 \text{ kNm}}{217,2 \text{ kNm}} = 0,90 \leq 1,0$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 924,4 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 =$$

$$= 21723,4 \text{ kNcm} = 217,2 \text{ kNm}$$

- Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,07 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

- Interakcija upogiba in osne sile:

$$\eta_{upogib+osna\ sila} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{196,0\ kNm}{217,2\ kNm} = 0,90 \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \eta_{tlak} = 0,05 \leq 0,5 \cdot a_w = 0,5 \cdot 0,66 = 0,33 \leq 0,25$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{70,6\ cm^2 - 2 \cdot 20\ cm \cdot 0,6\ cm}{70,6\ cm^2} = 0,66$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 217,2\ kNm$$

### **Kontrola stabilnosti elementa** (glej: 5.4.3)

- Upogibni uklon:

- Okoli močne osi: y-y

$$\eta_{uklon,y-y} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{84,5\ kN}{1550,9\ kN} = 0,05 \leq 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,94 \cdot 70,6\ cm^2 \cdot 23,5\ kN/cm^2 / 1,0 = 1550,9\ kN$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,33^2}} = 0,94 \leq 1$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (0,33 - 0,2) + 0,33^2 \right) = 0,58$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{450\ cm}{14,7\ cm \cdot 93,9} = 0,33$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{15156,0\ cm^4}{70,6\ cm^2}} = 14,7\ cm$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Okoli šibke osi: z-z

$$\eta_{uklon,z-z} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{84,5 \text{ kN}}{1341,9 \text{ kN}} = 0,06 \leq 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,81 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1341,9 \text{ kN}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,56^2}} = 0,81 \leq 1$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (0,56 - 0,2) + 0,56^2 \right) = 0,74$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{450 \text{ cm}}{8,6 \text{ cm} \cdot 93,9} = 0,56$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{5182,2 \text{ cm}^4}{70,6 \text{ cm}^2}} = 8,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{84,5 \text{ kN}}{0,94 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,604 \cdot \frac{19600 \text{ kNcm}}{1 \cdot 924,4 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = \\ & = 0,60 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \end{aligned}$$

$$= \frac{84,5 \text{ kN}}{0,81 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,362 \cdot \frac{19600 \text{ kNcm}}{1 \cdot 924,4 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} =$$

$$= 0,39 \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_y = 0,94$$

$$\chi_z = 0,81$$

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

$$= 0,6 \left( 1 + (0,33 - 0,2) \frac{84,5 \text{ kN}}{0,94 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = 0,604 \leq$$

$$\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \left( 1 + 0,8 \frac{84,5 \text{ kN}}{0,94 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) =$$

$$= 0,626$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,604 = 0,362$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6 \geq 0,4$$

$$\psi = 0 \text{ (trikotni momentni diagram)}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,33$$

### 5.5.4.3 Dimenzioniranje nosilca

Dolžina:  $l = 1051,5 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $l_{u,y} = 1051,5 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $l_{u,z} = 525,8 \text{ cm}$

### Merodajne notranje sile

$$N_{Ed} = 66,7 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 63,0 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 196,0 \text{ kNm}$$

### Kompaktnost prereza (glej: 5.4.1)

– Pasnica:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_f} = \frac{200 \text{ mm} - 4 \cdot 6 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = \frac{176 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 29,3 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\alpha = 0,5 + \frac{N_{Ed}}{2 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}} = 0,5 + \frac{66,7 \text{ kN}}{2 \cdot 37,6 \text{ cm} \cdot 0,6 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,56$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{400 \text{ mm} - 4 \cdot 6 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = \frac{376 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 62,7 \leq$$

$$\leq \frac{396\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,56 - 1} = 62,7$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 1. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{2 \cdot t_w} = \frac{400 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm}}{2 \cdot 6 \text{ mm}} = \frac{388 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 32,3 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina ni vitka v strigu.

### Kontrole nosilnosti prereza (glej: 5.4.2)

– Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{66,7 \text{ kN}}{1658,2 \text{ kN}} = 0,04 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1658,2 \text{ kN}$$

– Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{63,0 \text{ kN}}{638,2 \text{ kN}} = 0,10 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{47,1 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 638,2 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{70,6 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ cm}}{20 \text{ cm} + 40 \text{ cm}} = 47,1 \text{ cm}^2$$

– Enosni upogib:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{196,0 \text{ kNm}}{217,2 \text{ kNm}} = 0,90 \leq 1,0$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 924,4 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = \\ = 21723,4 \text{ kNcm} = 217,2 \text{ kNm}$$

– Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,10 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

– Interakcija upogiba in osne sile:

$$\eta_{upogib+osna \ sila} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{196,0 \text{ kNm}}{217,2 \text{ kNm}} = 0,90 \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \eta_{tlak} = 0,04 \leq 0,5 \cdot a_w = 0,5 \cdot 0,66 = 0,33 \leq 0,25$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{70,6 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 0,6 \text{ cm}}{70,6 \text{ cm}^2} = 0,66$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 217,2 \text{ kNm}$$

### Kontrola stabilnosti elementa (glej: 5.4.3)

- Upogibni uklon:
  - Okoli močne osi: y-y

$$\eta_{uklon,y-y} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{66,7 \text{ kN}}{1135,4 \text{ kN}} = 0,06 \leq 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,68 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1135,4 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,93 + \sqrt{0,93^2 - 0,76^2}} = 0,68 \leq 1$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (0,76 - 0,2) + 0,76^2 \right) = 0,93$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{1051,5 \text{ cm}}{14,7 \text{ cm} \cdot 93,9} = 0,76$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{15156,0 \text{ cm}^4}{70,6 \text{ cm}^2}} = 14,7 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

- Okoli šibke osi: z-z

$$\eta_{uklon,z-z} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{66,7 \text{ kN}}{1249,2 \text{ kN}} = 0,05 \leq 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1249,2 \text{ kN}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,82 + \sqrt{0,82^2 - 0,65^2}} = 0,75 \leq 1$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (0,65 - 0,2) + 0,65^2 \right) = 0,82$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{525,8 \text{ cm}}{8,6 \text{ cm} \cdot 93,9} = 0,65$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{5182,2 \text{ cm}^4}{70,6 \text{ cm}^2}} = 8,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{66,7 \text{ kN}}{0,68 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,413 \cdot \frac{19600 \text{ kNcm}}{1 \cdot 924,4 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = \\ & = 0,43 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{66,7 \text{ kN}}{0,75 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,248 \cdot \frac{19600 \text{ kNcm}}{1 \cdot 924,4 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = \\ & = 0,28 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_y = 0,68$$

$$\chi_z = 0,75$$



$$\begin{aligned}k_{yy} &= C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = \\&= 0,4 \left( 1 + (0,76 - 0,2) \frac{66,7 \text{ kN}}{0,68 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = 0,413 \leq \\&\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,4 \left( 1 + 0,8 \frac{66,7 \text{ kN}}{0,68 \cdot 70,6 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = \\&= 0,419\end{aligned}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,413 = 0,248$$

$$C_{my} = 0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8 \cdot \alpha_s = 0,1 \cdot (1 - (-0,30)) - 0,8 \cdot (-0,33) = 0,39 \geq 0,4$$

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_1} = \frac{70,5 \text{ kNm}}{-211,6 \text{ kNm}} = -0,33$$

$$\psi = \frac{M_2}{M_1} = \frac{64,2 \text{ kNm}}{-211,6 \text{ kNm}} = -0,30$$

$$M_1 = -211,6 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 64,2 \text{ kNm}$$

$$M_s = 70,5 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,76$$

## 5.6 Dimenzioniranje ravninskega okvira s horizontalno vezjo

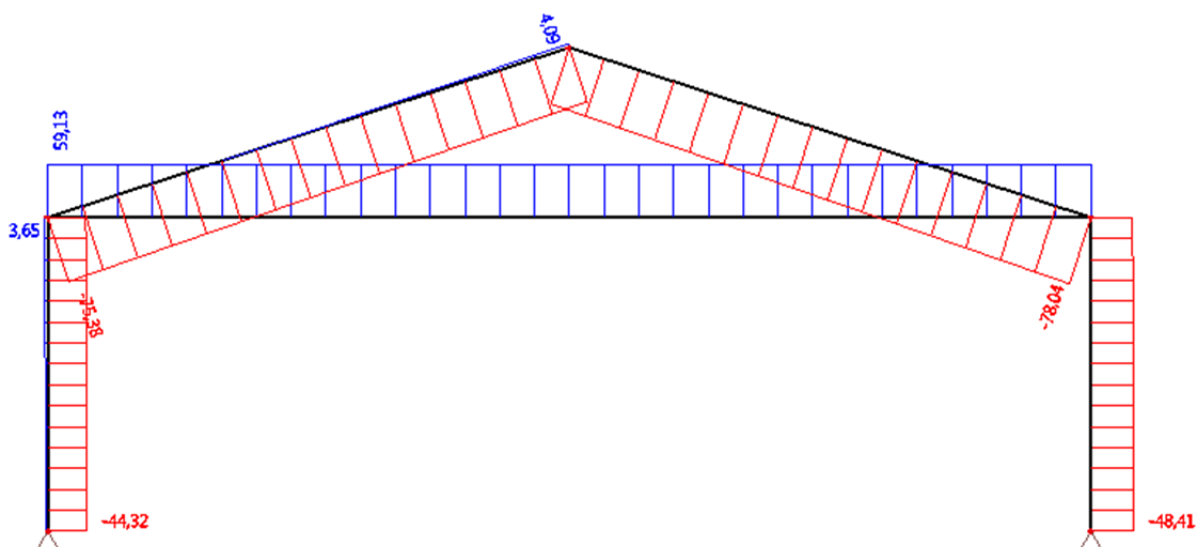
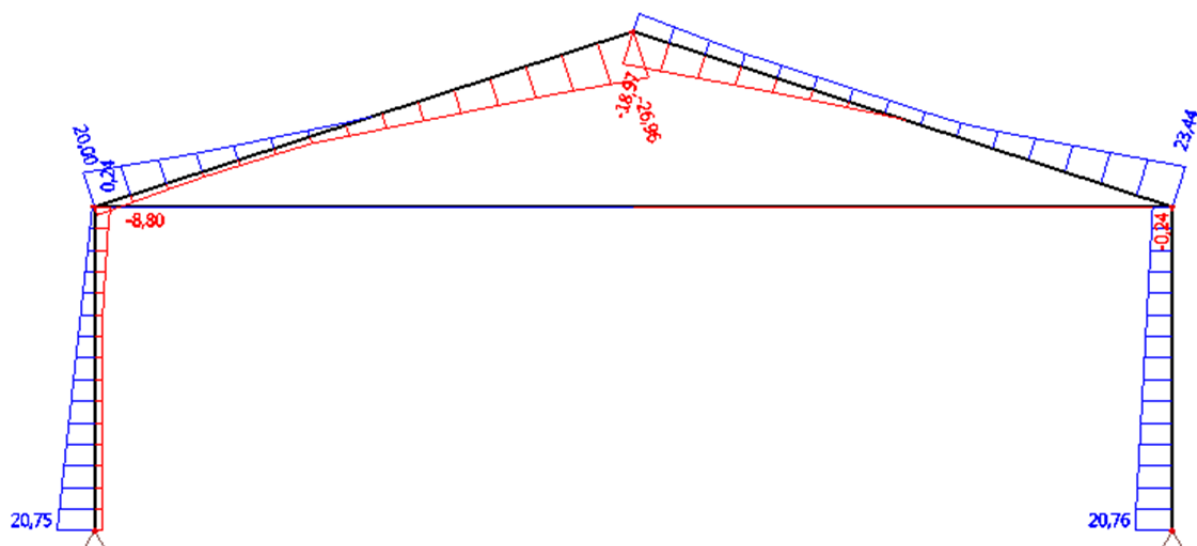
Jeklene okvire smo za raster konstrukcije 4 metre modelirali tudi z natezno horizontalno vezjo, tako da je bila ta izvedba po tehničnih karakteristikah enakovredna aluminijasti izvedbi in smo lahko rezultate bolj ovrednotili in jih primerjali med seboj.

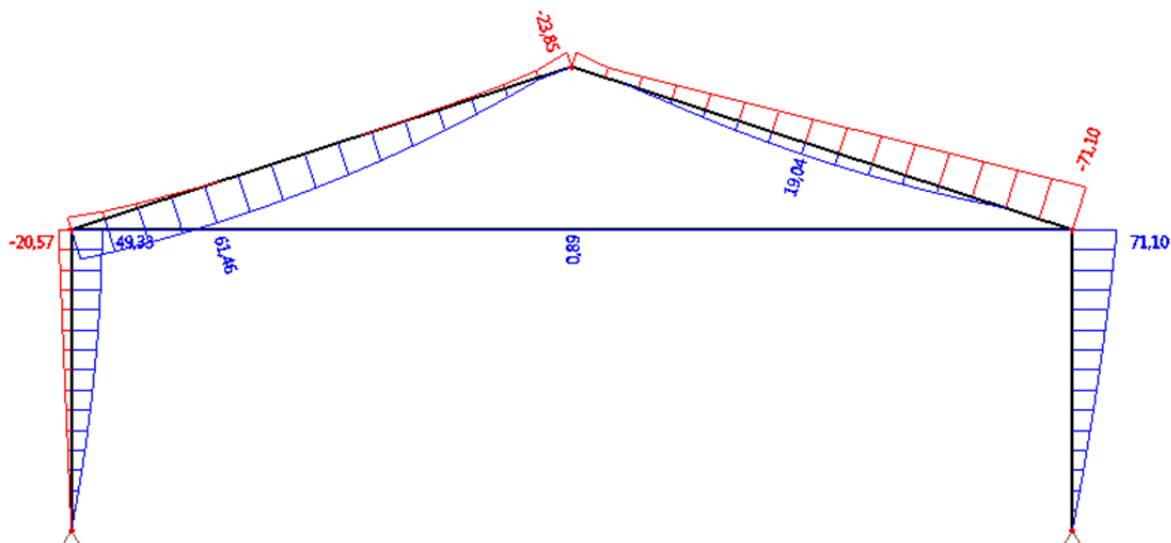
### 5.6.1 Notranje sile

Podobno kot smo že ugotovili pri analizi aluminijastih okvirov, tudi pri jeklenih konstrukcijah uporaba horizontalne natezne vezi pomeni zmanjšanje največjih upogibnih momentov v konstrukciji, ki so tudi najbolj merodajni za dimenzioniranje konstrukcije. Momenti se zmanjšajo za približno 30 odstotkov. Osne sile se nasprotno predvsem v nosilcu bistveno povečajo in to za skoraj dvakratno vrednost.

Preglednica 32: Notranje sile v okviru s horizontalno vezjo (raster: 4 m)

Razpon [m]	Sneg [ $\text{kN/m}^2$ ]	Steber			Nosilec		
		N [kN]	$V_z$ [kN]	$M_y$ [kNm]	N [kN]	$V_z$ [kN]	$M_y$ [kNm]
15	0,5	37,6	21,2	69,2	55,8	19,2	69,2
	0,75	48,4	20,8	71,1	78,0	23,4	71,1
20	0,5	48,1	24,3	86,2	80,1	22,3	86,2
	0,75	63,2	25,2	90,5	108,8	28,8	90,5

Slika 52: Ovojnice osnih sil za okvir s horizontalno vezjo (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,75  $\text{kN/m}^2$ )Slika 53: Ovojnice prečnih sil za okvir s horizontalno vezjo (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,75  $\text{kN/m}^2$ )



Slika 54: Ovojnice upogibnih momentov za okvir s horizontalno vezjo (razpon: 15 m, raster: 4 m, sneg: 0,75 kN/m<sup>2</sup>)

Na prvi pogled se notranje sile v konstrukciji (Preglednica 32) glede na različno obtežbo s snegom ne razlikujejo prav veliko, toda potrebno je upoštevati dejstvo, da so notranje sile odvisne tudi od izbire profila natezne vezi. Večji kot je ta profil, večje bo tudi zmanjšanje največjega upogibnega momenta. Za različni obtežbi s snegom imamo različna profila horizontalne vezi, saj je drugačna tudi osna sila, kar se posledično odraža na notranjih silah drugod v konstrukciji.

### 5.6.2 Izbira pravokotnih votlih profilov

Profile smo dimenzionirali po enakih principih kot jekleni okvir brez horizontalne vezi. Tudi tu je šlo za pravokotne votle jeklene profile, uporabili pa smo tudi dve različni kvaliteti konstrukcijskega jekla: jeklo S235 in jeklo S355. Momente smo tudi tu delno reducirali, polno vrednost momentov upoštevamo pri dimenzioniranju spojev.

Pri izbiri najbolj optimalnega profila, t.j. z najmanjšo maso na tekoči meter, smo imeli malo več težav s kompaktnostjo prereza, saj je so prerezi zaradi večjih osnih sil bolj vitki, zato si debelin sten, tanjših od 5 milimetrov, nismo smeli privoščiti, saj je prerez »padel« v 3. razred kompaktnosti.

Preglednica 33: Izbrani optimizirani profili za različne modele konstrukcij (raster: 4 m)

Razpon [m]	Sneg [kN/m <sup>2</sup> ]	S235		S355		Horizontala	
		Profil	kg/m	Profil	kg/m	Profil	kg/m
15	0,5	100x250x5	26,02	100x200x5	22,09	φ16	1,58
	0,75	100x300x5	30,01	100x200x5	22,90	φ18	2,00
20	0,5	100x300x5	30,01	120x220x5	23,70	φ18	2,00
	0,75	100x300x5	30,01	120x220x5	23,70	φ22	2,47

### 5.6.3 Primer dimenzioniranja okvira konstrukcije s horizontalno vezjo

#### 5.6.3.1 Podatki

##### **Podatki o konstrukciji**

Razpon: 20 m

Raster: 4 m

Obremenitev s snegom:  $s = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev z vetrom:  $q_p = 0,71 \text{ kN/m}^2$

##### **Material**

Konstrukcijsko jeklo S235

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

$$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$$

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

##### **Podatki o izbranem profilu**

Profil: 100x300x5 (zaprta votla pravokotna cev)

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$t_w = t_f = t = r = 5 \text{ mm}$$

$$A = 39,0 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 4208,3 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 738,3 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 280,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = 357,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 147,7 \text{ cm}^3$$

### 5.6.3.2 Dimenzioniranje stebra

Dolžina:  $l = 450 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $l_{u,y} = 450 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $l_{u,z} = 450 \text{ cm}$

#### Merodajne notranje sile

$$N_{Ed} = 48,1 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{z,Ed} = 24,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = M_{y,red,Ed} = 78,5 \text{ kNm}$$

#### Kompaktnost prereza (glej: 5.4.1)

– Pasnica:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_f} = \frac{100 \text{ mm} - 4 \cdot 5 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = \frac{80 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 16,0 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\alpha = 0,5 + \frac{N_{Ed}}{2 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}} = 0,5 + \frac{48,1 \text{ kN}}{2 \cdot 28,0 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,57$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{300 \text{ mm} - 4 \cdot 5 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = \frac{280 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 56,0 \leq$$

$$\leq \frac{396\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,57 - 1} = 61,8$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 1. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{2 \cdot t_w} = \frac{400 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm}}{2 \cdot 6 \text{ mm}} = \frac{388 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 32,3 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina ni vitka v strigu.

