

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:

Sinanović, A., 2013. Brv čez Gruberjev prekop. Diplomski nalogi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Korelc, J., somentor Može, P.): 79 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:

Sinanović, A., 2013. Brv čez Gruberjev prekop. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Korelc, J., co-supervisor Može, P.): 79 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

PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM \h-k` u@V\
8k`)"-V@uf\ (tq

Kandidat:

Diplomska naloga št.: 37/OG-MK

Graduation thesis No.: 37/OG-MK

Mentora:

Predsednik komisije:

. dr. u #

Somentor:

Ljubljana, 23. 09. 2013

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani, **Adis Sinanović**, izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**Brv čez Gruberjev prekop**«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice repozitoriju UL FGG.

Litija, 13.9.2013

Adis Sinanović

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK:	624.21(043.2)
Avtor:	Adis Sinanović
Mentor:	prof. dr. Jože Korelc
Somentor:	asist. dr. Primož Može
Naslov:	Brv čez Gruberjev prekop
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	79 str., 15 pregl., 75 sl., 9 en.
Ključne besede:	brv, jeklo, frekvenca, nihanje, dimenzioniranje

Izvleček:

V diplomski nalogi je obravnavan izračun in dimenzioniranje brvi čez Gruberjev prekop. Konstrukcijo je zasnoval Jaša Sketelj, diplomant Fakultete za arhitekturo. Brv je zasnovana kot jekleno prostorsko paličje, na katerega je pritrjena betonska plošča, ki konstrukciji daje dodatno togost.

Ker je brv zelo vitka in lahka, za dimenzioniranje brvi ni kritično mejno stanje nosilnosti, ampak mejno stanje uporabnosti. Pešci, ki brv uporabljajo s svojim gibanjem na konstrukcijo vsiljujejo frekvenco, ki je lahko, če je vsiljena, podobna lastni frekvenci, povzroči nihanje konstrukcije. Da bi zmanjšali amplitudo nihanja, imamo na voljo 3 ukrepe: povečamo togost, zmanjšamo maso ali povečamo dušenje konstrukcije.

Najprej je bila obravnavana jeklena varianta izvedbe. Ker je ta imela premajhne lastne frekvence in ni zadoščala priporočilom, ki jih podaja Evrokod, je bilo preizkušenih več računskih modelov. Končna varianta konstrukcije je sovprežna. Betonska plošča, pritrjena na jekleni del konstrukcije, daje konstrukciji dodatno togost in s tem povečuje njene lastne frekvence. Ker lastne frekvence konstrukcije še vedno ne izpolnjujejo zahtev, ki jih podaja Evrokod, bi bilo potrebno izvesti natančnejšo dinamično analizo.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.21(043.2)
Author: Adis Sinanović
Supervisor: Prof. Jože Korelc, Ph. D.
Co-advisor: Primož Može, Ph. D.
Title: Footbridge over The Gruber canal
Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies
Notes: , 79 p., 15 tab., 75 fig., 9 eq.
Keywords: footbidge, steel, frequency, oscillation, design

Abstract:

The graduation thesis discusses the calculation and design of the footbridge over The Gruber Canal. The structure was designed by Jaša Sketelj, a graduate of the Faculty of Architecture. The bridge is designed as a steel space frame truss to which a concrete slab is attached, which gives an extra rigidity to the structure.

Since the footbridge is very slender and light weight for the design of the footbridge the ultimate limit state is not critical, but serviceability limit state is. Pedestrians who use the footbridge impose frequency on the structure, which, if the imposed frequency, is similar to own frequency can cause oscillation of the structure. In order to reduce this oscillation we have 3 measures: to increase rigidity, to reduce mass, or to increase the damping of the structure.

At first a steel variant was discussed. Because this variant has insufficient own frequencies and does not comply with the recommendations that the Eurocode provides, several more computational models were tested. The final variant is a composite structure. The concrete slab, attached to the steel part of the structure, gives it additional rigidity, and thereby increases its own frequency. Since the own frequencies of the structure still do not meet the requirements Eurocodes provides, it would be necessary to perform a more detailed dynamic analysis.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomske naloge ter vsa pojasnila se zahvaljujem mentorju prof. dr. Jožetu Korelcu, somentorju asist. dr. Primožu Možetu ter vsem ostalim, ki so mi na kakršen koli način pomagali pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi staršema, ki sta mi študij omogočila in me ves čas tudi podpirala.

KAZALO:

1	UVOD.....	1
2	TEHNIČNO POROČILO.....	1
2.1	LOKACIJA MOSTU.....	1
2.2	ZASNOVA KONSTRUKCIJE.....	2
2.3	UPORABLJENI MATERIALI.....	4
2.4	IZBRANI PREREZI.....	5
2.5	NAVODILA ZA MONTAŽO.....	5
3	JEKLENA VARIANTA IZVEDBE.....	6
3.1	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	6
3.2	NEPOPOLNOST KONSTRUKCIJE.....	15
3.3	OBTEŽNE KOMBINACIJE.....	16
3.4	REZULTATI.....	17
3.5	MEJNO STANJE NOSILNOSTI.....	21
3.6	DIMEZIONIRANJE PRIKLJUČKOV CEVI.....	33
3.7	MEJNO STANJE UPORABNOSTI.....	49
4	LASTNO NIHANJE.....	52
4.1	FREKVENCA IN RESONANCA.....	52
4.2	PREIZKUŠENI RAČUNSKI MODELI.....	54
5	SOVPREŽNA VARIANTA IZVEDBE.....	63
5.1	DODATNI VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	63
5.2	DODATNE OBTEŽNE KOMBINACIJE.....	67
5.3	REZULTATI.....	67
5.4	MEJNO STANJE NOSILNOSTI IN DIMENZIONIRANJE PRIKLJUČKOV CEVI.....	71
5.5	SOVPREŽNO DELOVANJE PLOŠČE.....	72
5.6	MEJNO STANJE UPORABNOSTI.....	76
6	ZAKLJUČEK.....	77
	VIRI IN LITERATURA.....	78

KAZALO SLIK

Slika 1: Lokacija mostu in predvidena ureditev pešpoti (Sketelj, 2013).....	1
Slika 2: Podrobnejša postavitev mostu (Sketelj, 2013).....	2
Slika 3: 3D pogled konstrukcije.....	3
Slika 4: Stranski ris konstrukcije.....	3
Slika 5: Tloris konstrukcije.....	3
Slika 6: Naris konstrukcije.....	3
Slika 7: Okrogla cev $\phi 323,9/10$	5
Slika 8: Okrogla cev $\phi 177,8/16$	5
Slika 9: Jeklena varianta izvedbe z označenimi prerezi.....	6
Slika 10: Povezava med najvišjo/najnižjo temperaturo zraka v senci ter najvišjo/najnižjo temperaturo konstrukcije (SIST EN 1991-1-5:2004).....	8
Slika 11: Kategorija terena II (SIST EN 1991-1-4:2005).....	9
Slika 12: Definicija zapoljenosti paličja (SIST EN 1991-1-4:2005).....	10
Slika 13: Koeficient sile, brez vpliva vitkosti (c_{f0}) v odvisnosti od Reynoldsovega št. (Re) in zapoljenosti (ϕ) (SIST EN 1991-1-4:2005).....	12
Slika 14: Koeficient vitkosti (Ψ_λ) v odvisnosti od efektivne vitkosti (λ) in zapoljenosti (ϕ) (SIST EN 1991-1-4:2005).....	13
Slika 15: Spekter pospeškov.....	15
Slika 16: Globalna nepopolnost konstrukcije.....	16
Slika 17: Osne sile v zgornjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	18
Slika 18: Osne sile v spodnjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	18
Slika 19: Osne sile v prečnih za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	19
Slika 20: Torzijski momenti v smeri x (M_x) v zgornjem in spodnjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	19
Slika 21: Upogibni momenti v smeri y (M_y) v zgornjem in spodnjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	19
Slika 22: Upogibni momenti v smeri z (M_z) v zgornjem in spodnjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	20
Slika 23: Pomiki v horizontalni smeri za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSU).....	20
Slika 24: Pomiki v vertikalni smeri za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSU).....	20
Slika 25: Polno penetrirani V zvar.....	33
Slika 26: Lokacija dimenzioniranih vozlišč.....	33
Slika 27: Vozlišče N3.....	34
Slika 28: a. Porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami (na osno silo in upogibni moment) (SIST EN 1993-1-8).....	36
Slika 29: d. Prebojna strižna porušitev (na osno silo ter upogibni moment) (SIST EN 1993-1-8).....	36
Slika 30: Vozlišče N29.....	42
Slika 31: Vozlišče N92.....	47
Slika 32: 1. horizontalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 1,49$ Hz) (tloris).....	50
Slika 33: 1. horizontalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 1,49$ Hz) (prečni prerez).....	51
Slika 34: 1. vertikalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,45$ Hz) (stranski ris).....	51