**Kontrole nosilnosti prereza** (glej: 5.4.2)

- Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{48,1 \text{ kN}}{916,5 \text{ kN}} = 0,05 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 916,5 \text{ kN}$$

- Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{24,3 \text{ kN}}{396,9 \text{ kN}} = 0,06 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{29,3 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 396,9 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{39,0 \text{ cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}{10 \text{ cm} + 30 \text{ cm}} = 29,3 \text{ cm}^2$$

- Enoosni upogib:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{78,5 \text{ kNm}}{84,1 \text{ kNm}} = 0,93 \leq 1,0$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 357,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 8407,1 \text{ kNcm} = 84,1 \text{ kNm}$$

- Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,06 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

- Interakcija upogiba in osne sile:

$$\eta_{upogib+osna \text{ sila}} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{78,5 \text{ kNm}}{84,1 \text{ kNm}} = 0,93 \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \eta_{tlak} = 0,05 \leq 0,5 \cdot a_w = 0,5 \cdot 0,74 = 0,37 \leq 0,25$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{39,0 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}}{39,0 \text{ cm}^2} = 0,74$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 84,1 \text{ kNm}$$

### Kontrola stabilnosti elementa (glej: 5.4.3)

- Upogibni uklon:
  - Okoli močne osi: y-y

$$\eta_{uklon,y-y} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{48,1 \text{ kN}}{792,2 \text{ kN}} = 0,06 \leq 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,86 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 792,2 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,46^2}} = 0,86 \leq 1$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (0,46 - 0,2) + 0,46^2 \right) = 0,67$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{450 \text{ cm}}{10,4 \text{ cm} \cdot 93,9} = 0,46$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4208,3 \text{ cm}^4}{39,0 \text{ cm}^2}} = 10,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

- Okoli šibke osi: z-z

$$\eta_{uklon,z-z} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{48,1 \text{ kN}}{443,1 \text{ kN}} = 0,11 \leq 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,48 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 443,1 \text{ kN}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,33 + \sqrt{1,33^2 - 1,10^2}} = 0,48 \leq 1$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (1,10 - 0,2) + 1,10^2 \right) = 1,33$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{450 \text{ cm}}{4,4 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,10$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{738,3 \text{ cm}^4}{39,0 \text{ cm}^2}} = 4,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{48,1 \text{ kN}}{0,86 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,610 \cdot \frac{7850 \text{ kNcm}}{1 \cdot 357,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = \\ & = 0,63 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{48,1 \text{ kN}}{0,48 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,366 \cdot \frac{7850 \text{ kNcm}}{1 \cdot 357,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = \\ & = 0,45 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_y = 0,86$$

$$\chi_z = 0,48$$



$$\begin{aligned}k_{yy} &= C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = \\&= 0,6 \left( 1 + (0,46 - 0,2) \frac{48,1 \text{ kN}}{0,86 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = 0,610 \leq \\&\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \left( 1 + 0,8 \frac{48,1 \text{ kN}}{0,86 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = \\&= 0,624 \\k_{zy} &= 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,610 = 0,366 \\C_{my} &= 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6 \geq 0,4 \\ \psi &= 0 \text{ (trikotni momentni diagram)} \\ \bar{\lambda}_y &= 0,46\end{aligned}$$

### 5.6.3.3 Dimenzioniranje nosilca

Dolžina:  $l = 1051,5 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $l_{u,y} = 1051,5 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $l_{u,z} = 525,8 \text{ cm}$

#### **Merodajne notranje sile**

$$N_{Ed} = 80,1 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{z,Ed} = 22,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = M_{y,red,Ed} = 78,5 \text{ kNm}$$

#### **Kompaktnost prereza (glej: 5.4.1)**

– Pasnica:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_f} = \frac{100 \text{ mm} - 4 \cdot 5 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = \frac{80 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 16,0 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\alpha = 0,5 + \frac{N_{Ed}}{2 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}} = 0,5 + \frac{80,1 \text{ kN}}{2 \cdot 28,0 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,62$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{300 \text{ mm} - 4 \cdot 5 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = \frac{280 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 56,0 \not\leq$$

$$\not\leq \frac{396\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,62 - 1} = 55,9$$

Stojina ni v 1. razredu kompaktnosti.

$$\frac{c}{t} = 56,0 \leq \frac{456\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{456 \cdot 1}{13 \cdot 0,62 - 1} = 64,4$$

Stojina je v 2. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 2. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{2 \cdot t_w} = \frac{400 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm}}{2 \cdot 6 \text{ mm}} = \frac{388 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 32,3 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina ni vitka v strigu.

**Kontrole nosilnosti prereza** (glej: 5.4.2)

– Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{80,1 \text{ kN}}{916,5 \text{ kN}} = 0,09 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 916,5 \text{ kN}$$

– Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{22,3 \text{ kN}}{396,9 \text{ kN}} = 0,06 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{29,3 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 396,9 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{39,0 \text{ cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}}{10 \text{ cm} + 30 \text{ cm}} = 29,3 \text{ cm}^2$$

- Enoosni upogib:

$$\eta_{upogib} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{78,5 \text{ kNm}}{84,1 \text{ kNm}} = 0,93 \leq 1,0$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 357,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 8407,1 \text{ kNcm} = 84,1 \text{ kNm}$$

- Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,06 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

- Interakcija upogiba in osne sile:

$$\eta_{upogib+osna\ sila} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{78,5 \text{ kNm}}{84,1 \text{ kNm}} = 0,93 \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \eta_{tlak} = 0,05 \leq 0,5 \cdot a_w = 0,5 \cdot 0,74 = 0,37 \leq 0,25$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{39,0 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm}}{39,0 \text{ cm}^2} = 0,74$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 84,1 \text{ kNm}$$

### **Kontrola stabilnosti elementa** (glej: 5.4.3)

- Upogibni uklon:

- Okoli močne osi: y-y

$$\eta_{uklon,y-y} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{80,1 \text{ kN}}{454,6 \text{ kN}} = 0,18 \leq 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,50 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 454,6 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,30 + \sqrt{1,30^2 - 1,08^2}} = 0,50 \leq 1$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (1,08 - 0,2) + 1,08^2 \right) = 1,30$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{1051,5 \text{ cm}}{10,4 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,08$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4208,3 \text{ cm}^4}{39,0 \text{ cm}^2}} = 10,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Okoli šibke osi: z-z

$$\eta_{uklon,z-z} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{80,1 \text{ kN}}{361,5 \text{ kN}} = 0,22 \leq 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,39 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 361,5 \text{ kN}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,59 + \sqrt{1,59^2 - 1,29^2}} = 0,39 \leq 1$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,5 \cdot \left( 1 + 0,49 \cdot (1,29 - 0,2) + 1,29^2 \right) = 1,59$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja c}) = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_{u,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{525,8 \text{ cm}}{4,4 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,29$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{738,3 \text{ cm}^4}{39,0 \text{ cm}^2}} = 4,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

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

$$= \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} =$$

$$= \frac{80,1 \text{ kN}}{0,50 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,742 \cdot \frac{7850 \text{ kNcm}}{1 \cdot 357,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} =$$

$$= 0,87 \leq 1$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{80,1 \text{ kN}}{0,39 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,445 \cdot \frac{7850 \text{ kNcm}}{1 \cdot 357,8 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = \end{aligned}$$

$$= 0,64 \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_y = 0,50$$

$$\chi_z = 0,39$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = \\ &= 0,65 \left( 1 + (1,08 - 0,2) \frac{80,1 \text{ kN}}{0,50 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = 0,753 \notin \\ &\notin C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,65 \left( 1 + 0,8 \frac{80,1 \text{ kN}}{0,50 \cdot 39,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = \\ &= 0,742 \end{aligned}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,742 = 0,445$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0,14 = 0,65 \geq 0,4$$

$$\psi = \frac{M_2}{M_1} = \frac{-9,6 \text{ kNm}}{-71,1 \text{ kNm}} = 0,14$$

$$M_1 = -71,1 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -9,6 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,08$$

### 5.6.3.4 Dimenzioniranje horizontalne vezi

#### **Podatki o izbranem profilu**

Profil:  $\Phi 18$  mm (jeklena žica)

$$A = 2,54 \text{ cm}^2$$

#### **Merodajne notranje sile**

$$N_{Ed} = 59,1 \text{ kN (nateg)}$$

#### **Kontrole nosilnosti prereza (glej: 5.4.2)**

– Nateg:

$$\eta_{nateg} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{59,1 \text{ kN}}{59,8 \text{ kN}} = 0,99 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2,54 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 59,8 \text{ kN}$$

## 5.7 Dimenzioniranje povezij

Diagonalna povezja so za vse konstrukcije razporejena v krajnih poljih. Imamo štiri pare diagonal na stranicah, število parov diagonal na strehi pa je odvisno od razpona konstrukcije (Slika 56). Razpored diagonalnih povezij je namreč odvisen od razporeda vzdolžnih elementov (glej: 5.8). Povezja dimenzioniramo na izbočne sile, ki so posledica minimalnega uklona tlačnih pasov upogibnih nosilcev iz svoje ravnine ter na vplive vetra, ki deluje v vzdolžni smeri objekta.

Izbočne sile  $q_d$  na povezja, ki podpirajo niz tlačnih pasov upogibnih nosilcev, se določi po izrazu:

$$q_d = \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} \cdot 8 \frac{(e_0 + \delta_0)}{L^2} = \beta \frac{\sum_{i=1}^m N_{Ed,i}}{L}$$

Ker smo sistem okvirov in povezij računali po teoriji prvega reda, se upogibek povezja v lastni ravnini  $\delta_0$  v zgornjem izrazu ne zanemari. Povezja morajo biti, da odigrajo svojo vlogo, dovolj toga, kar pomeni, da  $\delta_0$  naj ne bi presegal vrednosti  $L/500$  ali celo  $L/1000$ . Da smo na varni strani, smo vrednost  $\delta_0$  predpostavili  $L/500$ , vrednosti za  $\beta$  tako samo odčitamo (Slika 55).

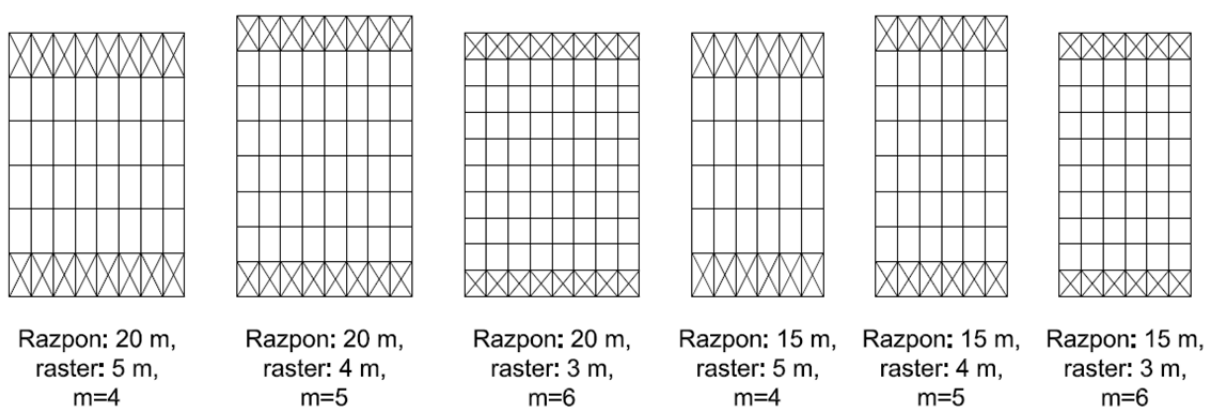
$e_o = \alpha_m \frac{L}{500}$		$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$	$m = 4$	$m = 5$	$m = \infty$
$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$							
$m$ – število tlačnih elementov, ki jih povezuje podpira	$\delta_q$	$\beta^*$					
$q_d = \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} 8 \frac{(e_o + \delta_q)}{L^2}$	$\frac{L}{2000}$	$\frac{1}{50,0}$	$\frac{1}{56,0}$	$\frac{1}{58,6}$	$\frac{1}{60,1}$	$\frac{1}{61,0}$	$\frac{1}{65,3}$
$q_d = \beta \frac{\sum_{i=1}^m N_{Ed,i}}{L}$	$\frac{L}{1500}$	$\frac{1}{46,9}$	$\frac{1}{52,1}$	$\frac{1}{54,4}$	$\frac{1}{55,6}$	$\frac{1}{56,4}$	$\frac{1}{60,1}$
	$\frac{L}{1000}$	$\frac{1}{41,7}$	$\frac{1}{45,8}$	$\frac{1}{47,5}$	$\frac{1}{48,4}$	$\frac{1}{49,0}$	$\frac{1}{51,8}$
	$\frac{L}{500}$	$\frac{1}{31,3}$	$\frac{1}{33,5}$	$\frac{1}{34,4}$	$\frac{1}{34,9}$	$\frac{1}{35,2}$	$\frac{1}{36,6}$

Slika 55: Koeficienti  $\beta$  za izračun  $q_d$  v odvisnosti od  $m$  in  $\delta_o$  (vir: SIST EN 1993-1-1:2005)

$N_{Ed,i}$  so tlačne osne sile v podprtih elementih, ki so posledica upogibnih momentov.

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}$$

kjer je  $h$  višina nosilcev podprtih elementov (okvirov).



Slika 56: Tloris konstrukcij s diagonalnimi povezji

Preglednica 34: Izbočne sile  $q_d$  za različne modele konstrukcij razpona 15 m

		Raster [m]	$N_{Ed} = M_{Ed}/h$ [kN]	$m$	$\beta^{-1}$	$q_d$ [kN/m]
Razpon = 15 m	$s = 0,5$ kN/m <sup>2</sup>	3	70,3	4	36,6	0,77
		4	93,0	3	35,2	0,88
		5	115,0	2	34,4	0,88
	$s = 0,75$ kN/m <sup>2</sup>	3	98,7	4	36,6	1,08
		4	129,7	3	35,2	1,23
		5	166,7	2	34,4	1,27

Preglednica 35: Izbočne sile  $q_d$  za različne modele konstrukcij razpona 20 m

		Raster [m]	$N_{Ed}=M_{Ed}/h$ [kN]	m	$\beta^{-1}$	$q_d$ [kN/m]
Razpon = 20 m	$s=0,5$ kN/m <sup>2</sup>	3	97,3	4	36,6	0,80
		4	108,0	3	35,2	0,77
		5	117,0	2	34,4	0,67
	$s=0,75$ kN/m <sup>2</sup>	3	133,7	4	36,6	1,10
		4	130,0	3	35,2	0,92
		5	163,8	2	34,4	0,94

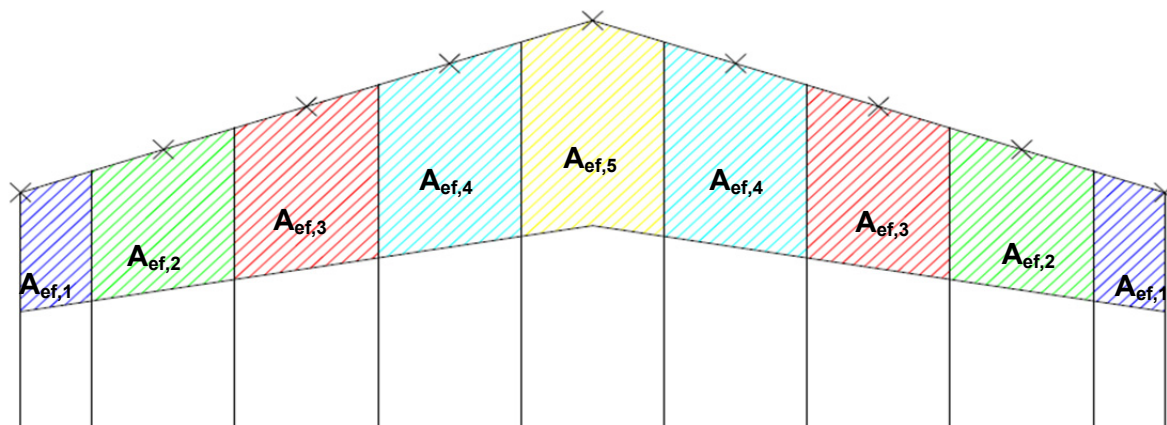
Vplive vetra oz. osne sile, ki delujejo na vertikale v povezju zaradi vetra v vzdolžni smeri objekta, določimo z izračunom skupne vetrne obtežbe (kot vsoto pritiskov na privetni (področje D) in srkov na zavetrni strani (področje E)). Točkovna sila, s katero obremenimo posamezne vertikale povezja oz. nadomestnega paličja, je odvisna od vplivne površine lege  $A_{ef,i}$  (Slika 57). Pri tem velja, da se polovico obtežbe vetra prenese v temelje konstrukcije, preostalo polovico pa prevzamejo povezja. Osna sila zaradi vetra v vertikalah je tako enaka  $F_i = w \cdot A_{ef,i}$ , vrednosti so podane v preglednici (Preglednica 36).

Preglednica 36: Točkovne sile v posameznih legah/vertikalah povezja zaradi vpliva vetra (razpon: 20 m)

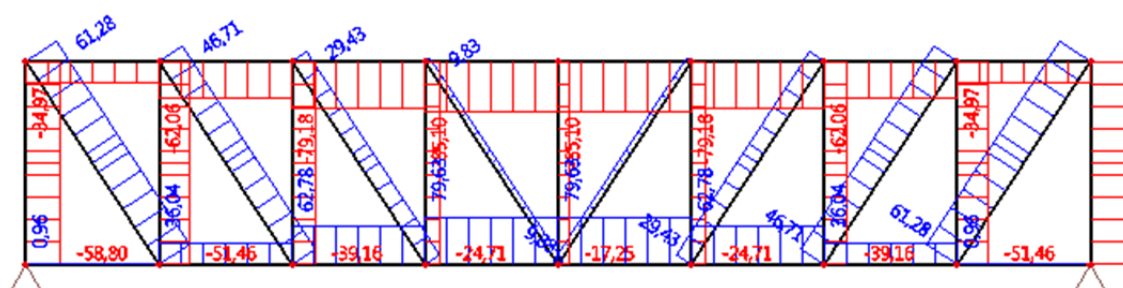
Lega	$A_{ef,i}$ [m <sup>2</sup> ]	F [kN]	F/n <sub>zavetrovanj</sub> [kN]	$F_{Ed}$ [kN]
1	5,88	6,69	3,35	5,02
2	13,28	15,11	7,56	11,34
3	15,31	17,42	8,71	13,07
4	17,34	19,74	9,87	14,80
5	18,87	21,47	10,73	16,10

Ko izračunamo vse obremenitve zaradi zunanje obtežbe na povezja, modeliramo povezje kot nadomestno paličje in izračunamo notranje sile v programu Scia Engineer. Predpostavimo, da zunanjo obtežbo v povezju prevzame le natezna diagonala, tlačna se izkloni in ne prevzame nobene obtežbe, zato je niti ne modeliramo.





Slika 57: Pripadajoče površine posamezne lege  $A_{ef,i}$  za določitev sile zaradi obtežbe vetra v vzdolžni smeri (razpon: 20 m)



Slika 58: Osne sile v nadomestnem paličju (razpon: 20 m, raster: 4 m)

Največja osna sila je v robni diagonali (Slika 58), zato na to silo dimenzioniramo celotno povezje na strehi. Sila se preko robnih vertikal/leg, prenese v povezje na stranici. Velikost sile je odvisna od nagnjenosti diagonale, torej od rastra konstrukcije. Povezje na strehi in stranici dimenzioniramo ločeno, tako določimo potrebni prerez  $A_{potr}$  za prevzem natezne sile za streho in posebej še stranico. Za profile povezij izberemo okrogle votle profile standardnih dimenzij in kvaliteto jekla S235. Ker gre za varjene okrogle votle profile, standard Evrokod priporoča oz. narekuje izbiro debelino sten izbranih cevi, ki mora znašati najmanj 3 milimetre. To nam sicer zmanjša zunanje dimenzije profilov, vendar pa se masa takšnih profilov iz tega razloga nekoliko poveča.

Preglednica 37: Natezne osne sile in potrebni prerezi za povezja na strehi in stranici

		Raster [m]	Streha		Stranica			
			N <sub>ed</sub> [kN]	A <sub>potr</sub> [cm <sup>2</sup> ]	N <sub>ed,hor</sub> [kN]	α [°]	N <sub>ed</sub> [kN]	A <sub>potr</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Razpon = 15 m	s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	42,8	1,82	38,9	56,3	70,1	2,98
		4	39,5	1,68	39,8	48,4	59,9	2,55
		5	37,3	1,59	39,9	42,0	53,7	2,28
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	45,4	1,93	41,3	56,3	74,5	3,17
		4	42,2	1,80	42,5	48,4	64,0	2,72
		5	40,1	1,71	42,8	42,0	57,6	2,45
Razpon = 20 m	s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	68,1	2,90	59,0	56,3	106,4	4,53
		4	51,3	2,18	58,8	48,4	88,5	3,77
		5	56,8	2,42	57,8	42,0	77,8	3,31
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	71,6	3,05	62,0	56,3	111,8	4,76
		4	62,9	2,68	60,3	48,4	90,8	3,86
		5	61,1	2,60	62,2	42,0	83,7	3,56

Preglednica 38: Izbira profilov diagonalnih povezij in izračun skupne mase povezij

		Raster [m]	Streha		Stranica		Σkg
			Profil	kg/m	Profil	kg/m	
Razpon = 15 m	s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	φ24x3	1,54	φ35x3	2,35	291,6
		4	φ22x3	1,40	φ32x3	2,13	312,1
		5	φ22x3	1,40	φ28x3	1,84	324,8
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	φ24x3	1,54	φ38x3	2,57	312,7
		4	φ24x3	1,54	φ32x3	2,13	318,9
		5	φ22x3	1,40	φ30x3	1,98	343,8
Razpon = 20 m	s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	φ35x3	2,35	φ55x3	3,82	467,4
		4	φ35x3	2,35	φ45x3	3,09	468,2
		5	φ30x3	1,98	φ40x3	2,72	475,3
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	φ38x3	2,57	φ55x3	3,82	476,9
		4	φ32x3	2,13	φ45x3	3,09	475,5
		5	φ32x3	2,13	φ42x3	2,87	503,7

## 5.7.1 Primer dimenzioniranja povezij

### 5.7.1.1 Podatki

#### **Podatki o konstrukciji**

Razpon: 20 m

Raster: 5 m

Obremenitev s snegom:  $s = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev z vetrom:  $w(D) = 0,781 \text{ kN/m}^2$ ,  $w(E) = -0,357 \text{ kN/m}^2$

#### **Material**

Konstrukcijsko jeklo S235

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

$$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.7.1.2 Povezje na strehi

#### **Podatki o izbranem profilu**

Profil:  $\Phi 32 \times 3$  mm (zaprta votla okrogla cev)

$$A = 2,73 \text{ cm}^2$$

#### **Dimenzioniranje**

$$N_{Ed} = 61,1 \text{ kN}$$

$$\eta_{ateg} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{61,1 \text{ kN}}{64,2 \text{ kN}} = 0,95 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2,73 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 64,2 \text{ kN}$$

### 5.7.1.3 Povezje v stranici

#### **Podatki o izbranem profilu**

Profil:  $\Phi 42 \times 3$  mm (zaprta votla okrogla cev)

$$A = 3,68 \text{ cm}^2$$

## Dimenzioniranje

$$N_{Ed,hor} = 62,2 \text{ kN (osna sila v robni vertikalni)}$$

$$\eta_{nateg} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{83,7 \text{ kN}}{86,5 \text{ kN}} = 0,97 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = \frac{N_{Ed,hor}}{\cos \alpha} = \frac{62,2 \text{ kN}}{\cos 42,0^\circ} = 83,7 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha = \frac{\text{višina stranice [m]}}{\text{raster konstrukcije [m]}} = \frac{4,5 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 0,9 \rightarrow \alpha = 42,0^\circ$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3,68 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 86,5 \text{ kN}$$

### 5.8 Dimenzioniranje vzdolžnih elementov

Vzdolžne elemente oz. lege pozicioniramo na konstrukcijo v skladu z zahtevo, da je lahko ponjava nepodprta (t.j. da prosto visi) na površini, ki mora biti manjša od približno 10 m<sup>2</sup>. Težava ni v površinski nosilnosti ponjave, ampak v samem izgledu konstrukcije, kjer ob neupoštevanju te zahteve lahko pride do prevelikih upogibov ponjave, lahko pride tudi do zastajanja snega, kar ni zaželeno. Število osi vzdolžnih elementov je odvisno razpona konstrukcije. Pri konstrukciji razpona 15 metrov imamo tako sedem osi leg: robni, slemensko in dve vmesni osi, pri razponu 20 metrov pa imamo še eno dodatno vmesno os leg (Slika 56).

Lege dimenzioniramo na vplive snega in vetra. Pri delovanju vetra v vzdolžni smeri se na področju celotne strehe pojavljajo srki, zato se vpliv snega in vetra med seboj odštevata. Posledično je merodajna kombinacija ena izmed dveh, kjer se pojavljata sneg in veter kot samostojni spremenljivi obtežbi.

$$K_1 = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s$$

$$K_2 = 1,0 \cdot g + 1,5 \cdot w$$

Izkaže se, da je za robna polja, kjer so srki vetra najmočnejši, merodajna kombinacija z vetrom kot spremenljivo obtežbo, v notranjih poljih pa prevlada obtežba snega, tako je za dimenzioniranje teh leg bolj merodajna prva kombinacija. Obe robni polji dimenzioniramo za vsako vzdolžno os posebej, za notranja polja pa za vse osi predpostavimo enake profile leg. Naredimo sicer manjšo napako, saj kot osno silo v teh lega privzamemo vrednost osne sile v slemenski legi iz robnega polja, dejanske velikosti osnih sil pa so ponekod verjetno malo manjše, vendar smo s tem postopkom na varni strani.

Zaradi potrebe po gladkosti zunanjih površin pri napenjanju ponjave, so lege nagnjene pod kotom ( $\alpha = 18^\circ$ ), zato je potrebno zunanjo obtežbo razdeliti na dve komponenti, profil pa je tako obremenjen z večjim momentom okrog y-osi in manjšim momentom okrog lokalne z-osi izbranega profila. Zaradi zahteve gladkosti zunanjih površin je predpisana uporaba kvadratnih votlih profilov.

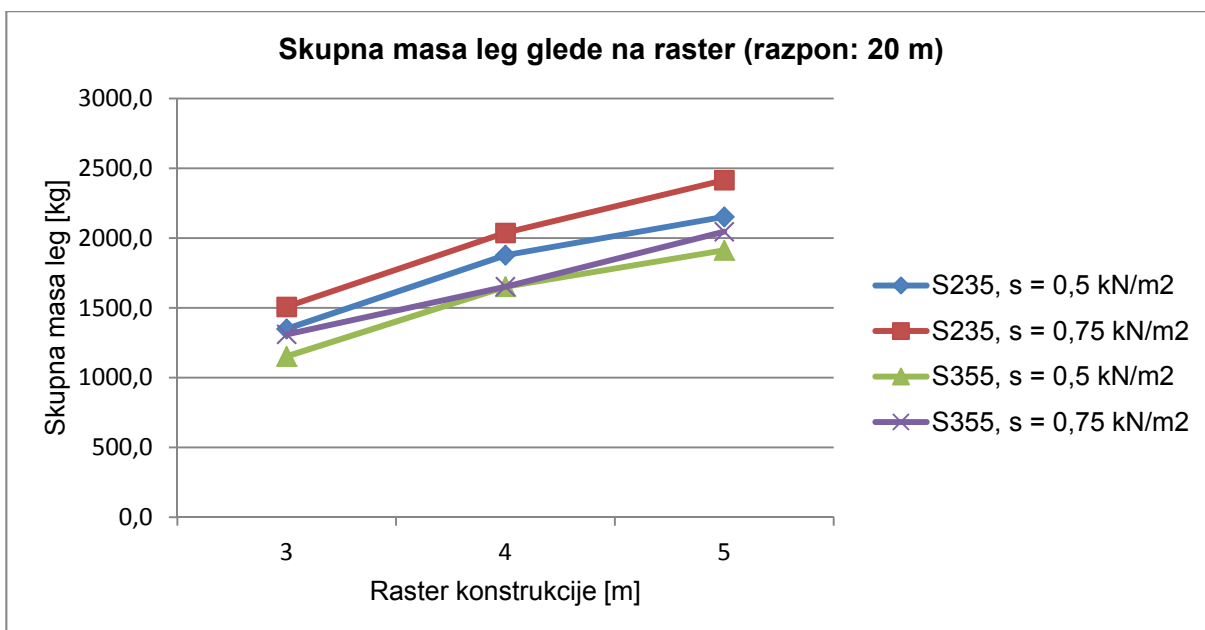
Preglednica 39: Izbrani profili leg glede na različne pozicije in različno konstrukcijsko jeklo (razpon: 15 m)

		Jeklo: S235					
	Raster [m]	Robna	Vmesna 1	Vmesna 2	Slemenska	Notranje	$\Sigma$ kg
s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	80x80x3	90x90x3	90x90x3	80x80x3	70x70x3	1507,3
	4	100x100x3	110x110x3	110x110x3	110x110x3	90x90x3	2037,1
	5	110x110x3	120x120x4	120x120x4	110x110x4	100x100x3	2716,5
s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	80x80x3	90x90x3	90x90x3	80x80x3	80x80x3	1507,3
	4	100x100x3	110x110x3	110x110x3	110x110x3	100x100x3	2037,1
	5	110x110x3	120x120x4	120x120x4	110x110x4	120x120x3	2716,5
		Jeklo: S355					
	Raster [m]	Robna	Vmesna 1	Vmesna 2	Slemenska	Notranje	$\Sigma$ kg
s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	70x70x3	80x80x3	80x80x3	70x70x3	60x60x3	1309,86
	4	90x90x3	100x100x3	90x90x3	90x90x3	80x80x3	1809,44
	5	100x100x3	110x110x4	100x100x4	100x100x4	90x90x3	2433,1
s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	70x70x3	80x80x3	80x80x3	70x70x3	70x70x3	1309,86
	4	90x90x3	100x100x3	90x90x3	90x90x3	80x80x3	1809,44
	5	100x100x3	110x110x4	100x100x4	100x100x4	100x100x3	2433,1

Preglednica 40: Izbrani profili leg glede na pozicije in različno konstrukcijsko jeklo (razpon: 20 m)

		Jeklo: S235							
	Raster [m]	Robna	Vmesna 1	Vmesna 2	Vmesna 3	Slemenska	Notranje	Σkg	
s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	90x90x3	100x100x3	90x90x3	90x90x3	90x90x3	70x70x3	1473,8	
	4	100x100x3	120x120x3	120x120x3	110x110x3	110x110x3	90x90x3	2051,0	
	5	120x120x3	125x125x4	125x125x4	120x120x4	110x110x4	100x100x3	2480,9	
s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	90x90x3	100x100x3	90x90x3	90x90x3	90x90x3	80x80x3	1631,7	
	4	100x100x3	120x120x3	120x120x3	110x110x3	110x110x3	100x100x3	2210,6	
	5	120x120x3	125x125x4	125x125x4	120x120x4	110x110x4	120x120x3	2744,1	
		Jeklo: S355							
	Raster [m]	Robna	Vmesna 1	Vmesna 2	Vmesna 3	Slemenska	Notranje	Σkg	
s=0,5 kN/m <sup>2</sup>	3	80x80x3	90x90x3	80x80x3	80x80x3	70x70x3	60x60x3	1259,34	
	4	90x90x3	110x110x3	100x100x3	100x100x3	90x90x3	80x80x3	1810,08	
	5	100x100x4	110x110x4	110x110x4	100x100x4	100x100x4	90x90x3	2227,5	
s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	80x80x3	90x90x3	80x80x3	80x80x3	70x70x3	70x70x3	1417,26	
	4	90x90x3	110x110x3	100x100x3	100x100x3	90x90x3	80x80x3	1810,08	
	5	100x100x4	110x110x4	110x110x4	100x100x4	100x100x4	100x100x3	2360,5	

Primerjava skupne mase vseh leg za različni raster konstrukcije (Grafikon 8) nam pokaže, da skupna masa z večanjem rastra narašča skoraj linearno, kar ni ravno v skladu s pričakovanji. Masa bi se namreč morala večati s kvadratom rastra, saj se na isti način povečujejo tudi momentne obremenitve v legah, ki predstavljajo glavno obremenitev leg. Do popačenja krivulj pride, ker je dolžina konstrukcije pri rastru 4 m malenkost večja, zato so tudi skupne mase navidezno večje.



Grafikon 8: Skupna masa leg glede na raster konstrukcije (razpon: 20 m)

## 5.8.1 Primer dimenzioniranje lege

### 5.8.1.1 Podatki

#### **Podatki o konstrukciji**

Razpon: 20 m

Raster: 5 m

Obremenitev s snegom:  $s = 0,75 \text{ kN/m}^2$

#### **Material**

Konstrukcijsko jeklo S235

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

$$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2$$

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

### 5.8.1.2 Vmesna 1 lega

#### **Podatki o izbranem profilu**

Profil: 125x125x4 (zaprta votla kvadratna cev)

$$b = h = 125 \text{ mm}$$

$$t_w = t_f = t = r = 4 \text{ mm}$$

$$A = 19,4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = I = 472,9 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = W_{z,el} = 75,7 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 87,9 \text{ cm}^3$$

Obremenitev z vetrom:  $w(F) = -1,037 \text{ kN/m}^2$

**Podatki o elementu**

Dolžina:  $l = 500 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $l_{u,y} = 500 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $l_{u,z} = 500 \text{ cm}$

**Merodajne notranje sile**

$$N_{Ed} = 54,2 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 9,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 11,1 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 3,6 \text{ kNm}$$

**Kompaktnost prereza**

– Pasnica:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_f} = \frac{125 \text{ mm} - 4 \cdot 4 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} = \frac{109 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} = 27,3 < 33\varepsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Pasnica je v 1. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\alpha = 0,5 + \frac{N_{Ed}}{2 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}} = 0,5 + \frac{54,2 \text{ kN}}{2 \cdot 10,9 \text{ cm} \cdot 0,4 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,76$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{125 \text{ mm} - 4 \cdot 4 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} = \frac{109 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} = 27,3 \leq$$

$$\leq \frac{396\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,76 - 1} = 44,6$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 1. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{2 \cdot t_w} = \frac{125 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm}}{2 \cdot 4 \text{ mm}} = \frac{117 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 14,6 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina ni vitka v strigu.



### Kontrole nosilnosti prereza

- Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{54,2 \text{ kN}}{455,0 \text{ kN}} = 0,12 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 19,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 455,0 \text{ kN}$$

- Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{9,3 \text{ kN}}{131,3 \text{ kN}} = 0,07 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{9,7 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 131,3 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{19,4 \text{ cm}^2 \cdot 12,5 \text{ cm}}{12,5 \text{ cm} + 12,5 \text{ cm}} = 9,7 \text{ cm}^2$$

- Enosni upogib:

- Okoli osi y-y:

$$\eta_{upogib,y-y} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{11,1 \text{ kNm}}{20,7 \text{ kNm}} = 0,53 \leq 1,0$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 87,9 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 2065,1 \text{ kNcm} = 20,7 \text{ kNm}$$

- Okoli osi z-z:

$$\eta_{upogib,z-z} = \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{3,6 \text{ kNm}}{20,7 \text{ kNm}} = 0,17 \leq 1,0$$

$$M_{pl,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 20,7 \text{ kNm}$$

- Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,07 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

- Interakcija upogiba in osne sile:

$$\eta_{\text{upogib+osna sila}} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} = \left[ \frac{11,1 \text{ kNm}}{20,7 \text{ kNm}} \right]^{1,69} + \left[ \frac{3,6 \text{ kNm}}{20,7 \text{ kNm}} \right]^{1,69} =$$

$$= 0,40 \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \eta_{\text{tlak}} = 0,12 \leq 0,5 \cdot a_w = 0,5 \cdot 0,48 = 0,24 \leq 0,25$$

$$a_w = a_f = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{19,4 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 12,5 \text{ cm} \cdot 0,4 \text{ cm}}{19,4 \text{ cm}^2} = 0,48$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 20,7 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 20,7 \text{ kNm}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot 0,12^2} = 1,69 \leq 6$$

### Kontrola stabilnosti elementa

- Upogibni uklon:

$$\eta_{\text{uklon}} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{54,2 \text{ kN}}{225,9 \text{ kN}} = 0,24 \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,50 \cdot 19,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 225,9 \text{ kN}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,30 + \sqrt{1,30^2 - 1,08^2}} = 0,50 \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2)) + \bar{\lambda}^2 = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (1,08 - 0,2)) + 1,08^2 = 1,30$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja c}) = 0,49$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_u}{i \cdot \lambda_1} = \frac{500 \text{ cm}}{4,9 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,08$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{472,9 \text{ cm}^4}{19,4 \text{ cm}^2}} = 4,9 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

– Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{54,2 \text{ kN}}{0,50 \cdot 19,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 1,132 \cdot \frac{1110 \text{ kNcm}}{1 \cdot 87,9 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + \\ & + 0,679 \cdot \frac{360 \text{ kNcm}}{1 \cdot 87,9 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,96 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{84,5 \text{ kN}}{0,50 \cdot 19,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,679 \cdot \frac{1110 \text{ kNcm}}{1 \cdot 87,9 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + \\ & + 1,132 \cdot \frac{360 \text{ kNcm}}{1 \cdot 87,9 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,80 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_y = \chi_z = \chi = 0,50$$

$$\begin{aligned} k_{yy} = k_{zz} &= C_m \left( 1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = \\ &= 0,95 \left( 1 + (1,08 - 0,2) \frac{54,2 \text{ kN}}{0,50 \cdot 19,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = 1,151 \not\leq \\ &\not\leq C_m \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{54,2 \text{ kN}}{0,50 \cdot 19,4 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = \\ &= 1,132 \end{aligned}$$

$$k_{zy} = k_{yz} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,132 = 0,679$$

$$C_{my} = C_{mz} = C_m = 0,95$$

$$\bar{\lambda} = 1,23$$

### 5.8.1.3 Notranje lege

#### **Podatki o izbranem profilu**

Profil: 120x120x3 (zaprta votla kvadratna cev)

$$b = h = 120 \text{ mm}$$

$$t_w = t_f = t = r = 3 \text{ mm}$$

$$A = 14,0 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = I = 320,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = W_{z,el} = 53,4 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 61,6 \text{ cm}^3$$

Obremenitev z vetrom:  $w(H) = -0,596 \text{ kN/m}^2$

#### **Podatki o elementu**

Dolžina:  $l = 500 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog močne osi:  $l_{u,y} = 500 \text{ cm}$

Uklonska dolžina okrog šibke osi:  $l_{u,z} = 500 \text{ cm}$

#### **Merodajne notranje sile**

$$N_{Ed} = 18,1 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 7,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 8,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 2,9 \text{ kNm}$$

#### **Kompaktnost prereza**

– Pasnica:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t_f} = \frac{120 \text{ mm} - 4 \cdot 3 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} = \frac{108 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} = 36,0 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Pasnica ni v 1. razredu kompaktnosti.

$$\frac{c}{t} = 36,0 \leq 38\varepsilon = 38 \cdot 1 = 38$$

Pasnica je v 2. razredu kompaktnosti.

– Stojina:

$$\alpha = 0,5 + \frac{N_{Ed}}{2 \cdot c \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}} = 0,5 + \frac{18,1 \text{ kN}}{2 \cdot 10,8 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,62$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{120 \text{ mm} - 4 \cdot 3 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} = \frac{108 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} = 36,0 \leq$$

$$\leq \frac{396\varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,62 - 1} = 56,1$$

Stojina je v 1. razredu kompaktnosti.

Prerez je tako v 2. razredu kompaktnosti.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{2 \cdot t_w} = \frac{120 \text{ mm} - 2 \cdot 3 \text{ mm}}{2 \cdot 3 \text{ mm}} = \frac{112 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 19,0 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Stojina ni vitka v strigu.

### **Kontrole nosilnosti prereza**

– Tlak:

$$\eta_{tlak} = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{18,1 \text{ kN}}{329,9 \text{ kN}} = 0,05 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 329,9 \text{ kN}$$

– Strig:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{7,5 \text{ kN}}{95,2 \text{ kN}} = 0,08 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{7,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 95,2 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{14,0 \text{ cm}^2 \cdot 12 \text{ cm}}{12 \text{ cm} + 12 \text{ cm}} = 7,0 \text{ cm}^2$$

– Enoosni upogib:

– Okoli osi y-y:

$$\eta_{upogib,y-y} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{8,9 \text{ kNm}}{14,5 \text{ kNm}} = 0,61 \leq 1,0$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 61,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 1447,9 \text{ kNcm} = 14,5 \text{ kNm}$$

– Okoli osi z-z:

$$\eta_{upogib,z-z} = \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{2,9 \text{ kNm}}{14,5 \text{ kNm}} = 0,20 \leq 1,0$$

$$M_{pl,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 14,5 \text{ kNm}$$

– Interakcija upogiba in striga:

$$\eta_{strig} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,08 \leq 0,5$$

Ni interakcije upogiba in striga.

– Interakcija upogiba in osne sile:

$$\eta_{upogib+osna\ sila} = \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{8,9 \text{ kNm}}{14,5 \text{ kNm}} \right]^{1,67} + \left[ \frac{2,9 \text{ kNm}}{14,5 \text{ kNm}} \right]^{1,67} =$$

$$= 0,51 \leq 1,0$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \eta_{tlak} = 0,05 \leq 0,5 \cdot a_w = 0,5 \cdot 0,48 = 0,24 \leq 0,25$$

$$a_w = a_f = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{14,0 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 0,3 \text{ cm}}{14,0 \text{ cm}^2} = 0,48$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 14,5 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 14,5 \text{ kNm}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot 0,05^2} = 1,67 \leq 6$$

### Kontrola stabilnosti elementa

- Upogibni uklon:

$$\eta_{uklon} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{18,1 \text{ kN}}{157,3 \text{ kN}} = 0,12 \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,48 \cdot 14,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0 = 157,3 \text{ kN}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,11^2}} = 0,48 \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (1,11 - 0,2) + 1,11^2) = 1,35$$

$$\alpha = \alpha(\text{krivulja } c) = 0,49$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{l_u}{i \cdot \lambda_1} = \frac{500 \text{ cm}}{4,8 \text{ cm} \cdot 93,9} = 1,11$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{320,5 \text{ cm}^4}{14,0 \text{ cm}^2}} = 4,8 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

- Tlačno in upogibno obremenjeni elementi:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{18,1 \text{ kN}}{0,48 \cdot 14,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 1,037 \cdot \frac{890 \text{ kNcm}}{1 \cdot 61,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + \\ & + 0,622 \cdot \frac{290 \text{ kNcm}}{1 \cdot 61,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,88 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{18,1 \text{ kN}}{0,48 \cdot 14,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + 0,622 \cdot \frac{890 \text{ kNcm}}{1 \cdot 61,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} + \\ & + 1,037 \cdot \frac{290 \text{ kNcm}}{1 \cdot 61,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} = 0,70 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_y = \chi_z = \chi = 0,48$$

$$k_{yy} = k_{zz} = C_m \left( 1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) =$$

$$= 0,95 \left( 1 + (1,11 - 0,2) \frac{18,1 \text{ kN}}{0,48 \cdot 14,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) = 1,054 \not\leq$$

$$\leq C_m \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{18,1 \text{ kN}}{0,48 \cdot 14,0 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,0} \right) =$$

$$= 1,037$$

$$k_{zy} = k_{yz} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,037 = 0,622$$

$$C_{my} = C_{mz} = C_m = 0,95$$

$$\bar{\lambda} = 1,11$$

## 5.9 Ugotovitve in komentar analize

Glavni rezultat analize in podatek, s katerim lahko ocenimo posamezne modele, je skupna masa konstrukcije na enoto površine (od Preglednica 41 do Preglednica 44). V končni izračun skupne mase konstrukcije smo vzeli le podatke za jekli kvalitete S235 in S355, saj proizvajalci standardnih jeklenih profilov ponujajo v svojem programu profile le teh dveh kvalitet.

Kot smo ugotovili že pri dimenzioniranju posameznih elementov konstrukcije, tudi tu pridemo do ugotovitve, da so v primeru uporabe jekla S355 mase konstrukcij manjše, kot če bi uporabili jeklo S235. Zmanjšanje mas znaša med 13 in 26 odstotkov, odvisno od posameznega primera, povprečno zmanjšanje mase pa znaša 20 odstotkov. Glede na razliko cen materiala (op.: ta znaša med 10 in 15 odstotkov), lahko pridemo do zaključka, da se uporaba bolj kvalitetnega konstrukcijskega jekla S355 izplača in je primernejša. Velja omeniti dejstvo, da so profili iz jekla S355 težje dobavljivi, vendar tega vidika v končni oceni nismo upoštevali.