Slika 35: 2. vertikalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,79$ Hz) (stranski ris).....	51
Slika 36: 1. torzijska nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,96$ Hz) (tloris).....	51
Slika 37: 1. torzijska nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,96$ Hz) (prečni prerez).....	51
Slika 38: Resonančne krivulje.....	53
Slika 39: Viskozni dušilci na mostu Millennium Bridge (Farrance, 2010).....	54
Slika 40: Računski model 1.....	55
Slika 41: Računski model 2.....	55
Slika 42: Računski model 3.....	56
Slika 43: Računski model 4.....	57
Slika 44: Računski model 4 (stranski ris).....	57
Slika 45: Računski model 4.....	57
Slika 46: Računski model 5 (stranski ris).....	57
Slika 47: Računski model 5 (tloris).....	58
Slika 48: Računski model 6.....	58
Slika 49: Računski model 6 (tloris).....	58
Slika 50: Računski model 7.....	59
Slika 51: 1. horizontalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,50$ Hz) (tloris).....	61
Slika 52: 1. horizontalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,50$ Hz) (prečni prerez).....	61
Slika 53: 1. vertikalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,57$ Hz) (stranski ris).....	61
Slika 54: 2. vertikalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,72$ Hz) (stranski ris).....	61
Slika 55: 1. torzijska nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 3,61$ Hz) (3Dpogled).....	62
Slika 56: 1. torzijska nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 3,61$ Hz) (prečni prerez).....	62
Slika 57: 3. vertikalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 4,17$ Hz) (stranski ris).....	62
Slika 58: 4. vertikalna nihajna računskega modela 7 oblika za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 5,83$ Hz) (stranski ris).....	62
Slika 59: Računski model z betonsko ploščo z označenimi elementi.....	63
Slika 60: Primerjava povezave med betonsko ploščo in jeklenimi prečniki med realno konstrukcijo in računskim modelom.....	63
Slika 61: Določitev koeficienta lezenja (SIST EN 1992-1-1).....	66
Slika 62: Osne sile v zgornjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	68
Slika 63: Osne sile v spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	68
Slika 64: Osne sile v prečnikih za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	69
Slika 65: Torzijski momenti v smeri x (M_x) v zgornjem in spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	69
Slika 66: Upogibni momenti v smeri y (M_y) v zgornjem in spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	69
Slika 67: Upogibni momenti v smeri z (M_z) v zgornjem in spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	70

Slika 68: Pomiki v horizontalni smeri za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij – MSU).....	70
Slika 69: Pomiki v vertikalni smeri za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij – MSU).....	70
Slika 70: Osne sile v betonski plošči (n_V) za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN).....	71
Slika 71: Prikaz pomičnosti ležišč (tloris).....	71
Slika 72: Nelson čepi	72
Slika 72: Nelson čep.....	73
Slika 73: Prečne sile v_y (kN/m) v povezni pločevini za linearno obtežno kombinacijo MSN II.2	73
Slika 74: Prečne sile v_y (kN/m) v povezni pločevini za linearno obtežno kombinacijo MSN II.2 na začetnem delu konstrukcije	73
Slika 75: Razpored čepov na 1. prečnem nosilcu.....	75

KAZALO TABEL

Tabela 1: Izbrani prerezi.....	5
Tabela 2: Kontrola prereza za zgornji tlačeni pas	23
Tabela 3: Kontrola prereza za spodnji natezni pas	24
Tabela 4: Kontrola prereza za prečnike v ravnini zgornjega tlačnega pasu.....	25
Tabela 5: Kontrola prereza za prečnike v ravnini spodnjega nateznega pasu	26
Tabela 6: Kontrola prereza za vertikalne prečnike	27
Tabela 7: Kontrola stabilnosti za zgornji tlačeni pas.....	30
Tabela 8: Kontrola stabilnosti za prečnike v ravnini zgornjega tlačnega pasu.....	31
Tabela 9: Kontrola stabilnosti za vertikalne prečnike	32
Tabela 10: Največji pomiki vozlišč na zgornjem robu.....	50
Tabela 11: Lastne frekvence jeklene variante izvedbe	50
Tabela 12: Primerjava računskih modelov	60
Tabela 13: Vrednosti reakcij.....	72
Tabela 14: Največji pomiki vozlišč na spodnjem robu	76
Tabela 15: Največji pomiki vozlišč na zgornjem robu.....	77

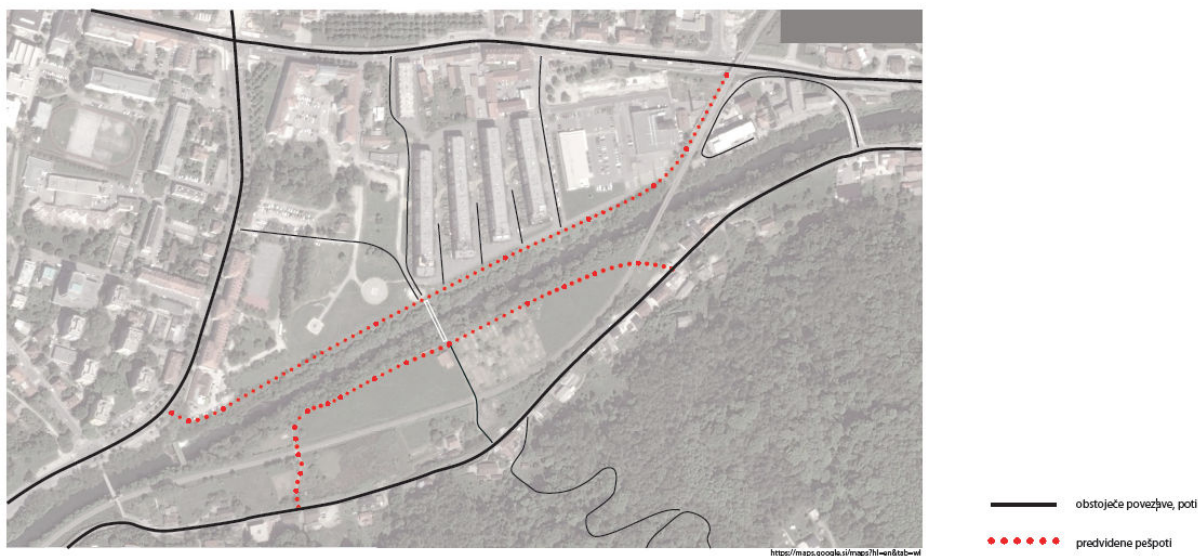
1 UVOD

Konstrukcija obravnavana v diplomski nalogi, ni predvidena za gradnjo. Konstrukcijo je za svojo diplomsko nalogo zasnoval Jaša Sketelj, študent Fakultete za arhitekturo. Njegov namen je bil ustvariti lahko in vitko konstrukcijo, ki bi v okolje čim manj udirala in bi se s prečkanjem uporabnikov celo malo podala. Začetna ideja je bila, da bi bila zgornji in spodnji pas prednapeta vrвна elementa, na katera so členkasto priključeni prečniki. Tako predlagana izvedba ni praktična, saj so pogoji temeljenja na lokaciji mostu slabi in bi za veliko silo, potrebno za prednapetje konstrukcije, potrebovali velike opornike, ki bi silo prenašali v temeljna tla. Statično zasnovo konstrukcije smo zato spremenili v prostoležeči nosilec. Najprej je bila ustvarjena jeklena varianta izvedbe. Ker ta model ni ustrezal zahtevam glede lastnih frekvenc konstrukcije, je bilo, da bi dobili najboljšo rešitev, preizkušenih več različnih modelov. Končna rešitev je most, ki ima zaradi dodatne togosti, pritrjeno še betonsko ploščo.

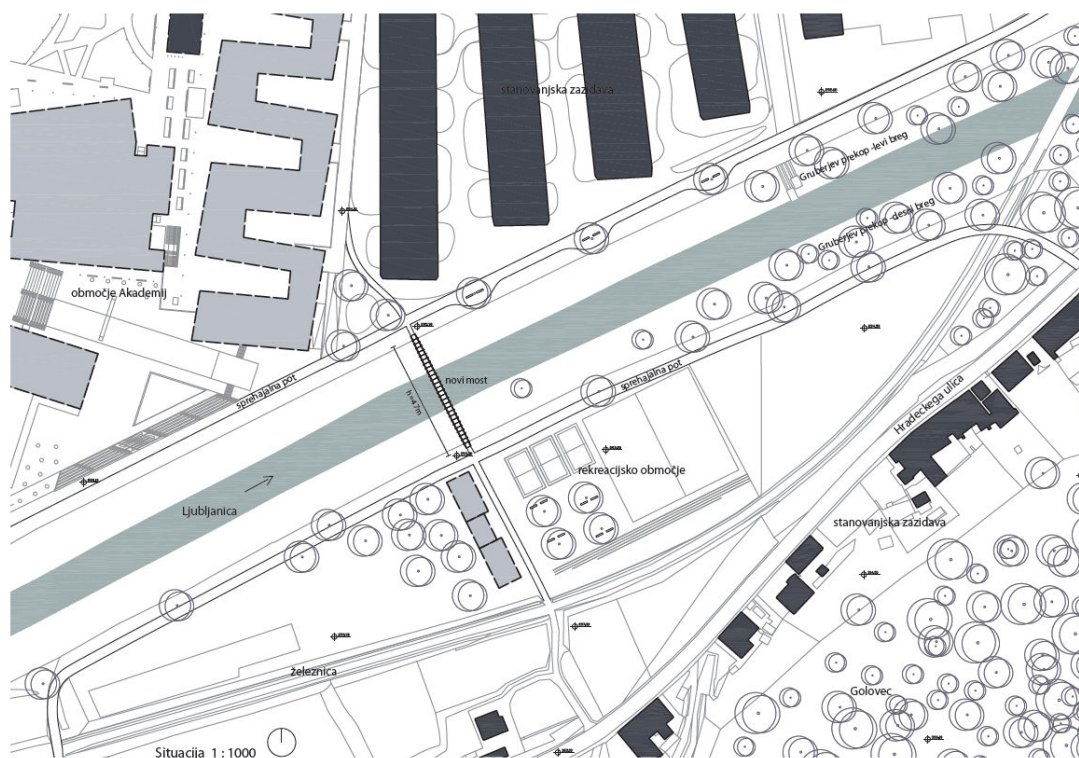
2 TEHNIČNO POROČILO

2.1 LOKACIJA MOSTU

Brv se nahaja v Ljubljani. Preko peš poti in pohodnega mostu je predviden prehod preko Gruberjevega prekopa. Predvidena je ureditev peš poti, ki bo povezovala brv s Hadreckega cesto in Mesarsko cesto (Slika 1). Razpetina, ki jo most premošča, je 47,0 m, globina prekopa pa je 17,0 m.



Slika 1: Lokacija mostu in predvidena ureditev pešpoti (Sketelj, 2013)



Slika 2: Podrobnejša postavitve mostu (Sketelj, 2013)

2.2 ZASNOVA KONSTRUKCIJE

Statični model brvi je prosto ležeči nosilec, z razponom 47,0 m. Brv je zasnovana kot prostorsko paličje, ki s strani spominja na Vierendeel nosilec. Sestavljen je iz tlačnega zgornjega in nateznega spodnjega pasu, ki potekata v loku. Nosilca sta na sredini mostu v vertikalni smeri razmaknjena za 379,4 cm, na začetku in koncu mostu pa se združita. Tlačeni zgornji pas poteka po loku in je v temenu dvignjen za 90 cm. Sestavljata ga dva nosilca, s prečnim prerezom okrogle cevi ($\phi 323,9/10$), nagnjena iz vertikalne ravnine, razmaknjena za 200 cm ob podpori mostu ter 260 cm na sredini (najširšem delu mostu). V tlorisu je tlačeni pas konveksne oblike. Natezni spodnji pas prav tako poteka v loku in je v temenu spuščen za približno 390 cm. Sestavljen je iz 2 nosilcev s prečnim prerezom okrogle cevi ($\phi 177,8/16$). Kot pri tlačnem zgornjem pasu, sta tudi pri nateznem pasu nosilca nagnjena iz vertikalne ravnine, le da tu tvorita konkavno obliko. Osa razdalja med njima je 200 cm ob podpori mostu. Nosilca se približata na 12,6 cm na sredini (najožjem delu). V najožjem delu spodnjega pasu sta nosilca zvarjena skupaj. Most je s prečnimi in vertikalnimi nosilci razdeljen na 25 polj. Prečni nosilci (okrogla cev $\phi 177,8/16$), priključeni na zgornji in spodnji pas, so postavljeni na medsebojni razdalji 181 cm. Prvi dve poji ob podporah sta zapolnjeni z 10 mm debelo pločevino. Natančnejša predstavitev konstrukcije je na priloženih slikah 3-6 v nadaljevanju diplomske naloge.

Za vse jeklene elemente je bilo uporabljeno konstrukcijsko jeklo S235 J2. Teža jeklenega dela konstrukcije je približno 25 ton.

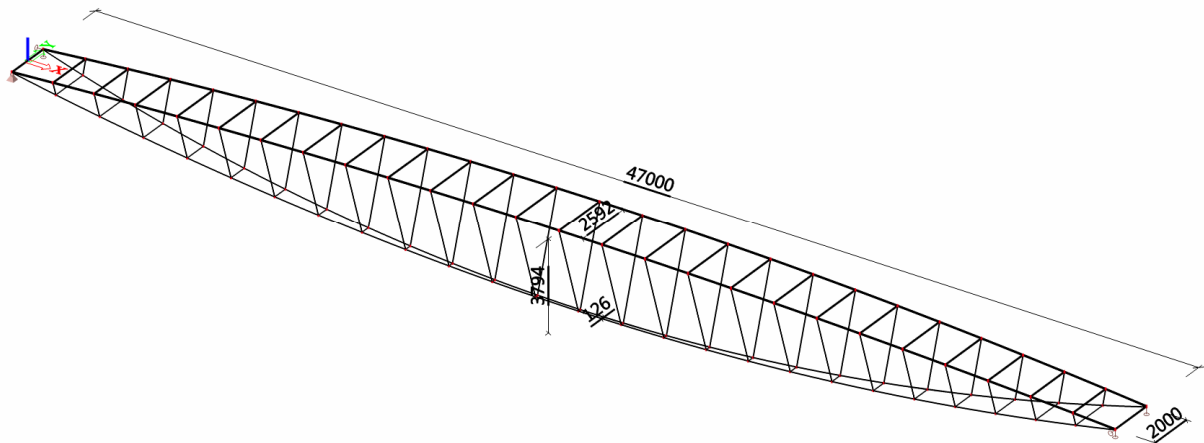
Vsi spoji med jeklenimi profili so varjeni, kar zagotavlja večjo togost in stabilnost konstrukcije.

V končni sovprežni varianti izvedbe horizontalno stabilnost v prečni smeri zagotavlja betonska plošča kvalitete C30/37, z debelino 10 cm. Ta je z jeklenim delom konstrukcije povezana v celoto, tako da sta celoten zgornji pas in betonska plošča v tlaku. Ploščo podpirajo prečni nosilci. Plošča sledi obliki, ki jo dajeta nosilca zgornjega pasu. Ker se nahaja med dvema glavnima tlačnima nosilcema, je 35 cm

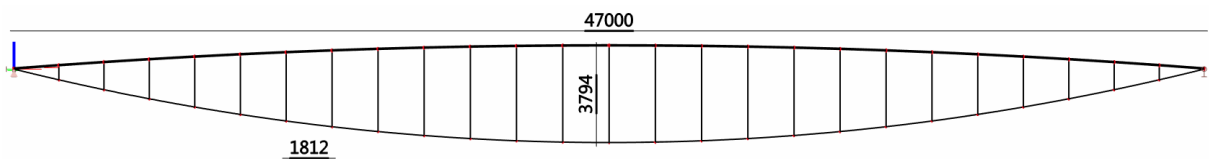
ožja od širine mostu. Njena širina na začetku in koncu je 165 cm ter 225 cm na sredini mostu. Finalni sloj betonske plošče je epoksi premaz.

Stebriček, ki se nahaja na vsaki strani brvi preprečuje dovoz osebnim in servisnim vozilom na konstrukcijo.

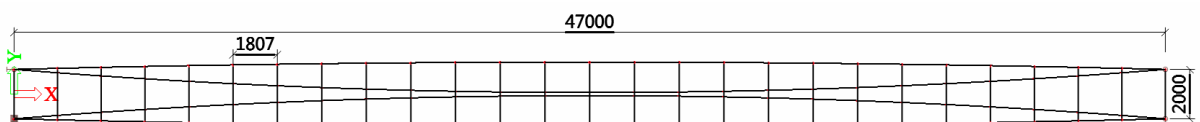
Statična analiza konstrukcije, je bila izvedena s programom Scia Engineer. V programu sta bili obravnavani 2 varianti konstrukcije. Prva je bila jeklena varianta izvedbe. Druga sovprežna varianta izvedbe pa je upoštevala betonsko ploščo tudi v nosilnosti in togosti konstrukcije. Slike in dimenzije obeh variant so identične ter so podane spodaj (Slike 3-6).



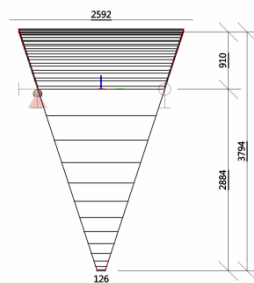
Slika 3: 3D pogled konstrukcije



Slika 4: Stranski ris konstrukcije



Slika 5: Tloris konstrukcije



Slika 6: Naris konstrukcije

2.3 UPORABLJENI MATERIALI

Pri projektu mostu je bilo uporabljenih več različnih materialov. Glavna nosilna konstrukcija je jeklena (S235 J2). Pri končni sovprežni varianti izvedbe je zgornji pohodni del betonski (C30/37), armiran z armaturo S500. Sovprežno delovanje med njima zagotavljajo Nelson čepi $\phi 19$. Vsi jekleni profili so okrogli in votli, vroče valjani. Vsi spoji med jeklenimi profili so varjeni. Jeklo mora biti ustrezno protikorozijsko zaščiteno. Zaščita je sestavljena iz več temeljnih premazov ter dodatnega prekrivnega sloja. Po končani montaži je potrebno celotno konstrukcijo preveriti, in mesta, ki so bila med delom poškodovana, dodatno zaščititi. Vsi materiali so v skladu s standardi Evrokod.

2.3.1 Jeklo S235 J2

- $f_y = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (napetost tečenja)
- $f_u = 36,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (natezna trdnost)
- $E_a = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (elastični modul)
- $\nu = 0,3$ (Poissonov koločnik)
- $G = 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (strižni modul)
- $\gamma = 78,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ (specifična teža)
- $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (koeficient temperaturnega raztezka)

2.3.2 Beton C30/37

- $f_{ck} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju)
- $f_{ctm} = 2,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (srednja vrednost natezne trdnosti)
- $f_{ctk,0.05} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (5% fraktila natezne trdnosti)
- $E_{ctm} = 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (elastični modul)
- $\nu = 0,2$ (Poissonov koločnik)
- $G = 1367 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (strižni modul)
- $\gamma = 25,0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ (specifična teža)
- $\alpha_t = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (koeficient temperaturnega raztezka)

2.3.3 Armatura S500

- $f_y = 50,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (napetost tečenja)
- $E_s = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (elastični modul)
- $\nu = 0,3$ (Poissonov koločnik)
- $G = 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ (strižni modul)
- $\gamma = 78,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ (specifična teža)
- $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (koeficient temperaturnega raztezka)

2.4 IZBRANI PREREZI

Konstrukcija je sestavljena iz naslednjih prereзов:

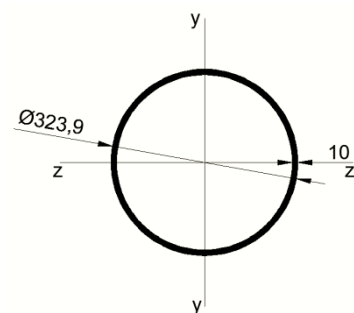
Tabela 1: Izbrani prerezi

IZBRANI PREREZI:	
zgornji pas	$\phi 323,9/10$
spodnji pas	$\phi 177,8/16$
pečni nosilci	$\phi 177,8/16$

2.4.1 $\phi 323,9/10$

Okrogla cev $\phi 323,9/10$ je uporabljena za nosilce zgornjega tlačnega pasu. Njene karakteristike so:

- $D = 323,9$ mm (zunani premer cevi)
- $t = 10,0$ mm (debelina pločevine)
- $A = 98,61$ cm² (površina prereza)
- $G = 77,41$ $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ (teža na tekoči meter)
- $I = 12158$ cm⁴ (vztrajnostini moment)
- $W_{el} = 750,7$ cm³ (elastični odpornostni moment)
- $W_{pl} = 980,0$ cm³ (plastični odpornostni moment)
- $i = 11,10$ cm (vztrajnostni polmer)

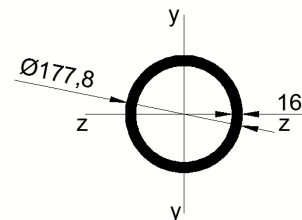


Slika 7: Okrogla cev $\phi 323,9/10$

2.4.2 $\phi 177,8/16$

Okrogla cev $\phi 177,8/16$ je uporabljena za nosilce spodnjega nateznega pasu ter prečne nosilce. Njene karakteristike so:

- $D = 177,8$ mm (zunani premer cevi)
- $t = 16,0$ mm (debelina pločevine)
- $A = 81,33$ cm² (površina prereza)
- $G = 63,84$ $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ (teža na tekoči meter)
- $I = 2687$ cm⁴ (vztrajnostini moment)
- $W_{el} = 302,3$ cm³ (elastični odpornostni moment)
- $W_{pl} = 414,1$ cm³ (plastični odpornostni moment)
- $i = 5,701$ cm (vztrajnostni polmer)



Slika 8: Okrogla cev $\phi 177,8/16$

2.5 NAVODILA ZA MONTAŽO

Ker je konstrukcija lahka (njena masa je približno 25 ton), je zgrajena montažno. Razdeljena je na 3 večje dele, ki se sestavijo v delavnici. Ti so prepeljani na gradbišče, kjer se sestavijo v končan jekleni del konstrukcije. Ta del je z dvigalom prestavljen na njegovo končno lego. Na končan jekleni del se namesti opaž in armaturo ter na koncu vlije še betonska plošča.

- **obtežba servisnega vozila**

Teža servisnega vozila je majhna v primerjavi z gnečo, zato v izračunu ni bila upoštevana. Njegova hitrost je omejena in zato ne povzroča dinamičnih vplivov. Pogoji za obratovanje servisnega vozila so navedeni v projektu za vzdrževanje.

3.1.2.2 Horizontalna obtežba

Horizontalno obtežbo standard definira kot statično obtežbo, ki deluje v vzdolžni smeri mostu, na višini pohodne ploskve. Njena vrednost je podana kot 10% skupne vrednosti pripadajoče enakomerno porazdeljene obtežbe.

Celotna horizontalna obtežba je torej enaka $q_{flk} = 0,50 \text{ kN/m}^2$ in deluje v smeri $\pm X$. Ker je na začetku mostu preprečen pomik v X-smeri, na koncu pa ne, lahko horizontalna obtežba v zgornjem pasu povzroča natezne ali tlačne napetosti. Obtežba ne deluje v težišču in tako v konstrukcijo vsiljuje tudi dodatne momente.

3.1.2.3 Nezgodni prometni vplivi

Stebriček, ki se nahaja na vsaki strani brvi, preprečuje dovoz osebnim vozilom na konstrukcijo. Nezgodne obtežbe prisotnosti osebnega vozila na brvi, zato ni treba upoštevati. Nezgodni vpliv trka vozila v konstrukcijo ne pride v poštev, saj brv poteka čez kanal (vodo) in ne cesto. Prav tako konstrukcija nima nobenih stebrov, v katere bi lahko trčila plovila.

3.1.3 Temperatura

Vpliv temperature je upoštevan po SIST EN 1991-1-5. Za mesto merjenja temperature pa je izbrana postaja v Bežigradu (s $T_{min} = -21,9 \text{ °C}$ in $T_{max} = 38,1 \text{ °C}$). Referenčna temperatura ob izgradnji mostu je enaka $T_0 = 10 \text{ °C}$. Konstrukcija je jekleno paličje in spada pod tip 1.

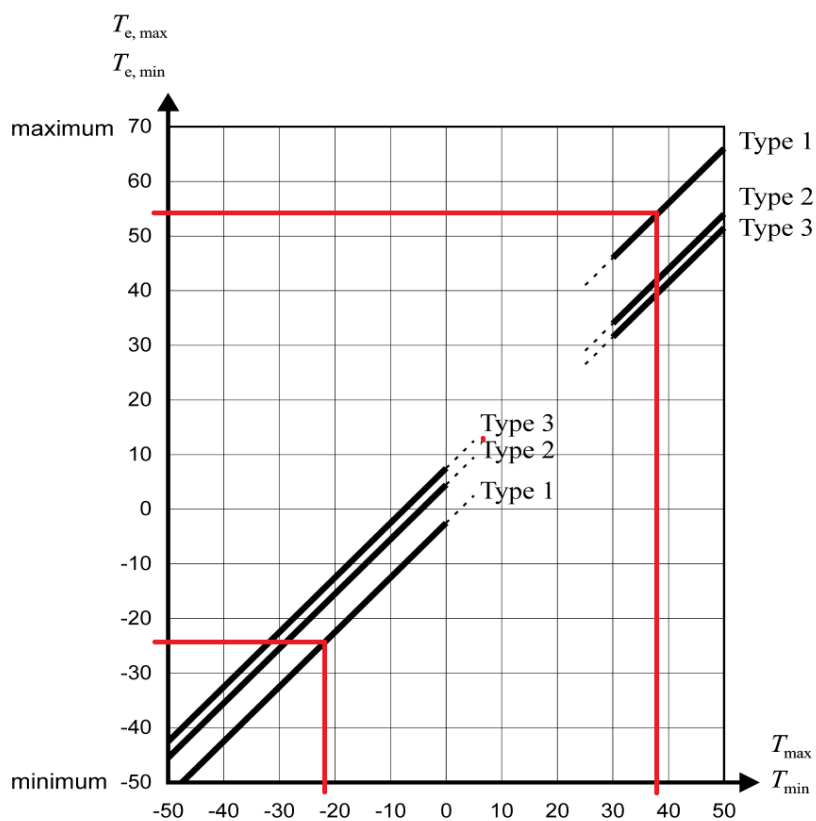
Temperaturne vplive delimo na 2 različna primeri:

- enakomerna sprememba temperature (raztezek in skrček): $\Delta T_{N,exp}$ in $\Delta T_{N,con}$
- neenakomerna sprememba temperature (zgoraj segret/spodaj hladen in zgoraj hladen/spodaj segret): $\Delta T_{M,heat}$ in $\Delta T_{M,cool}$

Izračun enakomerne spremembe temperature

$$T_{min} = -21,9 \text{ °C}$$

$$T_{max} = 38,1 \text{ °C}$$



Slika 10: Povezava med najvišjo/najnižjo temperaturo zraka v senci ter najvišjo/najnižjo temperaturo konstrukcije (SIST EN 1991-1-5:2004)

$$T_{e,min} = -24,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = 53,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_0 = 10,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 \text{ } ^\circ\text{C} - (-24 \text{ } ^\circ\text{C}) = 34 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 53 \text{ } ^\circ\text{C} - 10 \text{ } ^\circ\text{C} = 43 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Kjer so oznake naslednje:

- T_{min} – najnižja temperatura zraka v senci
- T_{max} – najvišja temperatura zraka v senci
- $T_{e,min}$ – najnižja temperatura konstrukcije
- $T_{e,max}$ – najvišja temperatura konstrukcije
- T_0 – dejanska temperatura, ko je most zgrajen
- $\Delta T_{N,con}$ – enakomerna sprememba temperature (raztezek)
- $\Delta T_{N,exp}$ – enakomerna sprememba temperature (skrček)

Ker je debelina konstrukcijskih elementov majhna (jekleni profili: 16-32 mm), neenakomerna sprememba temperature ne povzroča velikih obremenitev. Zato ta ni bila upoštevana.

Za določitev pomika ležišč se, če temperatura ob izgradnji ni znana, uporabljajo vrednosti $\pm 20^\circ\text{C}$ glede na enakomerno spremembo temperature.

$$\Delta T_{N,con,lež} = \Delta T_{N,con} + 20 \text{ °C} = 34 \text{ °C} + 20 \text{ °C} = \mathbf{54 \text{ °C}}$$

$$\Delta T_{N,exp,lež} = \Delta T_{N,exp} + 20 \text{ °C} = 43 \text{ °C} + 20 \text{ °C} = \mathbf{63 \text{ °C}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $\Delta T_{N,con,lež}$ – enakomerna sprememba temperature (raztezek), uporabljena za določitev pomika ležišč
- $\Delta T_{N,exp,lež}$ – enakomerna sprememba temperature (skrček), uporabljena za določitev pomika ležišč

Konstrukcija je statično določena, zato temperatura ne povzroča notranjih obremenitev, ampak vpliva samo na pomike. Ti so upoštevani pri projektiranju ležišč, z izračunom pomika podpor.