Preglednica 41: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij brez horizontalne vezi (jeklo: S235)

		Jeklo: S235					
		Raster [m]	Σkg okviri	Σkg lege	Σkg povezja	Σkg skupaj	Σkg/m <sup>2</sup>
Razpon = 15 m	s=0,50 kN/m <sup>2</sup>	3	6618,8	1349,3	291,6	8259,7	18,4
		4	6690,7	1877,5	312,1	8880,3	18,5
		5	5873,2	2152,3	324,8	8350,3	18,6
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	8177,5	1507,3	312,7	9997,4	22,2
		4	7551,2	2037,1	318,9	9907,2	20,6
		5	6986,4	2415,5	343,8	9745,7	21,7
Razpon = 20 m	s=0,50 kN/m <sup>2</sup>	3	11188,0	1473,8	467,4	13129,1	21,9
		4	10243,0	2051,0	468,2	12762,1	19,9
		5	9480,2	2480,9	475,3	12436,4	20,7
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	12519,2	1631,7	476,9	14627,8	24,4
		4	12188,9	2210,6	457,6	14857,0	23,2
		5	11460,4	2744,1	503,7	14708,2	24,5

Preglednica 42: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij brez horizontalne vezi (jeklo: S355)

		Jeklo: S355					
		Raster [m]	Σkg okviri	Σkg lege	Σkg povezja	Σkg skupaj	Σkg/m <sup>2</sup>
Razpon = 15 m	s=0,50 kN/m <sup>2</sup>	3	5763,2	1151,9	291,6	7206,7	16,0
		4	4715,3	1651,5	312,1	6679,0	13,9
		5	4512,0	1912,3	324,8	6749,1	15,0
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	5763,2	1309,9	312,7	7385,7	16,4
		4	5801,1	1651,5	318,9	7771,5	16,2
		5	5203,8	2045,3	343,8	7592,9	16,9
Razpon = 20 m	s=0,50 kN/m <sup>2</sup>	3	8595,0	1259,3	467,4	10321,7	17,2
		4	8110,6	1810,1	468,2	10388,8	16,2
		5	7119,6	2227,5	475,3	9822,4	16,4
	s=0,75 kN/m <sup>2</sup>	3	9913,0	1417,3	476,9	11807,1	19,7
		4	9153,8	1810,1	457,6	11421,4	17,8
		5	9480,2	2360,5	503,7	12344,5	20,6

Zanimiva je tudi primerjava skupnih mas konstrukcij z rastrom 4 metre, kjer smo okvir modelirali brez in z uporabo horizontalne vezi. Uporaba le-te zmanjša najbolj merodajne notranje sile, zato se pričakovano zmanjšajo tudi skupne mase takih konstrukcij. Skupna masa se v povprečju zmanjša za približno 10 odstotkov, zmanjšanje pa je bolj izrazito za

konstrukciji razpona 20 metrov. V enem primeru (razpon: 15 m, sneg: 0,5 kN/m<sup>2</sup>, jeklo: S355) se skupna masa konstrukcije s horizontalno vezjo celo poveča. Razlog je v tem, da so osne sile pri konstrukciji brez vezi manjše, zato je profil z debelino stene 4 mm padel v 2. razred kompaktnosti, pri konstrukciji z vezjo pa je tak prerez v 3. razredu kompaktnosti, zato je potrebno debeline sten profila povečati, s tem pa se poveča tudi masa.

Preglednica 43: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij s horizontalno vezjo (jeklo: S235, raster: 4 m)

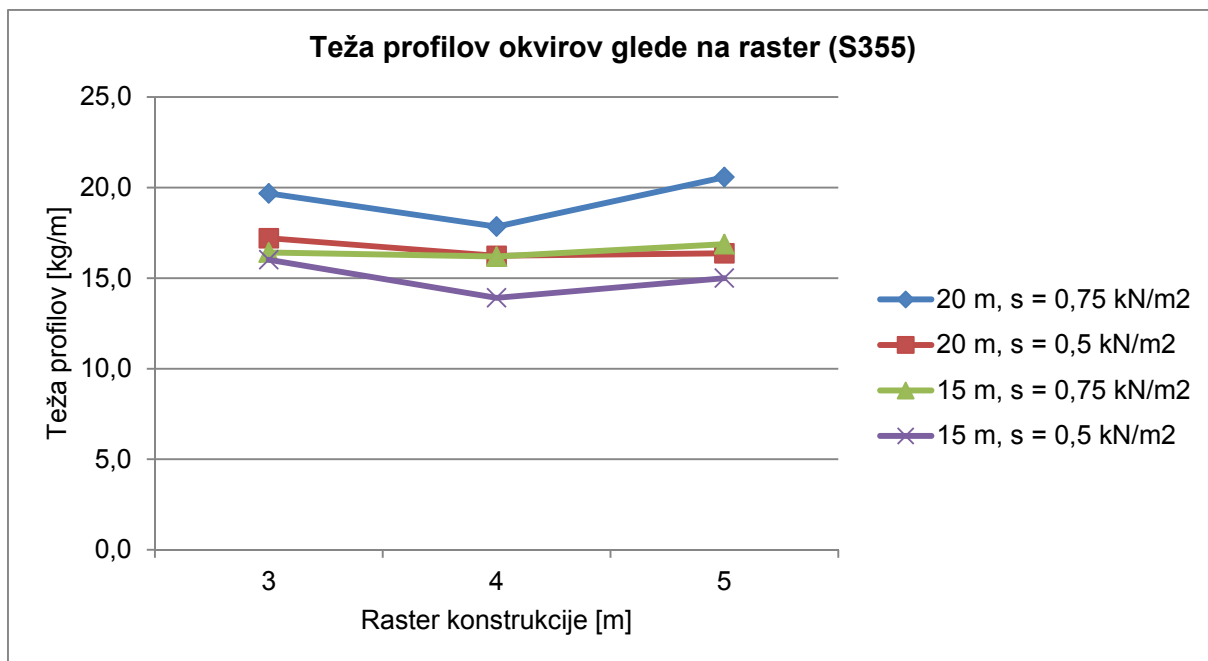
		Jeklo: S235				
Razpon [m]	Sneg [kN/m <sup>2</sup> ]	Σkg okviri	Σkg lege	Σkg povezja	Σkg skupaj	Σkg/m <sup>2</sup>
15	0,5	6014,4	1877,5	312,1	8204,0	17,1
	0,75	6960,7	2037,1	318,9	9316,6	19,4
20	0,5	8470,6	2051,0	468,2	10989,7	17,2
	0,75	8555,2	2210,6	457,6	11223,3	17,5

Preglednica 44: Izračun skupnih mas konstrukcije za različne modele konstrukcij s horizontalno vezjo (jeklo: S355, raster: 4 m)

		Jeklo: S355				
Razpon [m]	Sneg [kN/m <sup>2</sup> ]	Σkg okviri	Σkg lege	Σkg povezja	Σkg skupaj	Σkg/m <sup>2</sup>
15	0,5	5138,2	1651,5	312,1	7101,8	14,8
	0,75	5438,9	1651,5	318,9	7409,3	15,4
20	0,5	6849,8	1810,1	468,2	9128,1	14,3
	0,75	6941,6	1810,1	457,6	9209,3	14,4

Pri izbiri najbolj optimalnega rastra konstrukcije težko podamo točno oceno, izbira kakšnega rastra pomeni najmanjšo maso konstrukcije. Na prvi pogled (Grafikon 9) sicer lahko sklepamo, da je izbira rastra okvirov konstrukcije, ki znaša 4 metre, boljše od ostali dveh. Vendar je potrebno upoštevati dejstvo, da smo pri izračunu vzeli različni dolžini objekta. Pri rastru konstrukcije 3 in 5 metrov je dolžina znašala 30 metrov, pri rastru konstrukcije 4 metre pa je dolžna bila 32 metrov. Ta razlika se pozna pri računu mase na enoto površine, saj je skupna površina objektov različna in rezultatov ne moremo enoznačno primerjati.

Če se omejimo le na posamezne elemente, se pri okvirih bolj izplača izbira večjega rastra. Profili okvirov so sicer večjih dimenzij, vendar je število okvirom manjše. Obratna pa je slika pri vzdolžnih elementih, kjer se bolj izplača manjši raster konstrukcije, saj se obremenitve povečujejo s kvadratom dolžine elementa. Ker masa okvirov prinese znatni delež k celotni masi konstrukcije, lahko rečemo, da je izbira večjega rastra vseeno ugodnejša.



Grafikon 9: Primerjava skupne mase konstrukcije na enoto površine za različne modele glede na raster konstrukcije brez horizontalne vezi (jeklo: S355)

Manjše obremenitve s snegom se seveda odražajo tudi v nižji masi konstrukcije. Razlika skupni masi med manjšo in večjo obremenitvijo s snegom znaša med 10 in 17 odstotkov, v povprečju pa je ta 14 odstotkov. Pričakovali smo sicer malo večjo razliko, vendar tu pride do izraza obtežba z vetrom, ki je bila za vse primere skoraj enaka in da svoj delež v izkoriščenosti konstrukcije ter tako zmanjša razlike v skupnih masah.

Neposredno primerjavo med aluminijasto in jekleno izvedbo nosilne konstrukcije smo lahko naredili le na primeru konstrukcij razpona 15 in 20 metrov, z rastrom 3 metre in obremenitvijo s snegom, ki znaša  $0,75 \text{ kN/m}^2$  (Preglednica 45 in Preglednica 46). Dodali smo tudi konstrukcije s horizontalno vezjo, ki smo jih sicer dimenzionirali na raster 4 metre, vendar smo mase okvirov normirali na raster 3 metre. Kot dimenzionirani profili leg so prikazane notranje, torej najmanj obremenjene lege. Nižje mase aluminijastih elementov in celotne konstrukcije so razumljive, saj je gostota aluminija približno 3-krat nižja od gostote jekla.

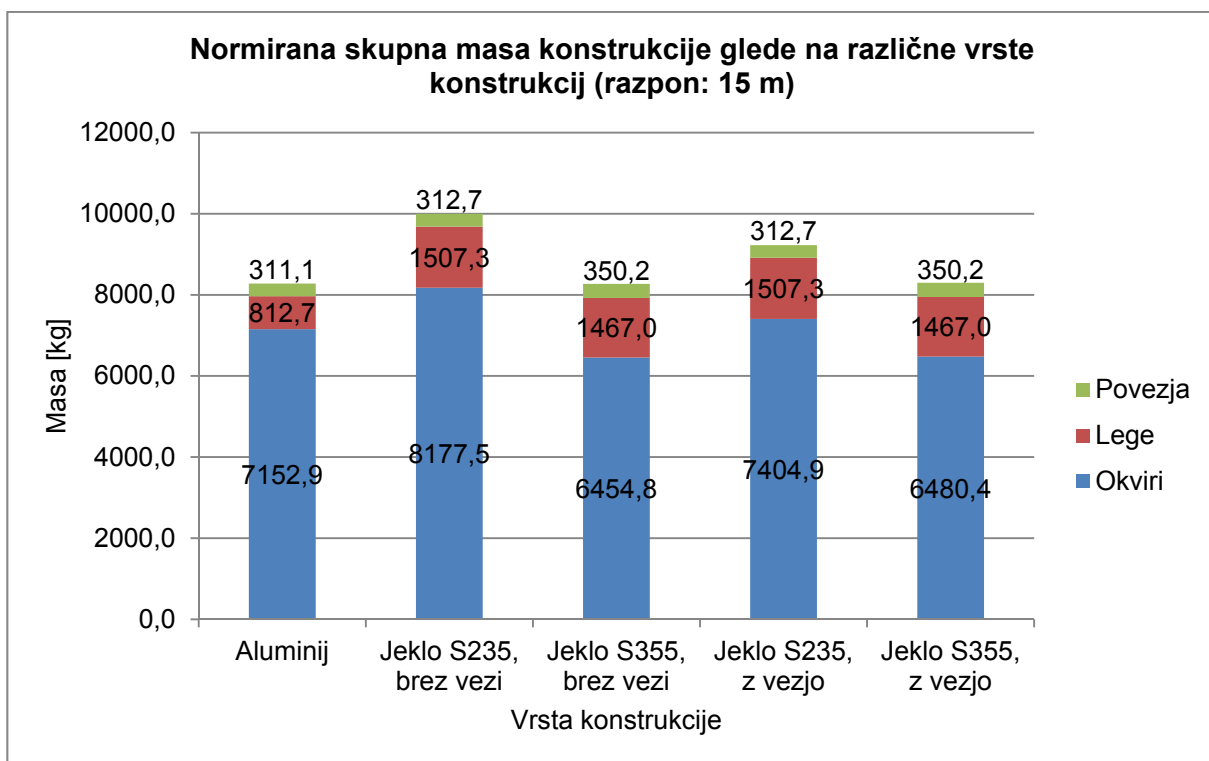
Preglednica 45: Mase posameznih elementov konstrukcije glede na vrsto konstrukcije (razpon: 15 m)

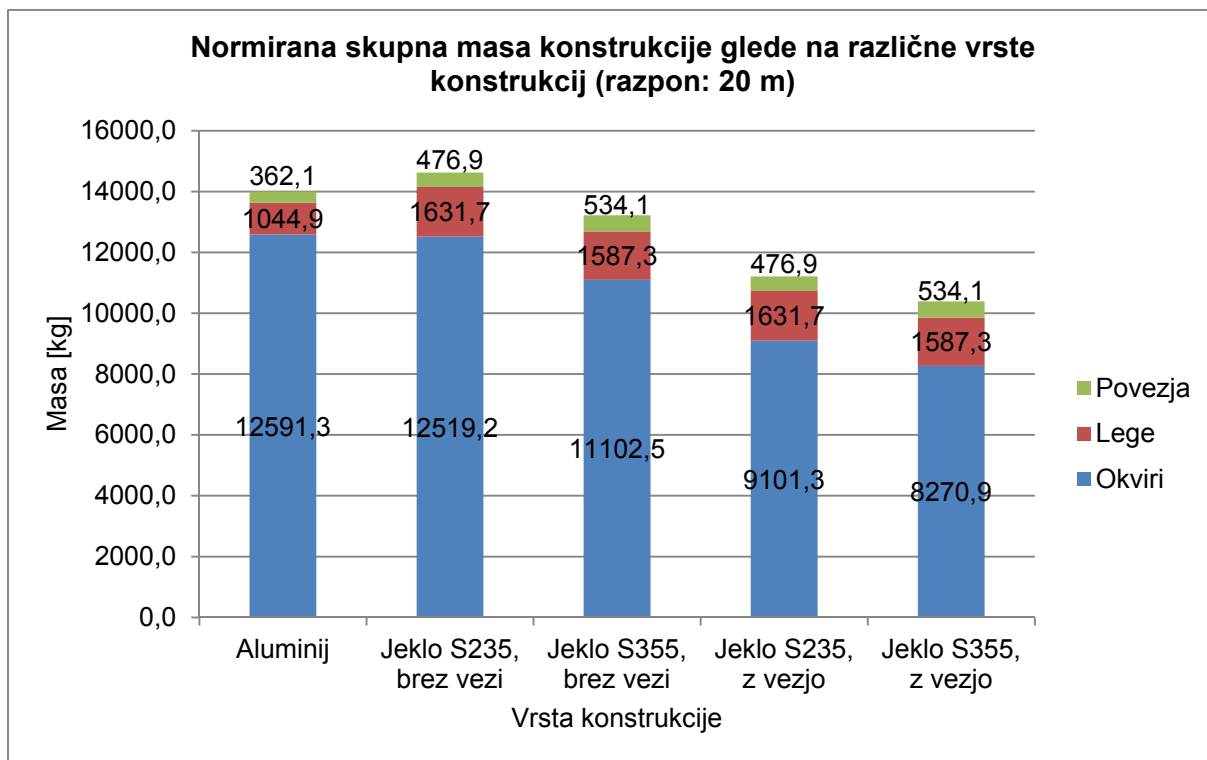
Material	Vez	Okvir		Leg		Povezja		Σkg skupaj	Σkg/m <sup>2</sup>
		Profil	Σkg	Profil	Σkg	Profil	Σkg		
Aluminij	DA	235x100x4	2384,3	60x60x2	270,9	φ12	103,7	2758,9	6,1
Jeklo S235	NE	100x300x5	8177,5	80x80x3	1507,3	φ38x3	312,7	9997,4	22,2
Jeklo S355	NE	100x250x4	5763,2	70x70x3	1309,9	φ55x3	312,7	7385,7	16,4
Jeklo S235	DA	100x300x5	7404,9	80x80x3	1507,3	φ38x3	312,7	9224,9	20,5
Jeklo S355	DA	100x200x5	5786,1	70x70x3	1309,9	φ55x3	312,7	7408,6	16,5

Preglednica 46: Mase posameznih elementov konstrukcije glede na vrsto konstrukcije (razpon: 20 m)

Material	Vez	Okvir		Lege		Povezja		Σkg skupaj	Σkg/m <sup>2</sup>
		Profil	Σkg	Profil	Σkg	Profil	Σkg		
Aluminij	DA	270x100x7x4	4197,1	60x60x2	348,3	φ12	120,7	4666,1	7,8
Jeklo S235	NE	200x300x5	12519,2	80x80x3	1631,7	φ38x3	476,9	14627,8	24,4
Jeklo S355	NE	100x300x5	9913,0	70x70x3	1417,3	φ55x3	476,9	11807,1	19,7
Jeklo S235	DA	100x300x5	9101,3	80x80x3	1631,7	φ38x3	476,9	11209,9	18,7
Jeklo S355	DA	120x220x5	7384,7	70x70x3	1417,3	φ55x3	476,9	9278,9	15,5

Rezultatov zato med seboj ne moremo neposredno primerjati, ampak jih je potrebno prej ovrednotiti. Lahko bi to storili glede na gostoto materiala, vendar smo rezultate ovrednotili glede na ceno posameznih materialov. Vse mase smo normirali na skupno maso konstrukcije z uporabljenim jeklom S235 in rezultate prikazali v grafikonih (Grafikon 10 in Grafikon 11).

Grafikon 10: Normirana skupna masa konstrukcije glede na različne vrste konstrukcije (razpon: 15 m, raster: 3 m, sneg: 0,75 kN/m<sup>2</sup>)



Grafikon 11: Normirana skupna masa konstrukcije glede na različne vrste konstrukcije (razpon: 20 m, raster: 3 m, sneg: 0,75 kN/m<sup>2</sup>)

Razlike v ceni posameznih materialov smo določili približno, saj je cena posamezne kovine odvisna tudi od oblike, v kateri kovino kupimo (npr.: pločevine, hladno/toplo valjani profili, varjeni profili...), cena na svetovnem tržišču pa tudi časovno precej nihajo. Cena aluminija tako znaša med 1800 in 2000 \$/t, cena jekla pa med 650 in 800 \$/t. Aluminij je tako dražji za približno od 2,5- do 2,75-krat, vendar smo zaradi po naročilu narejenih aluminijastih profilov razliko dvignili in predpostavili, da je aluminij 3-krat dražji od jekla kvalitete S235. Razlika v ceni jekla kvalitete S235 in S355 znaša med 10 in 15 odstotki. Skupne mase konstrukcij smo normirali po sledečem načinu:

$$\text{cena jekla S235} : \text{cena jekla S355} : \text{cena aluminijastih profilov} = 1 : 1,12 : 3$$

Primerjava ovrednotenih rezultatov nam pokaže, da so si pri razponu konstrukcij 15 metrov aluminijasta in obe jekleni izvedbi pri izbiri konstrukcijskega jekla S235 zelo blizu po normirani skupni masi. Na drugi strani sta za razpon konstrukcije 20 metrov primernejši jekleni varianti s horizontalno vezjo, manjšo normirano skupno maso od aluminijaste izvedbe pa da tudi že samo uporaba konstrukcijskega jekla S355 na navadnem okviru (brez horizontalne vezi). Točka preloma, t.j. kdaj se bolj izplača aluminijasta ali jeklena izvedba, je torej nekje vmes, zagotovo pa lahko trdimo, da je uporaba jekla pri razponu 20 metrov smotrnejša in cenejša.

Rezerv pri dimenzioniranju jeklenih konstrukcij imamo še kar nekaj. Iz grafikonov (Grafikon 10 in Grafikon 11) lahko opazimo možnost znižanja skupne mase konstrukcije pri legah. Normirana masa leg pri jeklenih konstrukcijah je skoraj 2-krat večja kot pri enakih aluminijastih konstrukcijah. Na to smo opozorili že pri dimenzioniranju leg, kjer smo bili pri dimenzioniranju na varni strani, se pa rezultat pozna pri masi leg, ki bi jo očitno lahko skoraj razpolovili in s tem zmanjšali celotno maso konstrukcije za približno 7 odstotkov, kar ni zanemarljiv podatek.

Naslednja rezerva je uvodna predpostavka, ko smo za statični model konstrukcij določili dvočlenski okvir. Tudi s to predpostavko smo na varni strani, saj ima izvedeni temeljni priključek v praksi zagotovo delno upogibno togost. Če v statičnem modelu predpostavimo polno vpetje v temeljna tla, se največji momenti zmanjšajo za približno 40 odstotkov. V praksi polne vpetosti ne moremo zagotoviti, določena redukcija zaradi delno togih temeljnih priključkov pa zagotovo obstaja, vendar bi jo bilo potrebno natančno določiti oz. izračunati.