3.1.4 Veter

Glede na to, da je konstrukcija podolgovata (izrazita samo 1 dimenzija konstrukcije), je nanjo merodajna obtežba z vetrom samo v prečni smeri (pravokotno na most). V vzdolžni in vertikalni smeri je obtežba vetra zanemarljiva.

3.1.4.1 Izračun tlaka pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Obtežbo vetra upoštevamo po standardu SIST EN 1991-1-4. Konstrukcija se nahaja v II. vetrni coni (referenčna hitrost vetra je $v_{b,0} = 20,0 \text{ m/s}$). Kategorija terena je II (Slika 11). Tlak pri največjih sunkih vetra pa se izračuna:

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

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

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

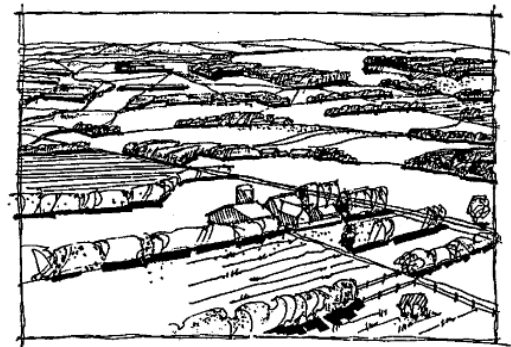
$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \frac{\text{m}}{\text{s}} = \mathbf{20,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$z = 17 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 2,0 \text{ m} < z = 17 \text{ m} < z_{max} = 200 \text{ m}$$

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



Slika 11: Kategorija terena II (SIST EN 1991-1-4:2005)

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right); & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right); & z \leq z_{min} \end{cases} = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{17 \text{ m}}{0,05 \text{ m}} \right) = \mathbf{1,107}$$

$$c_0(z) = 1,0$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1,107 \cdot 1,0 \cdot 20,0 \frac{\text{m}}{\text{s}} = \mathbf{22,15 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$k_l = 1,0$$

$$l_v(z) = \begin{cases} \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}; z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)}; z \leq z_{min} \end{cases} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{17 \text{ m}}{0,05 \text{ m}}\right)} = \mathbf{0,172}$$

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

$$q_p = (1 + 7 \cdot l_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,172) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 22,15^2 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}$$

$$q_p = 674,9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = \mathbf{0,675 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $v_{b,0}$ – referenčna hitrost vetra
- c_{dir} – koeficient smeri vetra
- c_{season} – koeficient sezone
- v_b – osnovna hitrost vetra
- z – višina objekta
- z_{min} – najmanjša višina objekta
- z_{max} – največja višina objekta
- z_0 – hrapavostna dolžina (II. kategorija terena)
- k_r – faktor terena
- $c_r(z)$ – faktor hrapavosti
- $c_0(z)$ – faktor hribovitosti
- $v_m(z)$ – srednja hitrost vetra
- k_l – turbulenčni faktor
- $l_v(z)$ – intenziteta turbulence
- ρ – gostota zraka
- q_p – tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

3.1.4.2 Vpliv vetra na paličje

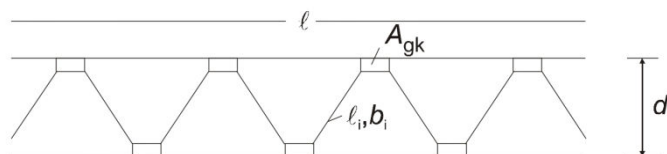
Vpliv vetra na palično konstrukcijo je potrebno določiti po SIST EN 1991-1-4, poglavje 7.11. Vrednosti v tem poglavju veljajo za paličje z vzporednimi pasovi. Ker standard ne podaja drugih postopkov izračuna za paličje z ukrivljenimi pasovi, je obtežba vetra na paličje izračunana po postopku podanem v tem poglavju.

3.1.4.3 Izračun zapoljenosti paličja

Ograja, ki je na mostu, je slabo zapolnjena, tako da je njen vpliv zanemarljiv. Širina vmesnih profilov je konstantna.

$$A = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk}$$

$$\sum_k A_{gk} = 0 \text{ – ker so spoji varjeni}$$



Slika 12: Definicija zapoljenosti paličja (SIST EN 1991-1-4:2005)

Enačbo preuredimo:

$$\Rightarrow A = b_{zg} \cdot l_{zg} + b_{sp} \cdot l_{sp} + b_{pal} \cdot \sum_i l_i$$

$$A = 0,3239 \text{ m} \cdot 47,05 \text{ m} + 0,1778 \text{ m} \cdot 47,52 \text{ m} + 0,1778 \text{ m} \cdot 65,39 \text{ m} = \mathbf{35,32 \text{ m}^2}$$

$$A_c = 125,0 \text{ m}^2$$

$$\varphi = \frac{35,35 \text{ m}^2}{125,0 \text{ m}^2} = \mathbf{0,282}$$

Kjer so oznake naslednje:

- A – vsota na čelno ravnino projiciranih površin elementov in vzdolžnih pločevin
- b_{zg} – širina zgornjega pasu, projicirana na čelno ravnino
- l_{zg} – dolžina zgornjega pasu, projicirana na čelno ravnino
- b_{sp} – širina spodnjega pasu, projicirana na čelno ravnino
- l_{sp} – dolžina spodnjega pasu, projicirana na čelno ravnino
- b_{pal} – širina vertikalnih prečnikov, projicirana na čelno ravnino
- l_i – vsota dolžin vertikalnih prečnikov, projicirana na čelno ravnino
- A_c – površina, omejena z robovi konstrukcije, projicirana na čelno ravnino
- φ – zapoljenost paličja

3.1.4.4 Izračun koeficienta sile, brez vpliva vitkosti

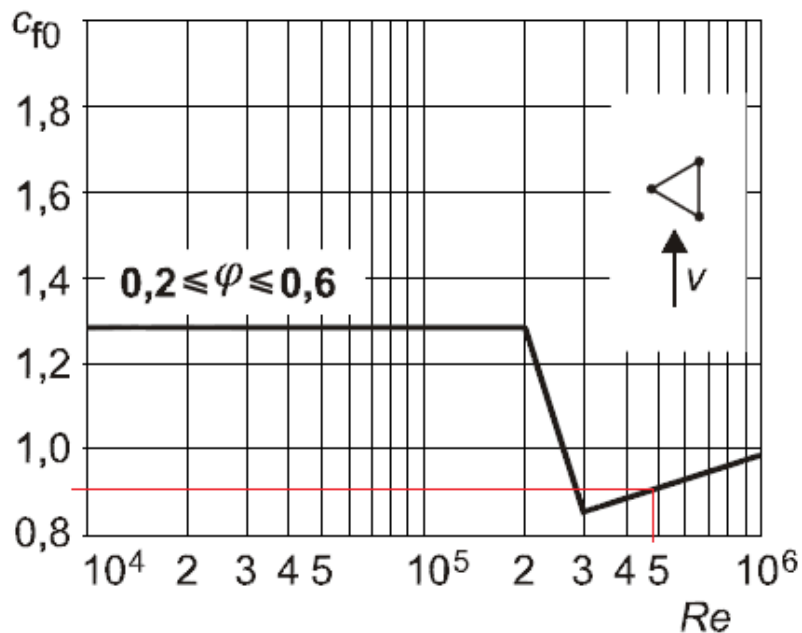
Reynoldsovo število določa, ali je tok vetra preko konstrukcije v laminarnem, vmesnem ali turbulentem območju. Izračunano je bilo za povprečno širino profilov.

$$b = \frac{\sum b_i \cdot l_i}{l_{skupaj}} = \frac{A}{l_{zg} + l_{sp} + \sum l_i} = \frac{35,32 \text{ m}^2}{47,05 \text{ m} + 47,52 \text{ m} + 65,39 \text{ m}} = \mathbf{0,221 \text{ m}}$$

$$v(z) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 674,9 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^3}{\text{s}^2 \cdot \text{m}^3 \cdot 1,25 \text{ kg}}} = \mathbf{32,86 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$v = 15 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$Re = \frac{b \cdot v(z)}{v} = \frac{0,221 \text{ m} \cdot 32,86 \text{ m} \cdot \text{s}}{\text{s} \cdot 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2} = \mathbf{4,84 \cdot 10^5}$$



Slika 13: Koefficient sile, brez vpliva vitkosti ($c_{f,0}$) v odvisnosti od Reynoldsovega št. (Re) in zapoljenosti (ϕ) (SIST EN 1991-1-4:2005)

$$\Rightarrow c_{f,0} = \mathbf{0,91}$$

Kjer so oznake naslednje:

- b – uteženo povprečje širin profilov
- $v(z)$ – največja hitrost ob sunkih vetra na višini z
- ν – kinematična viskoznost zraka
- Re – Reynoldsovo število
- $c_{f,0}$ – koefficient sile palične konstrukcije in odrov brez vpliva vitkosti

3.1.4.5 Izračun efektivne vitkosti

Obravnavamo primer 1 za palične konstrukcije (preglednica 7.16 v SIST EN 1991-1-4). Ker višina konstrukcije ni konstantna, je uporabljena povprečna višina.

$$L = 47,0 \text{ m}$$

$$B = \frac{4,80 \text{ m} + 0,90 \text{ m}}{2} = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{Za } L \geq 50 \text{ m} \Rightarrow \lambda_1 = 1,4 \cdot \frac{L}{B} = \frac{47,0 \text{ m}}{2,85 \text{ m}} = \mathbf{23,09}$$