Na varni strani smo tudi z ravninsko računsko analizo. V primeru, da bi model analizirali s prostorsko analizo, bi prišlo do prenosa in razporeda obtežbe, kar bi se odražalo v manjših notranjih silah v določenih elementih konstrukcije. Konstrukcijo bi tako lahko bolje optimizirali na skupno maso, bi pa bilo veliko težje in zamudneje analizirati konstrukcije glede na vse različne parametre.

## 6 ANALIZA SPOJEV JEKLENIH KONSTRUKCIJ

### 6.1 Uvod

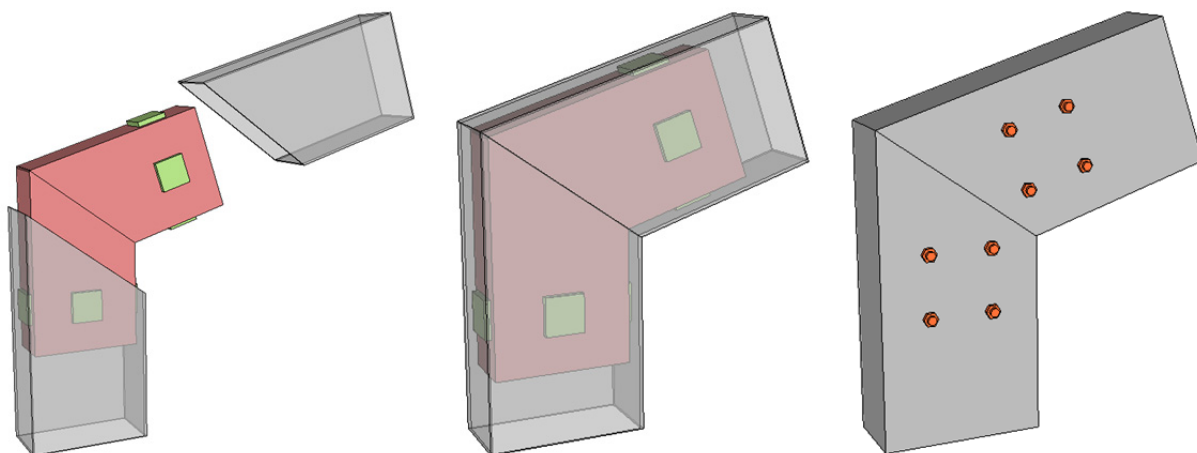
Aluminijaste konstrukcije imajo za spoje izdelane jeklene elemente, ki se pri montaži vstavijo v profile, ali pa jeklene preklopne pločevine, ki so vijaçene na aluminijaste profile ter tako prenašajo ključne obremenitve na konstrukcijo. Za vse te spoje velja, da so enostavni in hitri za montažo in to je bila tudi bistvena zahteva za določitev spojev jeklenih konstrukcij.

Enostavnost spoja se odraža v minimalnem številu veznih sredstev (vijakov, čepov), ki so potrebni za pritrnitev, tako je tudi manj težav z naleganjem lukenj za vezna sredstva. Želena rešitev spoja teži k temu, da spoj v projektnem stanju med gradnjo drži že samo z obliko, nato pa se ga še dodatno ojača z dodatnimi veznimi sredstvi, ki pripomorejo k temu, da spoj zares ostane na svojem mestu in prevzame polno obremenitev.

Spojni detajli so lahko privarjen na osnovne profile, na montaži se elementi med seboj le vijaçijo. Geometrija spojev mora biti prilagojena kritini (PVC ponjava), to pomeni, da na zunanji strani ni ostrih oblik in robov, na zunanji strani tudi ni pločevin ali veznih sredstev.

### 6.2 Pregled obstoječih rešitev za spajanje konstrukcijskih elementov

Najprej smo se pri analizi spojev osredotočili na sedaj znane preproste rešitve spojev, ki se uporabljajo tako pri aluminijastih konstrukcijah, kot tudi pri jeklenih konstrukcijah v splošnem. Rešitev, ki jo poznajo aluminijaste konstrukcije konkurenčnih proizvajalcev, ko se znotraj glavnih zaprtih profilov vstavljajo kolenski jekleni vstavki manjših dimenzij, je dobra in jo lahko uporabimo tudi pri jeklenih konstrukcijah (Slika 59).



Slika 59: Način spajanja z notranjimi vstavki (spoj vijaçen na obeh elementih)

V jeklenih konstrukcijah bi lahko notranje vstavke izbrali iz nabora standardnih profilov, vendar so razlike pri večjih dimenzijah profilov med malo večjimi in malo manjšimi profili kar precejšnje, zato bi morali na te nastavke navariti pločevine, preko katerih bi zunanja in notranji profil nalegali (Slika 59: zelene pločevine). Najprej se v profil stebra vstavi notranji kolenski element, nato pa na kolenski element nasadimo še nosilec. Spoj je sedaj že delno pritrjen, za prevzem polnih nosilnosti pa je potrebno kolenski element privijačiti s stebrom in nosilcem. Alternativa standardnim profilom z navarjenimi pločevinami bi bili varjeni notranji vstavki poljubnih dimenzij, tako da ne bi imeli težav z naleganjem elementov, bi pa bila izdelava poljubnih varjenih profilov tudi zamudna in verjetno tudi ne najcenejša.

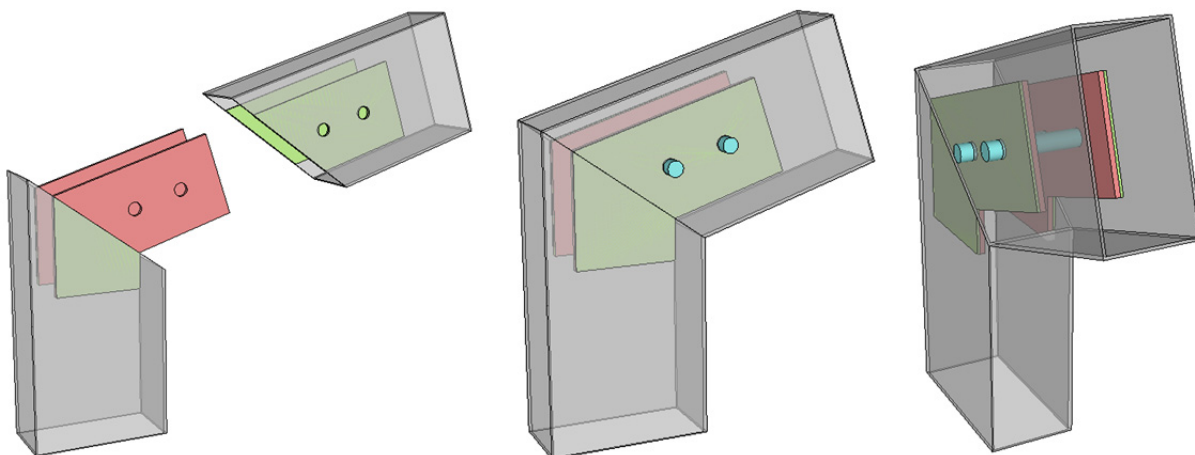
Drugi način spajanja aluminijastih konstrukcij je vijačen spoj preko stranskih pločevin, ki so nameščene iz zunanje strani (Slika 5: levo). Število veznih sredstev je kar precejšnje, saj so pri aluminiju težava prav bočni pritiski, ki nastanejo zaradi prevzema upogibnega momenta. Zato mora biti teh veznih sredstev več, kar pa podaljša čas montaže. Podobno rešitev bi lahko uporabili tudi pri spajanju jeklenih konstrukcij, število veznih sredstev pa bi lahko zmanjšali na optimalno število, tako da bi zmanjšali porabo materiala ter čas montaže.

Elementi obstoječih jeklenih varjenih paličnih konstrukcij se med seboj spajajo preko vijačenih čelnih pločevin (vijaki zunaj profilov) na dveh mestih (zgornji in spodnji nosilec paličnega okvira). Na enak način bi lahko vijačili tudi naše spoje, vendar je težava v naleganju lukenj in številu veznih sredstev, rešitev pa tudi ni nič drugačna od obstoječe ter tudi ne skrajša časa montaže konstrukcije.

### **6.3 Iskanje novih, izboljšanih, optimiziranih detajlov**

Prvi predlog izboljšanega detajla je bil predlagan v smeri zmanjševanja števila vijakov, ki jih v celoti nadomestita čepa večjih dimenzij z notranjima pločevinama. Pločevini se varita na notranjo stran profila, na stojini stebra (Slika 60: rdeči pločevini), nosilec pa se spaja preko dveh čepov. Ker je veznih sredstev sedaj malo, pri prevzemu upogibnega momenta nastanejo veliki bočni pritiski, zato morajo biti notranje pločevine večjih debelin, lahko pa tudi povečamo dimenzije čepov. Rešiti moramo tudi problem tankih stojin stebra in nosilca, saj tudi tu prihaja do enakih bočnih pritiskov. Težavo lahko dokaj enostavno rešimo z dodatnimi pločevinami, ki se privarijo na zunanjo stran profilov in tako povečajo debelino stojin profilov (Slika 60: zelene pločevine). Pri varjenju lahko pride do težav s pomanjkanjem prostora znotraj profilov, zato namesto, da pločevino privarimo, jo lahko med izdelavo privijačimo in to na enak način, kot privijačimo pločevino in profil nosilca med montažo objekta.

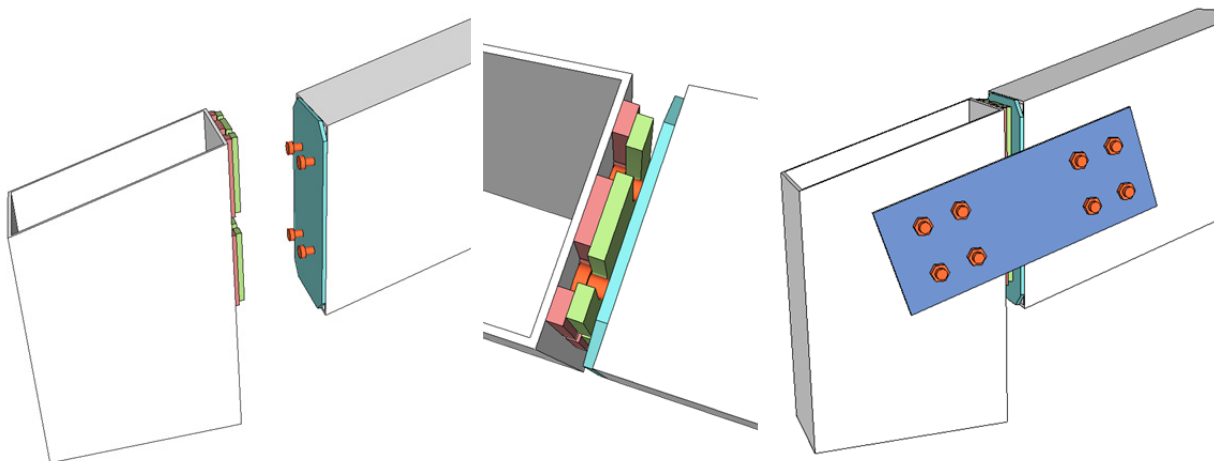




Slika 60: Spoj s privarjenima notranjima pločevinama in dvema čepoma

Nekaj težav bi lahko imeli tudi tu pri naleganju lukenj, vendar lahko notranji pločevini povečamo, tako da bi se zgornja pasnica nosilca »usedla« na privarjeni notranji pločevini. Z naleganjem lukenj za oba čepa tako ne bi bilo težav, bi pa morali obe pločevini prenesti tudi začasno upogibno in strižno obremenitev na neto prerezu za čas, dokler ne pritrdimo tudi čepov. Seveda se pri taki obremenitvi pločevini ne smeta plastično deformirati, saj bi potem lahko imeli še večje težave z naleganjem profilov, ampak morata ostati v elastičnem območju. Zaradi precej manjših obremenitev tekom montaže ta kriterij za dimenzioniranje ni merodajen, bolj merodajni so bočni pritiski pri polni obremenitvi spoja, je pa treba preveriti obe projektni stanji.

Druga rešitev, katere prednost bi bila hitrost montaže in dokaj enostavna izdelava, temelji na zatikanju čepov, ki so privarjeni na čelno pločevino na nosilcu, zataknejo pa se v 2 medsebojno privarjeni pločevini z različno velikostjo izrezane luknje (za matico in vijak) (Slika 61). Spoj je tako v času montaže že dovolj fiksiran, za prevzem polnih obremenitev pa bi ga bilo potrebno še dodatno pritrditi. Začetne zasuke na mestu čepov bi lahko omejili z manjšimi geometrijskimi tolerancami pri dolžini čepov in velikosti odprtin na obeh pločevinah. Na ta način bi spoj že takoj »prijel«, vendar bi verjetno imeli kar nekaj težav pri montaži, da bi vse čepa na enostaven način zatakneli v pločevini. Nadomestna rešitev, ki bi dopuščala večje tolerance naleganj, bi bilo naknadno utrjevanje spoja z injekcijsko maso, ki bi zapolnila in učvrstila spoj in preprečila morebitne zasuke.

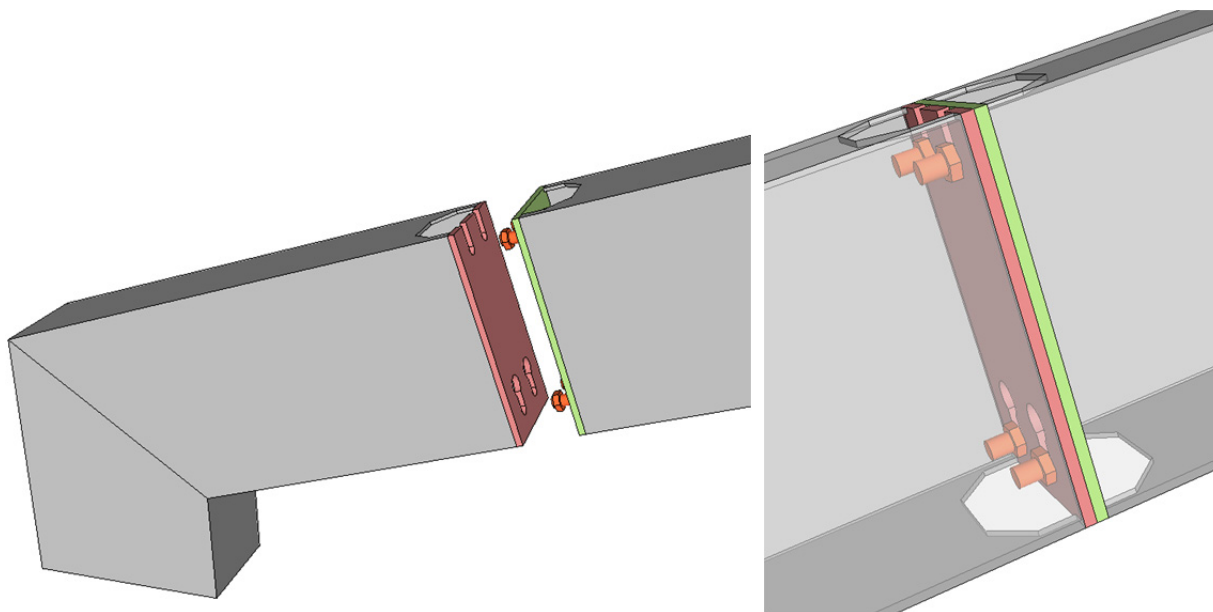


Slika 61: Spoj z zatikanjem privarjenih čepov v 2 pločevini

Kljub minimalnim tolerancam bi problem vseeno lahko predstavljal srk vetra, ki povzroči dvigovanje konstrukcije, zato bi bilo potrebno čepa fiksirati tudi proti iztrgu v zgornji smeri. Rešitev bi lahko bila z dodajanjem vijačenih stranskih pločevin, ki bi preprečili zasuke zaradi večjih toleranc (večjih lukenj pločevin) pri zatikanju čepov, vijaki pa bi prevzeli tudi strižno silo zaradi dvigovanja konstrukcije. Ob tem se pojavi vprašanje, kako bi se razporedila obtežba med čepi in vijačenimi pločevinami in kdaj bi kakšen od teh »zagrabil«, torej postal polno nosilen.

Na varni strani bi bili, če bi predpostavili, da čepi prevzamejo strig in moment tekom montaže ter je spoj zadostno fiksiran, da nato namestimo dodatni stranski pločevini, kateri z vijaki dimenzioniramo na prevzem celotne obtežbe. Čepi so takrat odvečni, zato ta varianta spoja ni čisto optimalna, problemi bi tudi bili s tankimi stojinami in prevzemom bočnega pritiska, saj prevelikega števila vijakov ne želimo. Če bi želeli spoj optimizirati, bi ga morali modelirati in analizirati s končnimi elementi v računalniškem programu (npr.: Abaqus) ter določiti togosti posameznih komponent in potek prenosa obtežbe za natančnejše dimenzioniranje spoja.

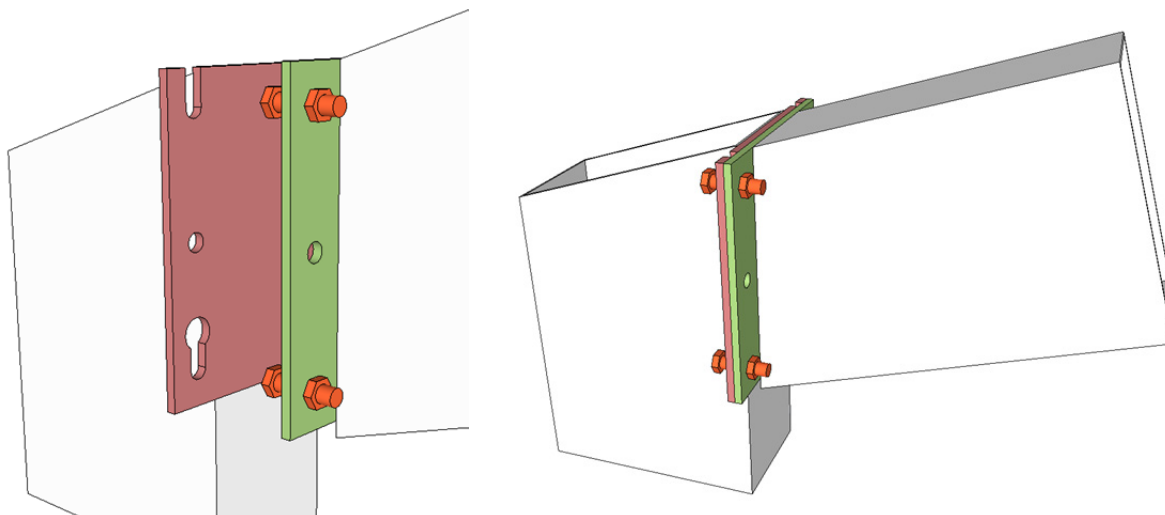
Tako smo prišli do ugotovitve, da bi lahko čepa zamenjali z vijaki. S tem bi zagotovili hitrost montaže, elementa bi se namreč enostavno med seboj zataknila, spoj pa bi se učvrstil z zategovanjem vijakov. Težav z zasuki sedaj ne bi bilo, spoj bi bil polno nosilen. Vendar je težava, kako te vijake zategniti, saj smo zaradi zaprtih profilov precej omejeni s prostorom. Predvideli smo spoj zunaj območja vozlišč, ki naj nam bi prinesel manjše projektne momente v spoju, prostor za zategovanje vijakov pa bi pridobili z izrezovanjem pasnic (Slika 62).



Slika 62: Spoj z zatikanjem in kasnejšim zategovanjem vijakov ter z izrezovanjem pasnic

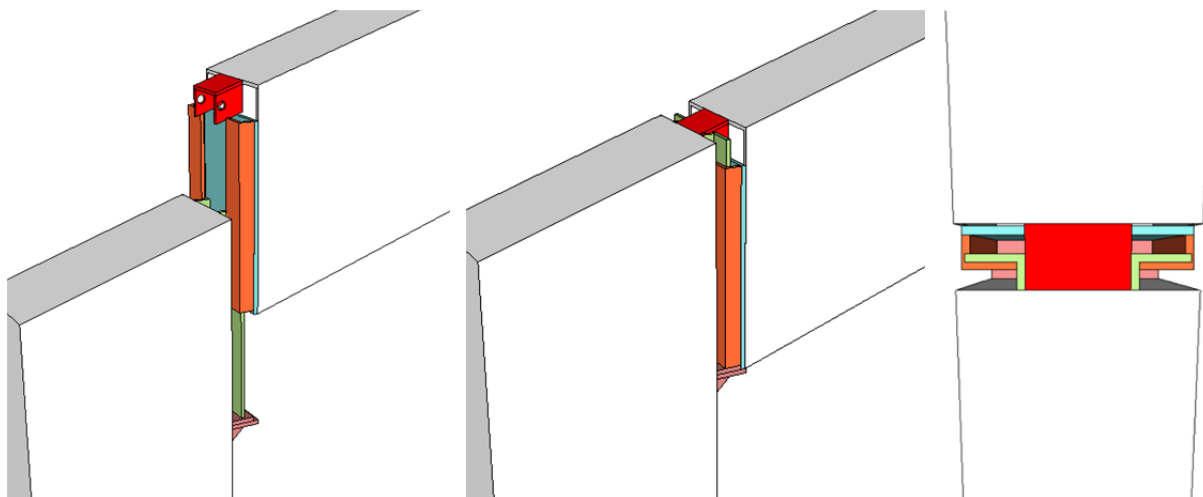
Zaradi velikosti obtežbe z vetrom, ki je precej velika, se momenti zunaj območja vozlišč ne zmanjšajo tako drastično, kot bi se v primeru, če bi bila konstrukcija obremenjena le s snegom in bi imeli ničelne momente dovolj blizu vozlišč. Tudi, če bi zagotovili polno nosilnost spoja, bi težavo predstavljal izrez pasnic, saj oslabljeni prerez ne bi izkazoval zadostne upogibne nosilnosti in bi prišlo do porušitve po prerezu in ne spoju. Takšna varianta bi bila bolj primerna za spoj nosilcev na območju slemena, kjer so momenti manjši, tudi oslabljeni prerez bi sedaj bil zadostno upogibno nosilen. Prednost takšnega spoja so tudi gladke vse zunanje linije profilov, saj bi bil spoj skrit v notranjosti profilov.