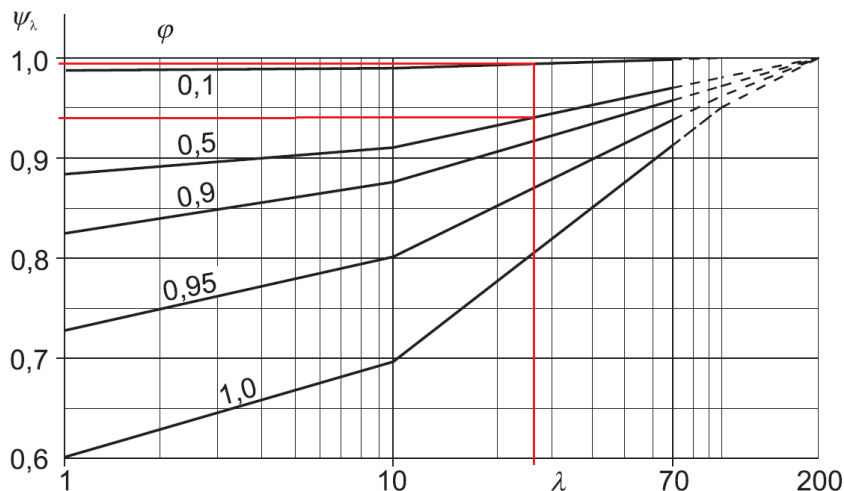
$$\text{Za } L < 15 \text{ m} \Rightarrow \lambda_2 = 2 \cdot \frac{L}{B} = \frac{47,0 \text{ m}}{2,85 \text{ m}} = \mathbf{32,98}$$

$$\text{Iz tega sledi } L = 47,0 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 23,09 + \frac{(47,0-15)}{(50-15)} \cdot (23,09 - 32,98) = \mathbf{23,94}$$

Kjer so oznake naslednje:

- L – razpon mostu
- B – povprečna višina mostu
- λ – efektivna vitkost

3.1.4.6 Izračun koeficienta vitkosti



Slika 14: Koeficient vitkosti (Ψ_λ) v odvisnosti od efektivne vitkosti (λ) in zapoljenosti (ϕ) (SIST EN 1991-1-4:2005)

Za $\phi = 0,1 \Rightarrow \Psi_{\lambda 1} = 0,990$

Za $\phi = 0,5 \Rightarrow \Psi_{\lambda 2} = 0,935$

Iz tega sledi $\phi = 0,282 \Rightarrow \Psi_\lambda = 0,990 + \frac{(0,282-0,1)}{(0,5-0,1)} \cdot (0,935 - 0,990) = 0,965$

Kjer so oznake naslednje:

- ϕ – zapoljenost paličja
- Ψ_λ – koeficient vitkosti
- λ – efektivna vitkost

3.1.4.7 Izračun obtežbe vetra

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_\lambda = 0,91 \cdot 0,965 = 0,878$$

$$w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,878 \cdot 0,675 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,593 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Obtežba na zgornji tlačni pas konstrukcije:

$$w'_{zg} = w \cdot b_{zg} = 0,593 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,3239 \text{ m} = 0,192 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obtežba na vertikalne prečnike konstrukcije:

$$w'_{pal} = w \cdot b_{pal} = 0,593 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,1778 \text{ m} = 0,105 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obtežba na spodnji natezni pas konstrukcije:

$$w'_{sp} = w \cdot b_{sp} = 0,593 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,1778 \text{ m} = 0,105 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skupna sila vetra:

$$F_{w,pal} = w \cdot A_{ref} = 0,593 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 35,32 \text{ m}^2 = \mathbf{20,94 \text{ kN}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- c_f – koeficient sile
- w – tlak vetra na paličje
- w'_{zg} – linijska obtežba vetra na zgornji pas
- b_{zg} – širina zgornjega pasu, projecirana na čelno ravnino
- w'_{pal} – linijska obtežba vetra na pas vmesnih profilov
- b_{pal} – širina vmesnih profilov, projecirana na čelno ravnino
- w'_{sp} – linijska obtežba vetra na spodnji pas
- b_{sp} – širina spodnjega pasu, projecirana na čelno ravnino
- $F_{w,pal}$ – sila vetra na paličje

3.1.5 Potres

Potresno projektno stanje je izračunano po standardu SIST EN 1998-2. Ker se konstrukcija nahaja v Ljubljani, je projektni pospešek tal $a_g = 0,25g$, z upoštevanjem povratne dobe 475 let. Možnost sipanja energije je upoštevana s faktorjem obnašanja $q = 1,5$. Faktor pomembnosti je $\gamma = 1,0$, tip tal pa C.

TIP TAL C

S= 1,15

Tb= 0,2 s

Tc= 0,6 s

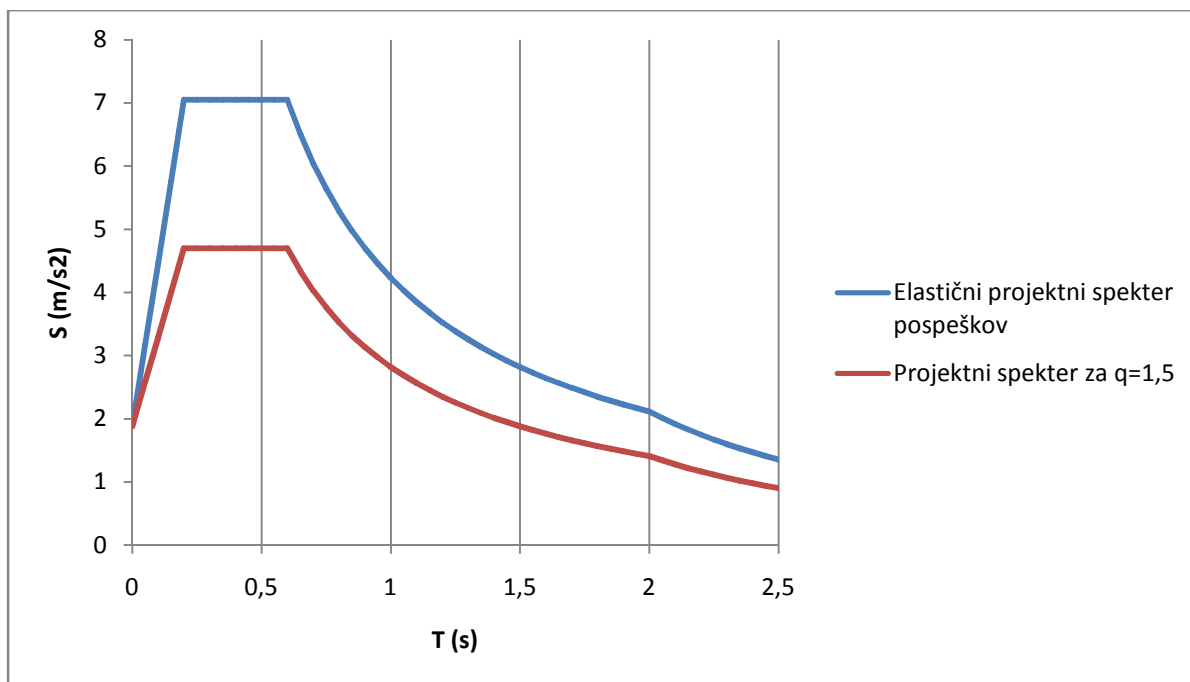
Td= 2,0 s

ag (%g)= 0,25= 2,45 m/s

q= 1,5 faktor obnašanja

β = 0,2 spodnja meja pri vodoravnem projektne spektru

γ = 1,0 faktor pomembnosti



Slika 15: Spekter pospeškov

Konstrukcija je nepravilne oblike, zato je bila narejena modalna analiza v Y in Z-smeri. Vpliv potresa v smeri X je zanemarljiv. Inercijske sile povzročijo samo lastna in stalna masa konstrukcije. Masa vertikalne prometne obtežbe (pešcev in kolesarjev) ni bila upoštevana.

3.1.6 Sneg

Konstrukcija leži v Ljubljani in je umeščena v cono A2. Obtežba snega na tleh:

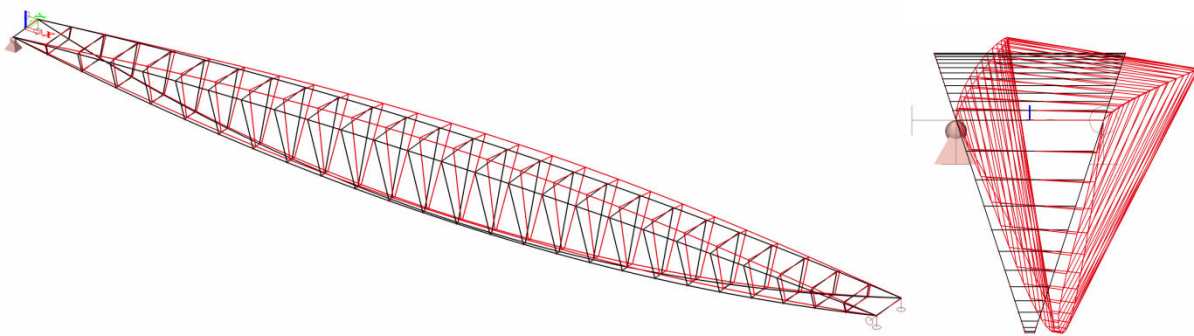
$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{290 \text{ m}}{728} \right)^2 \right] = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ker most pri tej obtežbi ni prehodni, obtežbe snega in prometne obtežbe ni potrebno upoštevati, kot da delujeta istočasno (SIST EN 1990:2004/A1:2006). Ker je obtežba snega manjša od prometne obtežbe, vpliv snega pri analizi ni merodajen.

3.2 NEPOPOLNOST KONSTRUKCIJE

Pri nelinearni analizi je potrebno upoštevati nepopolnosti konstrukcije. Zaradi upoštevanja nepopolnosti, nastanejo pri nelinearni analizi večje notranje sile v konstrukciji, tako da lahko za uklonske razdalje uporabimo sistemske (dejanske) razdalje med elementi.

Pri računu konstrukcije je bila upoštevana globalna nepopolnost konstrukcije z amplitudo 1/300 razpona konstrukcije ($\frac{L}{300} = 156,7 \text{ mm}$) v prečni (Y) smeri (Slika 16). Oblika nepopolnosti pa spominja na 1. horizontalno nihanjo obliko (Sliki 32 in 33).



Slika 16: Globalna nepopolnost konstrukcije

3.3 OBTEŽNE KOMBINACIJE

Obtežne kombinacije tvorimo po SIST EN 1990. V nadaljevanju so opisani obtežni primeri za mejno stanje nosilnosti (MSN), mejno stanje uporabnosti (MSU) in potresni obtežni primeri. Po standardu SIST EN 1991-2 vplivov vetra in temperature ne obravnavamo istočasno. Vrednosti za varnostne in kombinacijske faktorje, so že vpisane s številom. Oznake obtežnih primerov so naslednje:

- g – lastna in stalna teža
- q_{fk} – vertikalna enakomerno porazdeljena prometna obtežba (gneča)
- q_{flk} (tlak/nateg) – horizontalna enakomerno porazdeljena obtežba (v konstrukciji lahko povzroča tlak ali nateg, odvisno v kateri smeri deluje)
- T (raztezek/skrček) – temperaturna obtežba (konstrukcijo lahko razteguje ali krči) – upoštevana temperaturna sprememba za ležaje
- w – obtežba vetra
- $p(Y/Z)$ – potres (v smeri Y (levo-desno), v smeri Z (gor-dol))

V programu Scia Engineer so nelinearne kombinacije označene z oznako »NL_« pred imenom obtežne kombinacije, če je obtežna kombinacija linearna pa te oznake ni.

3.3.1 Mejno stanje nosilnosti

V mejnem stanju nosilnosti (MSN) so obtežne kombinacije naslednje:

- I. Lastna in stalna + promet
 - MSN I.1. $1,35g + 1,35 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak}))$
 - MSN I.2. $1,35g + 1,35 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg}))$
- II. Lastna in stalna + promet prevladujoča + veter spremljevalna koristna obtežba
 - MSN II.1. $1,35g + 1,35 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak})) + 1,5 \cdot 0,3 \cdot w$
 - MSN II.2. $1,35g + 1,35 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg})) + 1,5 \cdot 0,3 \cdot w$
- III. Lastna in stalna + veter prevladujoča + promet spremljevalna koristna obtežba
 - MSN III.1. $1,35g + 1,5w + 1,35 \cdot 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak}))$
 - MSN III.2. $1,35g + 1,5w + 1,35 \cdot 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg}))$
 - MSN III.3. $1,0g + 1,5w$

3.3.2 Mejno stanje uporabnosti

V mejnem stanju uporabnosti (MSU) so obtežne kombinacije naslednje:

I. Lastna in stalna + promet

$$\text{MSU I.1. } 1,0g + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak}))$$

$$\text{MSU I.2. } 1,0g + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg}))$$

II. Lastna in stalna + promet prevladujoča + veter spremljevalna koristna obtežba

$$\text{MSU II.1. } 1,0g + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak})) + 0,2w$$

$$\text{MSU II.2. } 1,0g + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg})) + 0,2w$$

III. Lastna in stalna + veter prevladujoča + promet spremljevalna koristna obtežba

$$\text{MSU III.1. } 1,0g + 0,3w + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak}))$$

$$\text{MSU III.2. } 1,0g + 0,3w + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg}))$$

$$\text{MSU III.1. } 1,0g + 0,3w$$

3.3.3 Potresne obtežne kombinacije

I. Lastna in stalna + potres v Y + 0,3 potres v smeri Z

$$1,0g + 1,0p(Y) + 0,3p(Z)$$

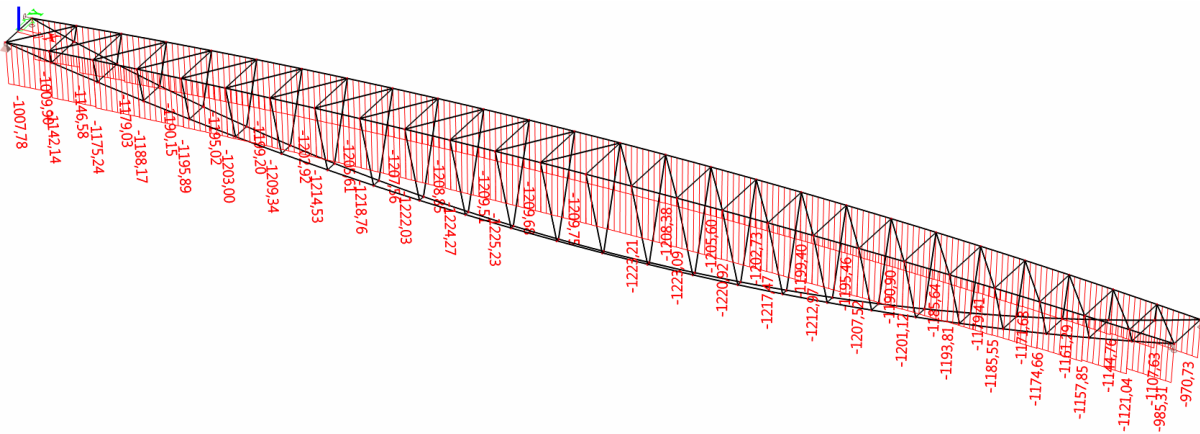
II. Lastna in stalna + potres v Z + 0,3 potres v smeri Y

$$1,0g + 1,0p(Z) + 0,3p(Y)$$

3.4 REZULTATI

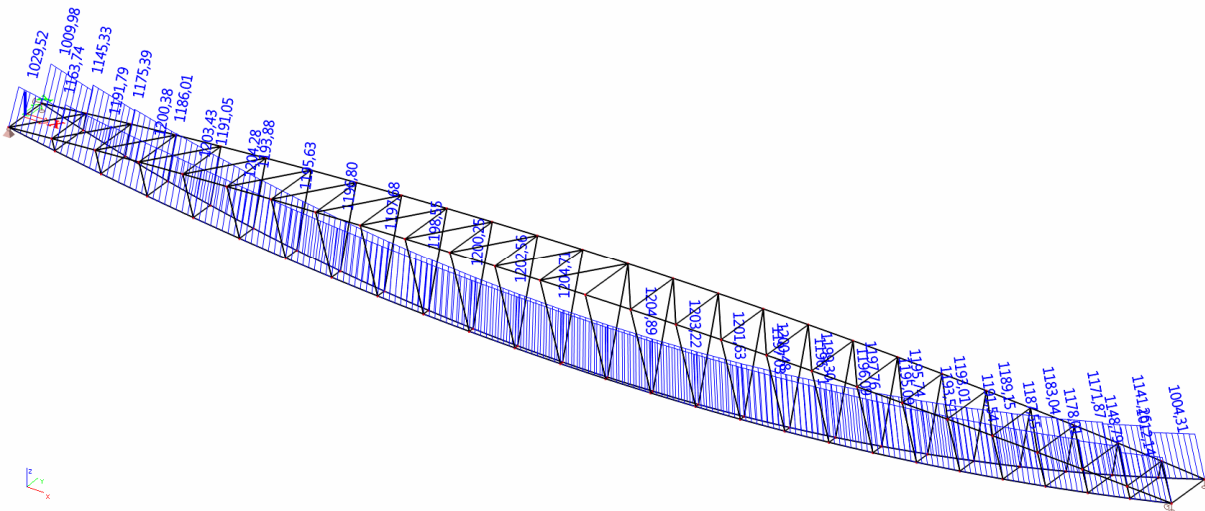
Največje obremenitve so osne sile v zgornjem in spodnjem pasu, povzročajo jih nelinearne in linearne kombinacije, ko konstrukcijo obtežimo s največjo vetikalno obtežbo (lastna+stalna in promet). Momenti so parazitni in niso odločilnega pomena za dimenzioniranje konstrukcije.

Zaradi nepravilne oblike nepopolne konstrukcije, z nelinearno analizo ne dobimo vedno največjih vrednosti. Na nekaterih delih konstrukcije, so obremenitve zaradi linearne analize večje. Nelinearne in linearne kombinacije so zato med seboj združene v skupno ovojnico, ki je predstavljena v rezultatih (Slike 17-24).



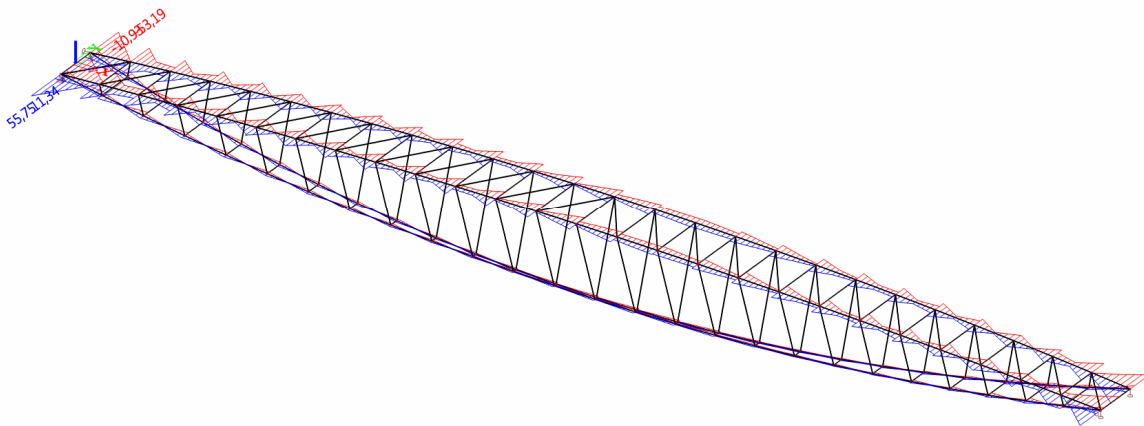
Slika 17: Osne sile v zgornjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

V zgornjem pasu se pojavljajo tlačne napetosti. Te so zaradi ugodne oblike zgornjega pasu, približno konstantne in se gibljejo med 1000-1250 kN.