Takšnega izrezovanja pasnic si torej ne moremo privoščiti, zato je rešitev, da vijake namestimo zunaj območja profilov, spoj pa je skoraj v celoti enak prejšnjemu. Na stebru je privarjena pločevina, ki ima posebno oblikovane luknje za vijake in matice vijakov, tako da lahko nosilec enostavno zatakne v pločevino na stebru. Tudi nosilec ima na koncu privarjeno čelno pločevino z vrezanimi luknjami za vijake, zaradi lažjega in enostavnejšega zatikanja vijakov pa ima pločevina privarjene tudi matice vijakov, v katere so že delno naviti vijaki (Slika 63 levo). Vijake v sredinsko vrsto (ali več notranjih vrst) lahko vstavimo naknadno, saj je konstrukcija za projektno stanje montaže zadostno stabilna, sredinska vrsta zagotavlja le večjo upogibno nosilnost spoja pri polni obremenitvi ter prevzame strižne sile pri konstrukciji, obremenjeni s srki.



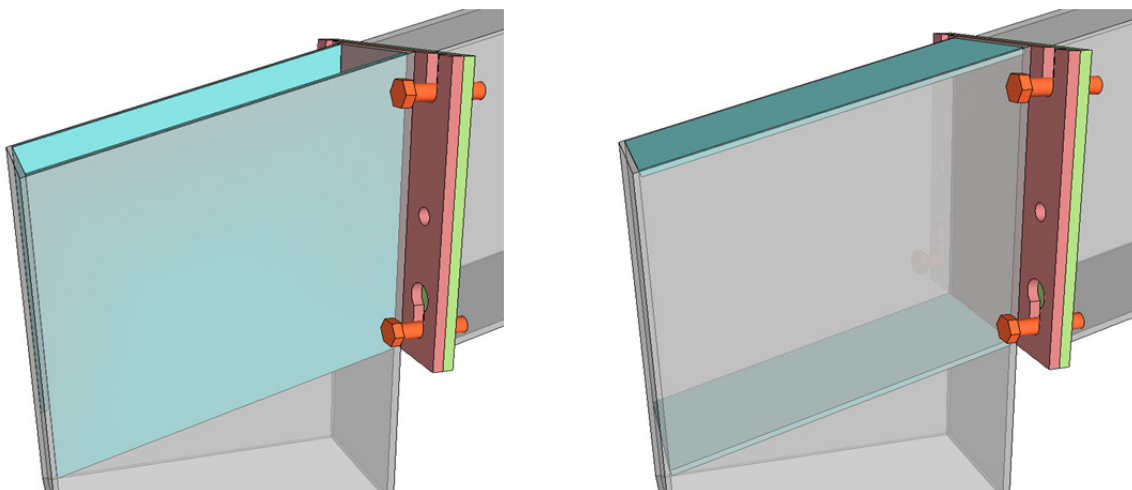
Slika 63: Način spajanja s čelnimi pločevinami in vijaki, ki jih zategnemo

Kot idejo za spoj med stebrom in nosilcem predlagamo tudi spoj z zatikanjem s kotniki. Par kotnikov je privarjen na pasnico stebra (Slika 64: zelena kotnika), drugi par kotnikov pa je preko čelne pločevine privarjen na nosilec (Slika 64: oranžna kotnika). Kotniki morajo biti zaradi boljšega naleganja ostrorobi, za prevzem polne obremenitve pa morajo tudi biti zelo kompaktni, da ne bi prišlo do deformiranja le-teh. Težavo z nasprotnimi momenti in strižno silo, ki dviguje konstrukcijo zaradi srkov vetra, bi lahko rešili s privarjeno pločevino ali U-profilom na pasnico nosilca, ki bi jo z vijakom pritrdili s kotnikoma stebra. S pločevino bi poskrbeli tudi za prenos koncentrirane sile v pasnico nosilca, medtem ko bi na stebri ta ukrep morali rešiti drugače. Za izvedbo spoja tako potrebujemo le en vijak, kotnike pa bi lahko za zagotovitev dobrega stika zapolnili z injekcijsko maso. Čeprav se spoj na prvi pogled zdi za izdelavo zelo zahteven in bi ga bilo potrebno še malce poenostaviti, je velika prednost takšnega spoja zagotovo enostavnost in hitrost montaže. Na to nakazuje tudi dejstvo, da bi lahko podobno rešitev uporabljali tudi proizvajalci aluminijastih konstrukcij (glej: Slika 5: sredina).



Slika 64: Spoj z zatikanjem kotnikov

Težavo bi lahko v nekaterih primerih spojev predstavljal tudi vnos koncentrirane sile v steber, posebej v tistih primerih, kjer imamo stojine manj kompaktne. Stojini stebra moramo v tem primeru dodatno ojačati, kar lahko storimo s privarjenimi pločevinami (Slika 65: levo), ali pa steber ojačamo s pločevinami v horizontalni smeri oz. v smeri pasnic nosilca, ki jih prav tako privarimo na steber (Slika 65: desno).



Slika 65: Pločvine za prevzem vnosa koncentriranih sil

## 6.4 Dimenzioniranje spoja steber – nosilec

### 6.4.1 Uvod

Bolj podrobno bomo računsko analizirali in dimenzionirali le 3 primere predlaganih variant spojev. Vse bomo dimenzionirali na enake notranje sile, in sicer za primer konstrukcije s horizontalno vezjo in z razponom 20 m, rastrom 4 m ter obtežbo snega  $0,75 \text{ kN/m}^2$ . Okvir konstrukcije sestavljajo pravokotni votli profili dimenzij  $100 \times 300 \times 5$  in so iz konstrukcijskega jekla S235. Takšna konstrukcija se je v poglavju 5.9 izkazala za najbolj optimalno oz. za najbolj primerno in to tudi iz razloga, da so notranje sile v spoju veliko manjše kot pri konstrukciji brez horizontalne vezi. Spoje smo dimenzionirali v skladu s standardom SIST EN 1993-1-8:2005 za jeklene konstrukcije in projektiranje spojev.

Merodajne notranje sile za dimenzioniranje spojev znašajo:

$$N_{Ed}(\text{nosilec}) = 105,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$N_{Ed}(\text{steber}) = 61,7 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed}(\text{nosilec}) = 30,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 89,4 \text{ kN}$$

## 6.4.2 Dimenzioniranje spoja s privarjenima notranjima pločevinama in dvema čepoma

Dimenzionirani spoj smo opisali že v poglavju 6.3 (glej: Slika 60), pri dimenzioniranju spoja pa spoj razdelimo na dva dela: na nosilec, kjer spajamo pločevini preko 2 čepov oz. navojnih palic, in steber, na katerega pločevini privarimo. Predmet dimenzioniranja so optimalne velikosti in kvaliteta čepov, debelina pločevin, morebitne ojačitve stojin profilov in velikosti ter dolžine zvarov.

### 6.4.2.1 Dimenzioniranje čepov na nosilcu

Najprej dimenzioniramo nosilec z veznimi sredstvi. Prečna in osna sila se med obema čepoma razporedita enakomerno, upogibni moment pa se razporedi v odvisnosti od oddaljenosti čepa od centra rotacije. Center rotacije je v središču veznih sredstev, čepa pa predpostavimo, da sta na razdalji  $r$ , ki znaša:

$$r = 300 \text{ mm}$$

$$F_{M,1} = F_{M,2} = \frac{M_{Ed}}{r} = \frac{89,4 \text{ kNm}}{0,3 \text{ m}} = 298,0 \text{ kN}$$

$$F_{V,1} = F_{V,2} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{30,3 \text{ kN}}{2} = 15,2 \text{ kN}$$

$$F_{N,1} = F_{N,2} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{105,0 \text{ kN}}{2} = 52,5 \text{ kN}$$

Komponente med seboj vektorsko seštejemo, največjo silo pa dobimo v čepu, kjer se strižna sila in sila na čep zaradi momenta seštejeta. Največja sila na čep znaša:

$$F_{max} = \sqrt{(F_{M,1} + F_{V,1})^2 + F_{N,1}^2} = \sqrt{(298,0 \text{ kN} + 15,2 \text{ kN})^2 + (52,5 \text{ kN})^2} = 317,6 \text{ kN}$$

Izberemo si čep s premerom  $d = 40 \text{ mm}$  in iz jekla kvalitete S355. Najprej preverimo strižno nosilnost čepa.

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{max}}{2} = \frac{317,6 \text{ kN}}{2} = 158,8 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}}$$

$$= \frac{0,6 \cdot \frac{\pi \cdot (4 \text{ cm})^2}{4} \cdot 49 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 295,6 \text{ kN}$$

kjer je:

$f_{up}$  natezna trdnost čepa

Nato preverimo nosilnost na bočni pritisk za pločevino in čep.

$$F_{b,Ed} = \frac{F_{max}}{2} \leq F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot d \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow t \geq \frac{F_{max} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot 1,5 \cdot d \cdot f_y}$$

$$t \geq \frac{317,6 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 1,5 \cdot 4 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2} = 1,13 \text{ cm}$$

kjer je:

$f_y$  manjša od napetosti tečenja za čep oziroma priključeni element

Ustrezna debelina pločevine, ki še zagotavlja ustrezno nosilnost na bočni pritisk znaša vsaj 12 mm. Tako določimo:

$$t = \min(t_w + t_{oj}; t_p) = 12 \text{ mm}$$

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

$$t_{oj} = 7 \text{ mm oziroma } t_{oj} = 8 \text{ mm}$$

$$t_p = 12 \text{ mm}$$

kjer so:

$t_w$  debelina stojine izbranega profila

$t_{oj}$  debelina pločevine za ojačitev stojine profila

$t_p$  debelina notranje vezne pločevine

Preverimo še upogibno nosilnost čepa:

$$M_{Ed,max} = \frac{F_{max}}{2} \cdot t = \frac{317,6 \text{ kN}}{2} \cdot 1,2 \text{ cm} = 190,6 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = \frac{1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} =$$

$$= \frac{1,5 \cdot \frac{\pi \cdot d^3}{32} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \cdot \frac{\pi \cdot (4 \text{ cm})^3}{32} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 334,6 \text{ kNcm}$$

kjer je:

$f_{yp}$     napetost tečenja čepa

Pri istočasnem delovanju upogibnega momenta in striga v čepu more biti izpolnjen pogoj:

$$\left[ \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 = \left[ \frac{95,3 \text{ kNcm}}{334,6 \text{ kNcm}} \right]^2 + \left[ \frac{158,8 \text{ kN}}{295,6 \text{ kN}} \right]^2 = 0,37 \leq 1,0$$

$$M_{Ed,1} = \frac{F_{max}}{4} \cdot t = \frac{317,6 \text{ kN}}{4} \cdot 1,2 \text{ cm} = 95,3 \text{ kNcm}$$

V kolikor je v konstrukciji predvideno, da bo čep zamenljiv, je potrebno pri dimenzioniranju spoja s čepom izpolniti dodatne pogoje. Zaradi omejitve kontaktnih tlakov med čepom in pločevino (Hertzove napetosti), bi bilo potrebno debelino vijaka precej povečati, ali pa povečati razmik med čepoma in tako zmanjšati sile na posamezen čep, saj so kontaktni tlaki sedaj preveliki.

#### 6.4.2.2 Dimenzioniranje zvarov na stebri

Tudi pri dimenzioniranju zvarov moramo najprej določiti mehanizem prenosa obtežbe na zware in določiti največjo napetost v zvarih, ki ne sme prekoračiti projektne strižne nosilnosti kotnega zvara. V spoju imamo 4 zware, s katerimi paroma privarimo vezni pločevini na notranjo stran stojine stebra. Center rotacije je v središču zvarov, ki so oddaljeni na razdalji  $r$ , ki je enaka debelini vezne pločevine in znaša:

$$r = b_p = 200 \text{ mm}$$

$$F_{M,II,zvar} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot r} = \frac{89,4 \text{ kNm}}{2 \cdot 0,2 \text{ m}} = 223,5 \text{ kN}$$

$$F_{N,II,zvar} = \frac{N_{Ed}}{n_{zvarov}} = \frac{61,7 \text{ kN}}{4} = 15,4 \text{ kN}$$

$$F_{II,zvar} = F_{M,II,zvar} + F_{N,II,zvar} = 223,5 \text{ kN} + 15,4 \text{ kN} = 238,9 \text{ kN}$$

$$\tau_{II} = \frac{F_{II,zvar}}{a \cdot l_{zv}} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \rightarrow l_{zv} \geq \frac{F_{II,zvar} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{a \cdot f_u}$$

$$\beta_w(\text{jeklo S235}) = 0,8$$

Dolžino zvarov določimo za 2 različni debelini zvarov, saj smo zaradi varjenja v notranjosti votlih profilov precej omejeni s prostorom, t.j. dolžina zvarov ne sme biti prevelika



**1. primer:** zvar  $a = 5 \text{ mm}$ , pločevina  $t = 12 \text{ mm}$ :

$$3 \text{ mm} \leq a = 5 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t = 0,7 \cdot 12 \text{ mm} = 8,4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} \geq \frac{F_{II,zvar} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{a \cdot f_u} = \frac{238,9 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{0,5 \text{ cm} \cdot 36 \text{ kN/cm}^2} = 23,0 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_{zv} = 250 \text{ mm}$$

**2. primer:** zvar  $a = 8 \text{ mm}$ , pločevina  $t = 12 \text{ mm}$ :

$$3 \text{ mm} \leq a = 8 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t = 0,7 \cdot 12 \text{ mm} = 8,4 \text{ mm}$$

$$l_{zv} \geq \frac{F_{II,zvar} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{a \cdot f_u} = \frac{238,9 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{0,8 \text{ cm} \cdot 36 \text{ kN/cm}^2} = 14,4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_{zv} = 150 \text{ mm}$$

Tudi z večjimi dimenzijami zvarov so dolžine zvarov glede na omejenost s prostorom v notranjosti pravokotnih votlih profilov verjetno vseeno prevelike. V takšnem primeru bi bilo bolje izvesti spoj brez varjenja in sicer tako, da bi se vezni pločevini pritrdili z dvema čepoma na profil stebra že tekom izdelave elementov konstrukcije in to na enak način, kot se pritruje nosilec tekom montaže objekta.

**Ustrezno dimenzioniran spoj:**

– 2 čepa:

$$d = 40 \text{ mm}$$

*jeklo S355*

– pločevine:

$$t_p = 12 \text{ mm}$$

$$t_{oj} = 12 \text{ mm}$$

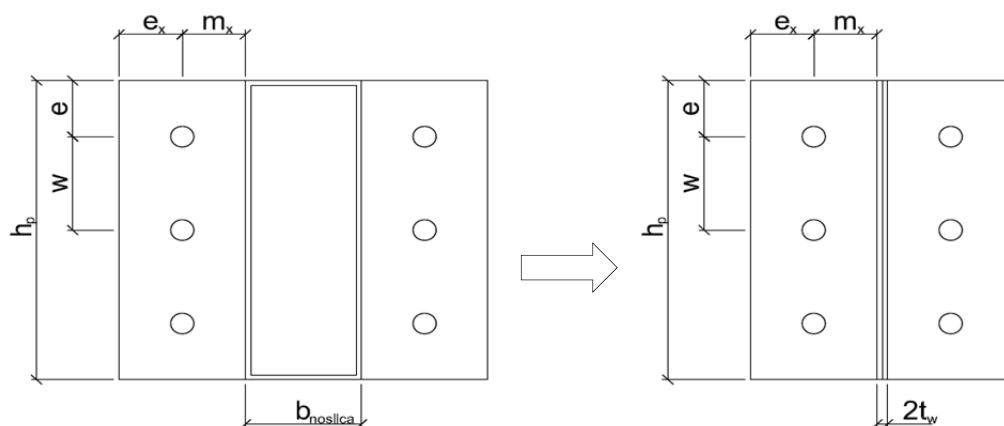
– zvari:

$$l_{zv}(a = 5 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

$$l_{zv}(a = 8 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

### 6.4.3 Dimenzioniranje spoja z vijaki preko čelnih pločevin

Zaradi poenostavitve primera predpostavimo, da gre za običajne luknje za vijake in da te luknje niso dodatno oslABLJENE kot to velja za naš primer (glej: Slika 63). Poenostavitev upoštevamo pri računu tako, da za merodajno porušitev spoja določimo porušitev po vijaku in ne na način polne plastifikacije pločevin. Takšna porušitev sicer ni duktilna, vendar imamo spoj polno nosilen, tako da do porušitve ne sme priti. Da smo z dimenzioniranjem zares na varni strani in da ne bi bilo slučajno težav zaradi povečanih dejanskih izrezov za vijake, dimenzionirano debelino pločevine še dodatno povečamo.



Slika 66: Predpostavljena geometrija in pozicija lukenj za vijake na čelni pločevini za določitev plastičnih linij

Pozicijo lukenj si izberemo in predpostavimo, da velja:

$$h_p = \frac{h_{nosilca}}{\cos 18^\circ} = \frac{300 \text{ mm}}{\cos 18^\circ} \cong 320 \text{ mm}$$

$$e_x = m_x = e = 40 \text{ mm}$$

$$n = e = 40 \text{ mm} \leq 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 40 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$w = \frac{h_p}{2} - e = \frac{320 \text{ mm}}{2} - 40 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

Iz pogoja, da mora biti nosilnost spoja večja od projektne obremenitve, določimo največjo silo v zgornji vrsti vijakov in pri tem predpostavimo, da upogibni moment prevzmeta zgornja in srednja vrsta vijakov v odvisnosti od ročice posamezne vrste.

$$F_{t,Rd,potr,max} \geq \frac{M_{Ed} \cdot r_{zg}}{r_{sr}^2 + r_{zg}^2} = \frac{89,4 \text{ kNm} \cdot 0,28 \text{ m}}{0,16^2 \text{ m}^2 + 0,28^2 \text{ m}^2} = 240,7 \text{ kN}$$

$$r_{zg} = h_p - e = 32 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

$$r_{sr} = \frac{h_p}{2} = \frac{32 \text{ cm}}{2} = 16 \text{ cm}$$

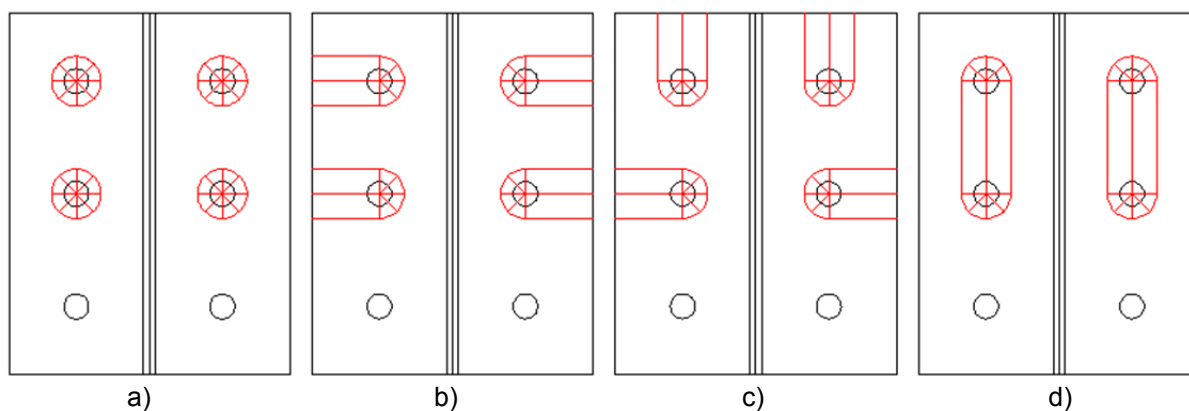
$$F_{t,Rd} = \sum_{i=1}^2 F_{t,Rd,i} = 2 \cdot F_{t,Rd,vijaka} \rightarrow F_{t,Rd,vijaka} \geq \frac{F_{t,Rd}}{2} = \frac{240,7 \text{ kN}}{2} = 120,3 \text{ kN}$$

Iz pogoja natezne nosilnosti vijaka določimo potreben prerez vijaka. Kvaliteto vijaka izberemo 8.8.

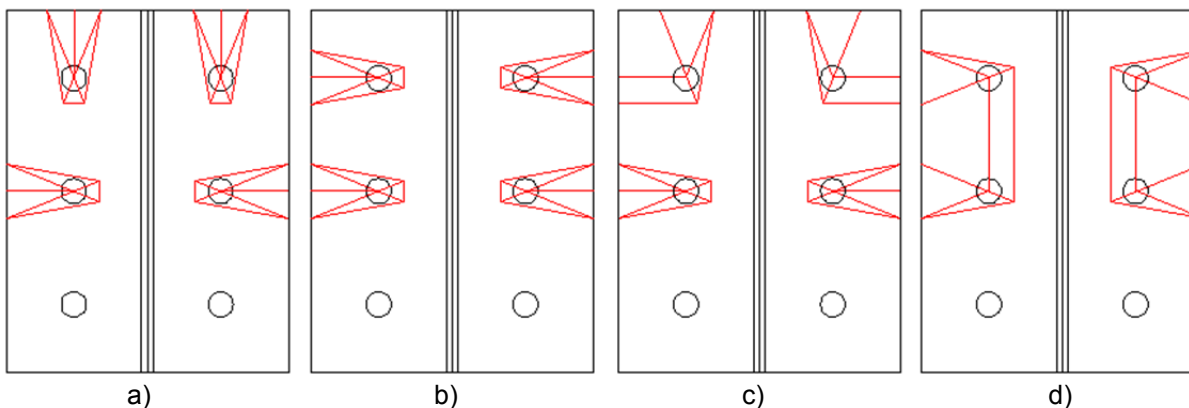
$$F_{t,Rd,vijaka} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{t,Rd,vijaka} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_{ub}} = \frac{120,3 \text{ kN} \cdot 1,25}{0,9 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2} = 2,09 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{izberemo vijake M20 8.8} \rightarrow F_{t,Rd,vijaka} = 141,1 \text{ kN}$$

Nadaljujemo z določanjem projektne nosilnosti čelne pločevine. Sodelujoče dolžine določimo za posamezno vrsto vijakov in za vrsto vijakov kot del skupine vijakov. Upoštevamo le zgornji dve vrsti vijakov, saj je spodnja obremenjena z minimalno natezno silo. Ločimo krožne in poligonalne plastične linije z različnimi vrstami možnih plastifikacij in porušitev čelne pločevine (Slika 67 in Slika 68), tako da upoštevamo najmanjše izmed vseh vrednosti.



Slika 67: Sodelujoče dolžine pri čelni pločevini - krožne oblike:  $l_{eff,cp}$



Slika 68: Sodelujoče dolžine pri čelni pločevini - poligonalne oblike:  $l_{eff,nc}$

**Sodelujoče dolžine za posamezno vrsto vijakov:**

$$l_{eff,cp,a} = 2 \cdot (2 \cdot \pi \cdot m_x) = 2 \cdot (2 \cdot \pi \cdot 40 \text{ mm}) = 503 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp,b} = 2 \cdot (\pi \cdot m_x + 2 \cdot e_x) = 2 \cdot (\pi \cdot 40 \text{ mm} + 2 \cdot 40 \text{ mm}) = 411 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp,c} = (\pi \cdot m_x + 2 \cdot e) + (\pi \cdot m_x + 2 \cdot e_x) = 2 \cdot (\pi \cdot 40 \text{ mm} + 2 \cdot 40 \text{ mm}) = 411 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,cp} = \min(l_{eff,cp,a}; l_{eff,cp,b}; l_{eff,cp,c}) = 411 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,a} = 2 \cdot (4 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + 0,625 \cdot e) = 2 \cdot (4 \cdot 40 \text{ mm} + 2 \cdot 0,625 \cdot 40 \text{ mm}) =$$

$$= 420 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,b} = 2 \cdot (4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x) = 2 \cdot (4 \cdot 40 \text{ mm} + 1,25 \cdot 40 \text{ mm}) = 420 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,c} = 2 \cdot (2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x) + (2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e + e) =$$

$$= 2 \cdot (2 \cdot 40 \text{ mm} + 0,625 \cdot 40 \text{ mm}) + (2 \cdot 40 \text{ mm} + 1,625 \cdot 40 \text{ mm}) = 355 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,nc} = \min(l_{eff,nc,a}; l_{eff,nc,b}; l_{eff,nc,c}) = 355 \text{ mm}$$

*Op.: sodelujoče dolžine za posamezno vrsto vijakov množimo s faktorjem 2, saj imamo 2 natezno obremenjeni vrsti vijakov.*

**Sodelujoče dolžine za skupino vrst vijakov:**

$$l_{eff,cp,d} = 2 \cdot (\pi \cdot m_x + w) = 2 \cdot (\pi \cdot 40 \text{ mm} + 120 \text{ mm}) = 491 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,d} = 2 \cdot (2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e + 0,5 \cdot w) =$$

$$= 2 \cdot (2 \cdot 40 \text{ mm} + 0,625 \cdot 40 \text{ mm} + 0,5 \cdot 120 \text{ mm}) = 330 \text{ mm}$$

Merodajna je porušitev po skupini vrst vijakov, saj je sodelujoča dolžina tu najmanjša. Sodelujoča dolžina je tako enaka:

$$1. \text{ način: } l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 330 \text{ mm} \leq l_{eff,cp} = 491 \text{ mm}$$

$$2. \text{ način: } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 330 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,1} = l_{eff,2} = 330 \text{ mm}$$

Načini porušitve spoja so trije, in sicer polna plastifikacija čelne pločevine ( $F_{t,Rd,1}$ ), delna plastifikacija pločevine s poružitvijo vijakov ( $F_{t,Rd,2}$ ) ter poružitev vijakov ( $F_{t,Rd,3}$ ). Izbran porušni mehanizem za dimenzioniranje celotnega spoja je tretji, zato iz tega pogoja izračunamo potrebno debelino pločevine.

$$F_{t,Rd,3} = \sum_{i=1}^4 F_{t,Rd,i} = 4 \cdot F_{t,Rd,vijaka} = 4 \cdot 141,1 \text{ kN} = 564,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = 564,4 \text{ kN} \geq F_{t,Rd,1} = \frac{4 \cdot M_{pl}}{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{pl,1} \geq \frac{m \cdot F_{t,Rd,3}}{4} = \frac{4 \text{ cm} \cdot 564,4 \text{ kN}}{4} = 564,4 \text{ kNcm}$$

$$F_{t,Rd,3} = 564,4 \text{ kN} \geq F_{t,Rd,2} = \frac{2 \cdot M_{pl} + n \cdot \sum_{i=1}^4 F_{t,Rd,i}}{m + n} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{pl,2} \geq \frac{(m + n) \cdot F_{t,Rd,3} - n \cdot \sum_{i=1}^4 F_{t,Rd,i}}{2} =$$

$$= \frac{(4 \text{ cm} + 4 \text{ cm}) \cdot 564,4 \text{ kN} - 4 \text{ cm} \cdot 564,4 \text{ kN}}{2} = 1128,8 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl} = \frac{l_{eff} \cdot t_p^2}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq \max(M_{pl,1}; M_{pl,2}) = 1128,8 \text{ kNcm} \rightarrow$$

$$\rightarrow t_p \geq \sqrt{\frac{1128,8 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot \gamma_{M0}}{l_{eff} \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{1128,8 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot 1,0}{33 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}} = 2,41 \text{ cm} = 24,1 \text{ mm}$$

Potrebna debelina pločevine je torej  $t_p = 25 \text{ mm}$  za izbrano kvaliteto jekla S235, v spoju uporabimo 6 vijakov M20 kvalitete 8.8. V primeru, da je pločevina kvalitete jekla S355, je debelina pločevine ustrezno manjša in znaša najmanj:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{1128,8 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot 1,0}{33 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}} = 1,96 \text{ cm} = 19,6 \text{ mm}$$

Kot smo zapisali že uvodoma, da smo z dimenzioniranjem na varni strani, če debelino čelnih pločevin povečamo in s tem upoštevamo dodatno povečane izreze za luknje vijaka.

Vijake preverimo še na prestrig skozi navoje stebela vijaka:

$$F_{v,Ed,vijaka} = \frac{V_{Ed}}{n_{vijakov}} = \frac{30,3 \text{ kN}}{2} = 15,2 \text{ kN} \leq$$

$$\leq F_{v,Rd,vijaka} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,45 \text{ cm}^2}{1,25} = 94,1 \text{ kN}$$

Op.: število vijakov za prevzem strižne sile smo privzeli, da je enako 2, saj strižno silo pri srku vetra zaradi oblike izrezov lukenj prevzame le srednja vrsta vijakov, torej 2 vijaka.

Na enako velikost strižne sile preverimo tudi nosilnost pločevine iz jekla S235 na bočni pritisk:

$$F_{v,Ed,vijaka} = 15,2 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$= \frac{2,5 \cdot 0,61 \cdot 36 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,0 \text{ cm} \cdot 2,5 \text{ cm}}{1,25} = 219,6 \text{ kN}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{3d_0} = \frac{40 \text{ mm}}{3 \cdot 22 \text{ mm}} = 0,61 \\ \frac{w}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{120 \text{ mm}}{3 \cdot 22 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 1,57 = 0,61 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{36 \text{ kN/cm}^2} = 2,22 \\ 1,0 \end{array} \right.$$

$$k_1 = 2,8 \frac{e_x}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} - 1,7 = 3,39 \leq 2,5$$

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

**Ustrezno dimenzioniran spoj:**

– 6 vijakov:

M20 8.8

– pločevine:

$t_p(\text{jeklo S235}) = 25 \text{ mm}$

$t_p(\text{jeklo S355}) = 20 \text{ mm}$

#### 6.4.4 Dimenzioniranje spoja z zatikanjem privarjenih čepov v 2 pločevini

Izhajamo iz spoja, ki smo ga opisali v poglavju 6.3 (glej: Slika 61), spoj pa bomo dimenzionirali na ničelno geometrijsko toleranco in z upoštevanjem nekaterih poenostavitev. Tudi v tem primeru predpostavimo, da gre za običajne luknje za vijake in da te luknje niso dodatno oslABLJENE in enako kot smo to storili v 6.4.3 tudi tu za merodajni porušni mehanizem določimo porušitev po vijakih.

Pločevini za zatikanje čepov, ki sta privarjeni na pasnico stebra, imata največjo širino določeno in je ta enaka širini profila stebra. S prostorom za razpored lukenj vijakov smo zato omejeni in ob zahtevi, da morata biti v posamezni vrsti vijakov 2 vijaka, ne zadostimo zahtevam po najmanjših dovoljenih razdaljah med vijaki, ampak so te razdalje precej manjše. Pri določanju razdalj oz. odmikov lukenj od sten profila moramo upoštevati še redukcije zaradi kotnih zvarov za privaritev pločevin na steber in tako velja:

$$h_p = \frac{h_{nosilca}}{\cos 18^\circ} = \frac{300 \text{ mm}}{\cos 18^\circ} \cong 320 \text{ mm}$$

$$e = m = 20 \text{ mm}$$

$$m_x = 40 \text{ mm}$$

$$n = e = 20 \text{ mm} \leq 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

$$w = 40 \text{ mm}$$

$$b_p = b_{stebra} - 20 \text{ mm} = 100 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

Določimo največjo silo v zgornji vrsti vijakov in pri tem predpostavimo, da upogibni moment prevzameta le zgornja vrsta vijakov.

$$M_{Ed} = 89,4 \text{ kNm} \leq F_{t,Rd} \cdot r \rightarrow F_{t,Rd,potr} \geq \frac{M_{Ed}}{r} = \frac{89,4 \text{ kNm}}{0,28 \text{ m}} = 319,3 \text{ kN}$$

$$r_{zg} = h_p - m_x = 32 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

$$F_{t,Rd} = \sum_{i=1}^2 F_{t,Rd,i} = 2 \cdot F_{t,Rd,vijaka} \rightarrow F_{t,Rd,vijaka} \geq \frac{F_{t,Rd,potr}}{2} = \frac{319,3 \text{ kN}}{2} = 159,6 \text{ kN}$$

Iz pogoja natezne nosilnosti vijaka določimo potreben prerez vijaka. Kvaliteto vijaka izberemo 8.8.

$$F_{t,Rd,vijaka} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{t,Rd,vijaka} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_{ub}} = \frac{159,6 \text{ kN} \cdot 1,25}{0,9 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2} = 2,77 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{izberemo vijake M22 8.8} \rightarrow F_{t,Rd,vijaka} = 159,6 \text{ kN}$$

Podobno kot v prejšnjem primeru dimenzioniranja spoja tudi tu določimo sodelujoče dolžine pri plastifikaciji čelne dolžine in upoštevamo krožne in poligonalne oblike sodelujočih dolžin.

$$l_{eff,cp,a} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot \pi \cdot 20 \text{ mm} = 126 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp,b} = \pi \cdot m + w = \pi \cdot 20 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 103 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp,c} = \pi \cdot m + m_x = \pi \cdot 20 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 103 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,cp} = \min(l_{eff,cp,a}; l_{eff,cp,b}; l_{eff,cp,c}) = 103 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,a} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e = 4 \cdot 20 \text{ mm} + 1,25 \cdot 20 \text{ mm} = 105 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,b} = 2 \cdot m + 0,625 \cdot e + 0,5 \cdot w = 2 \cdot 20 \text{ mm} + 0,625 \cdot 20 \text{ mm} + 0,5 \cdot 40 \text{ mm} =$$

$$= 73 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc,c} = 0,5 \cdot b_p = 0,5 \cdot 80 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,nc} = \min(l_{eff,nc,a}; l_{eff,nc,b}; l_{eff,nc,c}) = 40 \text{ mm}$$

Sodelujoča dolžina je enaka:

$$1. \text{ način: } l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 40 \text{ mm} \leq l_{eff,cp} = 103 \text{ mm}$$

$$2. \text{ način: } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 40 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,1} = l_{eff,2} = 40 \text{ mm}$$

Tudi tukaj spoj dimenzioniramo za mehanizem porušitve po vijakih.

$$F_{t,Rd,3} = \sum_{i=1}^2 F_{t,Rd,i} = 2 \cdot F_{t,Rd,vijaka} = 2 \cdot 174,5 \text{ kN} = 349,0 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = 349,0 \text{ kN} \geq F_{t,Rd,1} = \frac{4 \cdot M_{pl}}{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{pl,1} \geq \frac{m \cdot F_{t,Rd,3}}{4} = \frac{2 \text{ cm} \cdot 349,0 \text{ kN}}{4} = 174,5 \text{ kNcm}$$



$$F_{t,Rd,3} = 349,0 \text{ kN} \geq F_{t,Rd,2} = \frac{2 \cdot M_{pl} + n \cdot \sum_{i=1}^2 F_{t,Rd,i}}{m + n} \rightarrow$$
$$\rightarrow M_{pl,2} \geq \frac{(m + n) \cdot F_{t,Rd,3} - n \cdot \sum_{i=1}^2 F_{t,Rd,i}}{2} =$$
$$= \frac{(2 \text{ cm} + 2 \text{ cm}) \cdot 349,0 \text{ kN} - 2 \text{ cm} \cdot 349,0 \text{ kN}}{2} = 349,0 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl} = \frac{l_{eff} \cdot t_p^2}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq \max(M_{pl,1}; M_{pl,1}) = 349,0 \text{ kNcm} \rightarrow$$

$$\rightarrow t_p \geq \sqrt{\frac{349,0 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot \gamma_{M0}}{l_{eff} \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{349,0 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot 1,0}{4,0 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}} = 3,85 \text{ cm} = 38,5 \text{ mm}$$

V primeru, da uporabimo pločevini iz kvalitete jekla S355, debelina pločevin znaša:

$$\rightarrow t_p \geq \sqrt{\frac{349,0 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot \gamma_{M0}}{l_{eff} \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{349,0 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot 1,0}{4,0 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}} = 3,14 \text{ cm} = 31,4 \text{ mm}$$

#### **Ustrezno dimenzioniran spoj:**

- 4 privarjeni vijaki:

M22 8.8

- pločevine:

$t_p(\text{jeklo S235}) = 40 \text{ mm}$

$t_p(\text{jeklo S355}) = 35 \text{ mm}$

Zaradi izrezov pločevin za zatikanje vijakov spoj ni sposoben prevzeti strižne sile, ki nastane ob srku vetra in dvigovanju konstrukcije. Prav tako se poraja vprašanje, ali bo spoj zadostno nosilen tudi v primeru nasprotne smeri momenta, ki prav tako nastane ob srkih vetra. Tega le z ničelno tolerance ne moremo zagotoviti, zato moramo spoj dodatno ojačati z vijaki in stranskimi pločevinami.

Težava pri takšni varianti spoja so tudi razmiki med luknjami vijakov, ki so ob velikosti vijaka M22 absolutno premajhni. Težava pri tem niso le luknje, ampak tudi zasuki izven ravnine okvirja, ki lahko nastanejo, če so vijaki v vrsti preveč skupaj. Zaradi vseh naštetih težav ugotavljamo, da takšna varianta spoja ni ustrezna. Takšen spoj bi se morebiti lahko uporabilo

le pri konstrukcijah, kjer so širine profilov večje, s tem se zagotovijo zadostni razmiki med luknjami vijakov, obremenitve pa ostanejo enake, problem ojačitve spoja s pločevinami in prevzemom obtežbe med vijaki pa bi bilo potrebno rešiti s podrobnim modeliranjem spoja, ali pa z dejanskimi testi takšnega spoja. Računsko polne nosilnosti takšne variante spoja ne moremo dokazati.

## 6.5 Dimenzioniranje spojev nosilec – nosilec

### 6.5.1 Uvod

Dimenzioniramo tudi spoj dveh nosilcev. Taka spoja imamo na enem okviru dva, saj spoja ne izvedemo na slemenu, ampak na področju, kjer so momenti skoraj ničelni. Slemenski kos je namreč tudi zaradi pomembnosti gladkih zunanjih linij objekta in natančnosti izdelave varjen v delavnici. Dimenzioniramo le spoj z dvema vijakoma in privarjeno pločevino ter spoj z več vijaki in čelnimi pločevinami. Notranje sile, na katere dimenzioniramo spoje nosilec – nosilec za konstrukcijo razpona 20 m, rastra 4 m, obremenitve s snegom  $0,75 \text{ kN/m}^2$  in s horizontalno vezjo, so enake:

$$N_{Ed} = 105,0 \text{ kN (tlak)}$$

$$V_{Ed} = 30,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 44,7 \text{ kN}$$

*Op.: vrednost momenta ni enaka 0, ampak jo predpostavimo, da je enaka polovici največjega momenta v konstrukciji in smo tako na varni strani, konstrukciji pa povečamo robustnost. Vrednosti ostalih notranjih sil sta enaki kot za spoj steber – nosilec.*

### 6.5.2 Dimenzioniranje spoja s privarjenima notranjima pločevinama in dvema čepoma

Postopek dimenzioniranja je identičen kot pri spoju steber – nosilec, enaka je tudi geometrija spoja, saj smo predpostavili enake dimenzije čepov v vijačenem delu spoja in tako spremenile le debeline veznih pločevin in pločevin za ojačitev stojin profila.

#### 6.5.2.1 Dimenzioniranje čepov na nosilcu

Tudi tu se prečna in osna sila med obema čepoma razporedita enakomerno, upogibni moment pa se razporedi v odvisnosti od oddaljenosti čepa od centra rotacije. Razdaljo med čepoma  $r$  zaradi ohranimo in znaša:

$$r = 300 \text{ mm}$$

$$F_{M,1} = F_{M,2} = \frac{M_{Ed}}{r} = \frac{44,7 \text{ kNm}}{0,3 \text{ m}} = 149,0 \text{ kN}$$

$$F_{V,1} = F_{V,2} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{30,3 \text{ kN}}{2} = 15,2 \text{ kN}$$

$$F_{N,1} = F_{N,2} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{105,0 \text{ kN}}{2} = 52,5 \text{ kN}$$

$$F_{max} = \sqrt{(F_{M,1} + F_{V,1})^2 + F_{N,1}^2} = \sqrt{(149,0 \text{ kN} + 15,2 \text{ kN})^2 + (52,5 \text{ kN})^2} = 172,4 \text{ kN}$$

Izberemo si čep s premerom  $d = 40 \text{ mm}$  in iz jekla kvalitete S355. Najprej preverimo strižno nosilnost čepa.

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{max}}{2} = \frac{172,4 \text{ kN}}{2} = 86,2 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}}$$
$$= \frac{0,6 \cdot \frac{\pi \cdot (4 \text{ cm})^2}{4} \cdot 49 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 295,6 \text{ kN}$$

kjer je:

$f_{up}$  natezna trdnost čepa

Nato preverimo nosilnost na bočni pritisk za pločevino in čep.

$$F_{b,Ed} = \frac{F_{max}}{2} \leq F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot d \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow t \geq \frac{F_{max} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot 1,5 \cdot d \cdot f_y}$$

$$t \geq \frac{172,4 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 1,5 \cdot 4 \text{ cm} \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,61 \text{ cm}$$

kjer je:

$f_y$  manjša od napetosti tečenja za čep oziroma priključeni element

Ustrezna debelina pločevine, ki še zagotavlja ustrezno nosilnost na bočni pritisk znaša vsaj 8 mm. Tako določimo:

$$t = \min(t_w + t_{oj}; t_p) = 8 \text{ mm}$$

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

$$t_{oj} = 3 \text{ mm oziroma } t_{oj} = 5 \text{ mm}$$

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

Preverimo še upogibno nosilnost čepa:

$$M_{Ed,max} = \frac{F_{max}}{2} \cdot t = \frac{172,4 \text{ kN}}{2} \cdot 0,8 \text{ cm} = 69,0 \text{ kNcm} \leq M_{Rd} = \frac{1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} =$$

$$= \frac{1,5 \cdot \frac{\pi \cdot d^3}{32} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \cdot \frac{\pi \cdot (4 \text{ cm})^3}{32} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 334,6 \text{ kNcm}$$

kjer je:

$f_{yp}$     napetost tečenja čepa

Pri istočasnem delovanju upogibnega momenta in striga v čepu more biti izpolnjen pogoj:

$$\left[ \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 = \left[ \frac{34,5 \text{ kNcm}}{334,6 \text{ kNcm}} \right]^2 + \left[ \frac{86,2 \text{ kN}}{295,6 \text{ kN}} \right]^2 = 0,10 \leq 1,0$$

$$M_{Ed,1} = \frac{F_{max}}{4} \cdot t = \frac{172,4 \text{ kN}}{4} \cdot 0,8 \text{ cm} = 34,5 \text{ kNcm}$$

### 6.5.2.2 Dimenzioniranje zvarov na stebri

Po enakem postopku kot pri dimenzioniranju enakega spoja steber – nosilec, dimenzioniramo tudi ta spoj.

$$r = b_p = 200 \text{ mm}$$

$$F_{M,II,zvar} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot r} = \frac{44,7 \text{ kNm}}{2 \cdot 0,2 \text{ m}} = 111,8 \text{ kN}$$

$$F_{N,II,zvar} = \frac{N_{Ed}}{n_{zvarov}} = \frac{105,0 \text{ kN}}{4} = 26,3 \text{ kN}$$

$$F_{II,zvar} = F_{M,II,zvar} + F_{N,II,zvar} = 111,8 \text{ kN} + 26,3 \text{ kN} = 138,1 \text{ kN}$$

$$\tau_{II} = \frac{F_{II,zvar}}{a \cdot l_{zv}} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \rightarrow l_{zv} \geq \frac{F_{II,zvar} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{a \cdot f_u}$$

$$\beta_w(\text{jeklo S235}) = 0,8$$

V tem primeru vzamemo le eno debelino zvara, saj smo omejeni z geometrijskim pogojem debeline kotnega zvara.

$$3 \text{ mm} \leq a = 5 \text{ mm} \leq 0,7 \cdot t = 0,7 \cdot 8 \text{ mm} = 5,6 \text{ mm}$$

$$l_{zv} \geq \frac{F_{II,zvar} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{a \cdot f_u} = \frac{138,1 \text{ kN} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{0,5 \text{ cm} \cdot 36 \text{ kN/cm}^2} = 13,3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_{zv} = 150 \text{ mm}$$

Tudi tukaj bi zaradi dolžine zvarov in pomanjkanja prostora bila bolj primerna simetrična varianta vijachenega spoja s čepi.

#### **Ustrezno dimenzioniran spoj:**

- 2 čepa:

$$d = 40 \text{ mm}$$

jeklo S355

- pločevine:

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

$$t_{oj} = 5 \text{ mm}$$

- zvari:

$$l_{zv}(a = 5 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

#### **6.5.3 Dimenzioniranje spoja z vijaki preko čelnih pločevin**

Spoj dimenzioniramo po identičnih principih kot enak spoj med stebrom in nosilcem, enake so pozicije lukenj in sodelujoče dolžine pri plastifikaciji čelne pločevine, zato računa ne ponavljamo. Predmet dimenzioniranja sta tako le debelina čelnih pločevin in dimenzija vijakov.

$$F_{t,Rd,potr,max} \geq \frac{M_{Ed} \cdot r_{zg}}{r_{sr}^2 + r_{zg}^2} = \frac{44,7 \text{ kNm} \cdot 0,28 \text{ m}}{0,16^2 \text{ m}^2 + 0,28^2 \text{ m}^2} = 120,3 \text{ kN}$$

$$r_{zg} = h_p - e = 32 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

$$r_{sr} = \frac{h_p}{2} = \frac{32 \text{ cm}}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$F_{t,Rd} = \sum_{i=1}^2 F_{t,Rd,i} = 2 \cdot F_{t,Rd,vijaka} \rightarrow F_{t,Rd,vijaka} \geq \frac{F_{t,Rd}}{2} = \frac{120,3 \text{ kN}}{2} = 60,2 \text{ kN}$$

Iz pogoja natezne nosilnosti vijaka določimo potreben prerez vijaka. Kvaliteto vijaka izberemo 8.8.

$$F_{t,Rd,vijaka} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{t,Rd,vijaka} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_{ub}} = \frac{60,2 \text{ kN} \cdot 1,25}{0,9 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{izberemo vijake M16 8.8} \rightarrow F_{t,Rd,vijaka} = 90,4 \text{ kN}$$

Sodelujoča dolžina je zaradi enake geometrije spoja enaka kot pri spoju steber – nosilec:

$$1. \text{ način: } l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 330 \text{ mm} \leq l_{eff,cp} = 491 \text{ mm}$$

$$2. \text{ način: } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 330 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{eff,1} = l_{eff,2} = 330 \text{ mm}$$

Izbran porušni mehanizem za dimenzioniranje celotnega spoja je porušitev po vijakih, zato iz tega pogoja izračunamo potrebno debelino pločevine.

$$F_{t,Rd,3} = \sum_{i=1}^4 F_{t,Rd,i} = 4 \cdot F_{t,Rd,vijaka} = 4 \cdot 90,4 \text{ kN} = 361,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,3} = 361,6 \text{ kN} \geq F_{t,Rd,1} = \frac{4 \cdot M_{pl}}{m} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{pl,1} \geq \frac{m \cdot F_{t,Rd,3}}{4} = \frac{4 \text{ cm} \cdot 361,6 \text{ kN}}{4} = 361,6 \text{ kNcm}$$

$$F_{t,Rd,3} = 361,6 \text{ kN} \geq F_{t,Rd,2} = \frac{2 \cdot M_{pl} + n \cdot \sum_{i=1}^4 F_{t,Rd,i}}{m + n} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{pl,2} \geq \frac{(m + n) \cdot F_{t,Rd,3} - n \cdot \sum_{i=1}^4 F_{t,Rd,i}}{2} =$$

$$= \frac{(4 \text{ cm} + 4 \text{ cm}) \cdot 361,6 \text{ kN} - 4 \text{ cm} \cdot 361,6 \text{ kN}}{2} = 723,2 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl} = \frac{l_{eff} \cdot t_p^2}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq \max(M_{pl,1}; M_{p1,1}) = 723,2 \text{ kNcm} \rightarrow$$

$$\rightarrow t_p \geq \sqrt{\frac{723,2 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot \gamma_{M0}}{l_{eff} \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{723,2 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot 1,0}{33 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}} = 1,93 \text{ cm} = 19,3 \text{ mm}$$

Potrebna debelina pločevine je torej  $t_p = 20 \text{ mm}$  za izbrano kvaliteto jekla S235, v spoju uporabimo 6 vijakov M16 kvalitete 8.8. V primeru, da je pločevina kvalitete jekla S355, je debelina pločevine ustrezno manjša in znaša najmanj:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{723,2 \text{ kNcm} \cdot 4 \cdot 1,0}{33 \text{ cm} \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}} = 1,57 \text{ cm} = 15,7 \text{ mm}$$

Kot smo zapisali že uvodoma, da smo z dimenzioniranjem na varni strani, če debelino čelnih pločevin povečamo in s tem upoštevamo dodatno povečane izreze za luknje vijaka.

Vijake preverimo še na prestrig skozi navoje stebila vijaka:

$$F_{v,Ed,vijaka} = \frac{V_{Ed}}{n_{vijakov}} = \frac{30,3 \text{ kN}}{2} = 15,2 \text{ kN} \leq$$

$$\leq F_{v,Rd,vijaka} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,57 \text{ cm}^2}{1,25} = 60,3 \text{ kN}$$

Na enako velikost strižne sile preverimo tudi nosilnost pločevine na bočni pritisk:

$$F_{v,Ed,vijaka} = 15,2 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$= \frac{2,5 \cdot 0,74 \cdot 36 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 2,0 \text{ cm}}{1,25} = 170,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{3d_0} = \frac{40 \text{ mm}}{3 \cdot 18 \text{ mm}} = 0,74 \\ \frac{w}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{120 \text{ mm}}{3 \cdot 18 \text{ mm}} - \frac{1}{4} = 1,97 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{36 \text{ kN/cm}^2} = 2,22 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,74$$

$$k_1 = 2,8 \frac{e_x}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{40 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} - 1,7 = 4,52 \leq 2,5$$

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

**Ustrezno dimenzioniran spoj:**

- 6 vijakov:

M16 8.8

- pločevine:

$t_p(\text{jeklo S235}) = 20 \text{ mm}$

$t_p(\text{jeklo S355}) = 16 \text{ mm}$

**6.6 Vrednotenje in izbira končnih, optimiziranih spojev**

Predloge spojev smo delno ovrednotili že pri opisu posameznega predloga spoja in tako prišli do treh najboljših predlogov spojev, ki smo jih tudi dimenzionirali na izbrani model konstrukcije. Tekom dimenzioniranja smo ugotovili, da sta primerni varianti spoja le dve, zaradi vseh znanih težav spoj s privarjenimi čepi in zatikanjem v privarjeni pločevini izločimo iz končne izbire optimalnih spojev za dane konstrukcije.

Poraba materiala pri obeh spojih je precej odvisna od uvodnih predpostavk, predvsem kako si izberemo pozicijo lukenj za vijake v spoju. Od tega je namreč precej odvisna debelina pločevin, ki k skupni masi spoja prispeva največji delež. V preglednicah (od Preglednica 47 do Preglednica 50) smo izračunali skupne mase pločevin v posameznem spoju.

Preglednica 47: Poraba materiala v spoju s privarjeno pločevino in 2 čepoma

Spoj	Opis	b [mm]	d [mm]	t [mm]	Kosov/okvir	kg
Steber - nosilec	Vezna pločevina - zvari	200	222,5	12	4	16,8
	Vezna pločevina - čepi	200	500	12	4	37,7
	Ojačitvena pločevina	75	75	8	8	2,8
Steber - nosilec	Vezna pločevina - zvari	200	150	8	4	7,5
	Vezna pločevina - čepi	200	500	8	4	25,1
	Ojačitvena pločevina	75	75	5	8	1,8
					Σkg (okvir):	91,7
					Σkg (skupaj):	825,3



Preglednica 48: Poraba materiala v simetričnem spoju s 4 čepi

Spoj	Opis	b [mm]	d [mm]	t [mm]	Kosov/okvir	kg
Steber - nosilec	Vezna pločevina - čepi	200	500	12	8	75,4
	Ojačitvena pločevina	75	75	8	16	5,7
Nosilec - nosilec	Vezna pločevina - čepi	200	500	8	8	50,2
	Ojačitvena pločevina	75	75	5	16	3,5
					Σkg (okvir):	134,8
					Σkg (skupaj):	1213,1

Preglednica 49: Poraba materiala v spoju s privarjenimi čelnimi pločevinami iz jekla S235 in vijaki

Spoj	Opis	b [mm]	d [mm]	t [mm]	Kosov/okvir	kg
Steber - nosilec	Čelna pločevina - S235	260	320	40	4	104,5
Nosilec - nosilec	Čelna pločevina - S235	260	320	20	4	52,2
					Σkg (okvir):	156,7
					Σkg (skupaj):	1410,7

Preglednica 50: Poraba materiala v spoju s privarjenimi čelnimi pločevinami iz jekla S355 in vijaki

Spoj	Opis	b [mm]	d [mm]	t [mm]	Kosov/okvir	kg
Steber - nosilec	Čelna pločevina - S355	260	320	35	4	91,4
Nosilec - nosilec	Čelna pločevina - S355	260	320	16	4	41,8
					Σkg (okvir):	133,2
					Σkg (skupaj):	1199,1

Ugotovimo, da je glede porabe materiala najbolj primerna varianta spoja s privarjeno pločevino in 2 čepoma. Glede na težavnost takšne izvedbe zaradi omejenosti s prostorom, je bolj optimalna uporaba enake simetrične variante spoja, kjer oba elementa vijačimo s po dvema čepoma. V primeru, da hočemo s takšno varianto spoja zagotoviti tudi hitro montažo, je dimenzije pločevin potrebno povečati do takšne mere, da se lahko spajani element konstrukcije začasno nasloni z zgornjo pasnico na privarjeni oz. privijačeni pločevini. S tem se poveča tudi skupna poraba materiala v spoju in boljša je lahko druga rešitev spoja.

Varianta spoja s čelnimi pločevinami in vijaki je glede skupne porabe materiala pri uporabi jekla S355 ugodnejša, vendar je po drugi strani tudi zahtevnejša za izdelavo. Hitro montažo namreč zagotovimo z zatikanjem vijakov v povečane in posebno oblikovane luknje na pločevini, kar podaljša in oteži izdelavo. Ugotavljamo, da je končno oceno glede najbolj optimalnega spoja zelo težko podati, zato podajamo le smernice za nadaljnjo analizo in razvoj še bolj optimalne rešitve spoja.

## 7 ZAKLJUČEK

Tekom diplomske naloge smo se najprej ukvarjali z analizo obstoječih aluminijastih konstrukcij, nato pa smo s spreminjanjem različnih parametrov analizirali še jeklene konstrukcije. Glavna ugotovitev analize aluminijastih konstrukcij je, da je horizontalna vez eden izmed glavnih elementov konstrukcije in brez njih konstrukcije ne bi zagotavljale zadostne nosilnosti in stabilnosti. Le aluminijaste konstrukcije s horizontalno vezjo izkažejo ustrezne izkoriščenosti prerezov in elementov, pri ostalih konstrukcijah pa je nosilnost prekoračena. Vseeno se zavedamo dejstva, da lahko naši rezultati nekoliko odstopajo od dejanskih izkoriščenosti pravih konstrukcij, predvsem iz razloga, da smo karakteristike profilom konstrukcij določili približno in dopuščamo tudi možnost, da so namenski aluminijasti profili dodatno ojačani.

Glavni rezultat analize aluminijastih in jeklenih konstrukcij je podatek o skupni masi konstrukcije na enoto površine, s katerim lahko ocenimo, primerjamo in vrednotimo posamezne modele in izvedbe konstrukcij. Na skupno maso jeklene konstrukcije bistveno vpliva izbira konstrukcijskega jekla. Uporaba jekla S355 da manjše mase konstrukcij, kot če bi uporabili jeklo S235. Povprečno zmanjšanje mase znaša 20 odstotkov in upraviči tudi njegovo višjo ceno ter lahko pridemo do zaključka, da se uporaba bolj kvalitetnega konstrukcijskega jekla S355 izplača in je primernejša.

Neposredno smo lahko aluminijasto in jekleno izvedbo konstrukcije primerjali le na nekaj primerih različnih modelov konstrukcij, rezultate pa smo med seboj ovrednotili glede na ceno posameznega materiala. Primerjava rezultatov pokaže, da sta si aluminijasta in jeklena izvedba pri manjših razponih precej blizu, pri večjem razponu pa je uporaba jeklene konstrukcije že cenejša. Pri večjih razponih se namreč pri aluminiju že pojavijo težave zaradi stabilnosti elementov, saj je elastični modul aluminija manjši od jekla, zato je pri večanju razpona jeklo v prednosti, prelomna točka pa je ravno pri razponu konstrukcije okoli 15 metrov.

Če rezultate dimenzioniranja jeklenih konstrukcij ovrednotimo in pretvorimo količine porabljenega jekla v nabavne vrednosti, pridemo do rezultata, da znaša vrednost jeklene konstrukcije za objekt razpona 20 metrov in dolžine 32 metrov z rastrom 4 metre, projektno obremenitvijo s snegom  $0,75 \text{ kN/m}^2$ , s horizontalno vezjo in uporabo jeklenih profilov iz jekla S235 (masa konstrukcije s spoji:  $19,4 \text{ kg/m}^2$ , cena jekla:  $0,7 \text{ €/kg}$ , cena vročega cinkanja:  $0,35 \text{ €/kg}$ ) približno  $17.000 \text{ €}$ . V tej vrednosti so zajeti le stroški materiala, manjkajo stroški načrtovanja, izdelave, transporta in montaže konstrukcije, ki pa jih je težje ovrednotiti.

Glavni podatek o konkurenčni prednosti jekla torej ni le manjša skupna cena materiala, ampak tudi cena delovnih ur, ki jih vložimo v neko konstrukcijo. Glavna prednost aluminijastih konstrukcij je ravno hitrost in preprostost montaže konstrukcije, kar zagotovo zmanjša tudi njeno skupno ceno in prispeva velik delež h konkurenčnosti aluminijaste konstrukcije. S tem namenom, smo v analizi spojev poskušali najti podobne rešitve spojev tudi za primer jeklenih konstrukcij in predvsem poenostaviti postopek montaže ter zmanjšati potreben čas za montažo objekta.

Predlagali smo kar nekaj različnih variant, vendar se zavedamo dejstva, da nobena izmed njih ni popolnoma optimalna. Izvedba spoja namreč ni odvisna le od dimenzioniranja posameznih pločevin in veznih sredstev, ampak je odvisna tudi od postopkov izdelave in montaže spoja. S predlaganimi variantama spojev, to sta varianta s privarjenimi pločevinami v notranjosti profila, zatikanjem elementa in končno pritrditvijo spoja z le dvema čepoma ter varianta s čelnimi pločevinami in posebno oblikovanimi luknjami za vijake, smo zahtevi po enostavnosti spoja že zelo blizu, a možnosti za optimizacijo spoja vendarle še obstajajo. Potrebna bi bila nadaljnja študija v sodelovanju s širšim krogom ljudi, ki bi na posamezno varianto spoja podali vsak svoje poglede in predlagali morebitne izboljšave, spoj pa bi lahko dodatno optimizirali tudi z numerično analizo z računalniškim programom. S takšnim postopkom in evolucijo posamezne variante bi tudi najverjetneje prišli do najbolj optimalne variante spoja.

Končno besedo pri vrednotenju in določanju prodajne cene bo vseeno imel naročnik oziroma kupec in ni izključena možnost, da bo končna cena jeklene izvedbe proti aluminijastim konstrukcijam še vedno previsoka, a bi le-ta za večje razpone vseeno morala zagotovo biti v korist jekleni izvedbi.

Vseeno nekaj rezerv pri dimenzioniranju jeklenih konstrukcij še imamo. Uvodna predpostavka diplomske naloge je namreč bila, da za profile konstrukcije uporabimo zaprte pravokotne oziroma kvadratne škatlaste profile. Ocenjujemo, da bi uporaba polnostenskih jeklenih I ali H profilov lahko bila smotrnejša, ne samo glede porabe materiala, ampak tudi za doseganje optimalnih variant spojev, kjer ne bi bili tako zelo omejeni s prostorom za izvedbo spoja. Z uporabo I oz. H profilov je zagotovljena tudi zahteva po gladkih zunanjih linijah konstrukcije in morebitno nadaljnje iskanje izboljšav jeklenih konstrukcij bi moralo iti v smer uporabe takšnih profilov.

## VIRI

Beg, D. 2010. Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratak povzetek. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 113 str.

Biro Ogis. 2013.

[http://www.biroogis.com/si/industrijski\\_sotori.php](http://www.biroogis.com/si/industrijski_sotori.php) (Pridobljeno 24. 2. 2013.)

BS EN 1999-1-1:2007. Eurocode 9: Design of aluminium structures – Part 1-1: General structural rules.

EN 13782:2005. Temporary structures – Tents – Safety.

EN 1991-1-4:2005. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions.

Katalog proizvajalca Eschenbach. 2013.

<http://eschenbach-zeltbau.de/pdf/leichtbauhalle.pdf> (Pridobljeno 4. 2. 2013.)

Katalog proizvajalca Herchenbach. 2013.

<http://www.herchenbach.de/fileadmin/broschuere.pdf> (Pridobljeno 4. 2. 2013.)

Katalog proizvajalca Metra Sežana. 2013.

[http://www.metra-sezana.si/katalog\\_izdelkov.html](http://www.metra-sezana.si/katalog_izdelkov.html) (Pridobljeno 4. 2. 2013.)

Katalogi proizvajalca Röder HTS. 2013.

<http://www.roderhts.com/products/> (Pridobljeno 5. 2. 2013.)

Katalog proizvajalca Tents. 2013.

[www.tents.be/pdf/tente15m-fr.pdf](http://www.tents.be/pdf/tente15m-fr.pdf) (Pridobljeno 5. 2. 2013.)

Konstrukcije Schwarzmann. 2013.

<http://www.schwarzmann.si/reference/industrijski-sotori-WS-10-50m.htm> (Pridobljeno 24. 2. 2013.)

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

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

Scia Group nv. 2010. Theoretical Background – National Annexes to EN 1991.  
[http://downloads.scia-online.com/support/SciaEngineer/Manuals/2011/General%20Manuals%20&%20TBs/Theory\\_NA\\_EN\\_1991\\_enu.pdf](http://downloads.scia-online.com/support/SciaEngineer/Manuals/2011/General%20Manuals%20&%20TBs/Theory_NA_EN_1991_enu.pdf) (Pridobljeno 12. 2. 2013.)

Weynard, K., Oerder, R., Demonceau, J.-F. 2012. Resistance tables for standardized joints in accordance with EN 1993-1-8.

[http://www.ct.upt.ro/connections/files/Session%201\\_Structural%20design,%20design%20codes/3\\_K.%20Weynard,%20R.%20Oerder,%20J.F.%20Demonceau\\_Distortional%20eigenmodes%20and%20solutions%20for%20thin-walled%20beams.pdf](http://www.ct.upt.ro/connections/files/Session%201_Structural%20design,%20design%20codes/3_K.%20Weynard,%20R.%20Oerder,%20J.F.%20Demonceau_Distortional%20eigenmodes%20and%20solutions%20for%20thin-walled%20beams.pdf) (Pridobljeno 24. 5. 2013.)