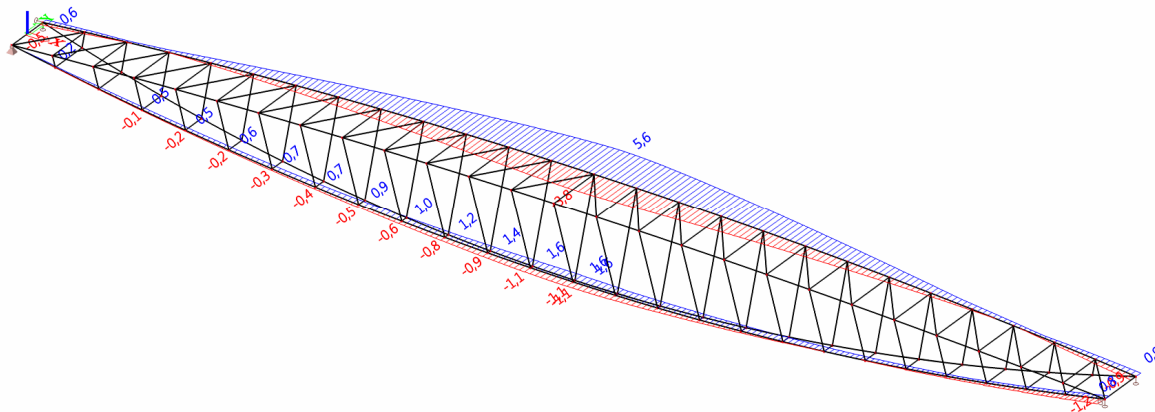
Slika 18: Osne sile v spodnjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

V spodnjem pasu se pojavljajo natezne napetosti. Tako kot v zgornjem pasu so te, zaradi oblike pasu, približno konstantne, gibljejo pa se med 1000-1200 kN. Njihove vrednosti so nasprotno tistim v zgornjem tlačnem pasu.

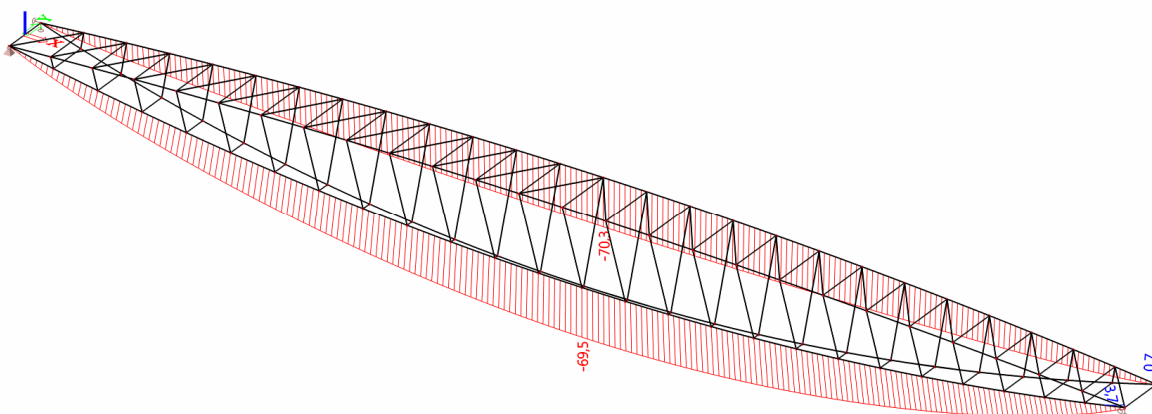


Slika 22: Upogibni momenti v smeri z (M_z) v zgornjem in spodnjem pasu za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

Upogibni momenti so parazitni in majhni. Največji so na koncih konstrukcije in sicer 77 kNm v smeri y (M_y) in 55 kNm v smeri z (M_z).



Slika 23: Pomiki v horizontalni smeri za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij – MSU)



Slika 24: Pomiki v vertikalni smeri za jekleno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij – MSU)

Največji pomiki so v vertikalni smeri in sicer približno 70 mm. V horizontalni smeri so pomiki manjši (približno 6 mm). Pomiki so proti razponu konstrukcije relativno majhni.

3.5 MEJNO STANJE NOSILNOSTI

Jekleni del konstrukcije je dimenzioniran po SIST EN 1993-2 ter po SIST EN 1993-1-1. Ker se standard projektiranja jeklenih mostov sklicuje na standard za projektiranje jeklenih stavb, so bila uporabljena pravila za dimenzioniranje stavb. Pomembna razlika med standardom projektiranja jeklenih mostov in standardom projektiranja jeklenih stavb je, da je pri dimenzioniranju mostov varnostni faktor γ_{M1} enak 1,1!

Dimenzioniranje konstrukcije je bilo opravljeno na dva načina. Najprej je bila konstrukcija preverjena ročno (s programom Microsoft Excel), nato so bili rezultati preverjeni še s programom Scia Engineer. Ti so podani v prilogi A.

3.5.1 Razvrstitev prerezov

$\phi 323,9/10$

Prečni prerez zgornjega tlačnega pasu je cev $\phi 323,9/10$, ki je iz jekla kakovosti S235. Za prečne prereze v tlaku ali v upogibu, se razred kompaktnosti izračuna glede na razmerje premera cevi proti debelini stene:

$$D = 323,9 \text{ mm}$$
$$t = 10,0 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 1,0 \Rightarrow \varepsilon^2 = 1,0$$

$$\frac{D}{t} = \frac{323,9 \text{ mm}}{10,0 \text{ mm}} = 32,39 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 1,0 = 50 \Rightarrow 1. \text{ razred kompaktnosti}$$

Kjer so oznake naslednje:

- D – premer cevi
- t – debelina stene cevi
- ε – koeficient odvisen od napetosti tečenja
- f_y – napetost tečenja

$\phi 177,8/16$

Prečni prerez spodnjega nateznega pasu, prečnikov v ravnini zgornjega in spodnjega pasu in vertikalnih prečnikov je cev $\phi 177,8/16$, ki je iz jekla kakovosti S235:

$$D = 177,8 \text{ mm}$$
$$t = 16,0 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 1,0 \Rightarrow \varepsilon^2 = 1,0$$

$$\frac{D}{t} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = 11,11 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 1,0 = 50 \Rightarrow 1. \text{ razred kompaktnosti}$$

3.5.2 Kontrola prečnega prereza na normalne napetosti

Normalne napetosti povzročata osna sila ter upogibna momenta. V splošnem moramo pri kontroli prereza zadostiti enačbi:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

Ker pa je prečni prerez vseh elementov okrogla cev, je njen odpornostni moment v vseh smereh enak. Prerez je v 1. razredu kompaktnosti, zato lahko uporabimo plastični odpornostni moment. Zgornja enačba se zato poenostavi v spodnjo (kontrola 1), kjer je M_{Ed} vektorska vsota momentov v smeri y ter z:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (\text{kontrola 1})$$

Konstrukcija je bila dimenzionirana s programom Microsoft Excel, v katerem so oznake naslednje:

- A – ploščina prečnega prereza
- W_{pl} – plastični odpornostni moment
- i – vztrajnostni radij
- f_y – napetost tečenja
- γ_{M0} – varnostni faktor
- N_{ed} – projektna vrednost osne sile
- $M_{y,ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri osi y
- $M_{z,ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri osi z
- $M_{ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2} \cdot 100$ (enačba 1)
– vektorska vsota upogibnih momentov
- $\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}}$ (kontrola 2)
– količnik tlačne izkoriščenosti prereza
- $\frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}}$ (kontrola 3)
– količnik upogibne izkoriščenosti prereza

Konstrukcija je dimenzionirana na vse kombinacije osne sile ter obeh upogibnih momentov. Tabelarni izpis (Tabele 2-6) je zaradi preglednosti, podan le za 10 najbolj kritičnih kombinacij. Preverjene pa so bile vse kombinacije.

Tabela 2: Kontrola prereza za zgornji tlačeni pas

Kontrola prereza:		enačba 1										kontrola 1		
Element	Obtežni primer	Razdalja (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	M_{Ed} (kNm)	Tlačna izk.	Upogibna izk.	Izkoriščenost	Kontrola				
$\phi 323,9/10$														
	A=	98,61 cm ²												
	W=	12158 cm ³												
	i=	11,1 cm												
	f_y =	23,5 kN/cm ²												
	γ_{M10} =	1,0												
B1	MSN II.1/4	1,779	-996,93	77,06	-6,57	7734	0,430	0,336	0,766	<1 OK				
B1	MSN II.2/7	1,779	-939,34	75,96	-6,8	7626	0,405	0,331	0,737	<1 OK				
B1	NL_MSN II.1	45,273	-978,52	75,95	-6,96	7627	0,422	0,331	0,753	<1 OK				
B1	MSN II.2/7	45,273	-985,08	76,63	-6,73	7692	0,425	0,334	0,759	<1 OK				
B1	MSN II.1/4	45,273	-983,09	76,51	-7,04	7683	0,424	0,334	0,758	<1 OK				
B3	MSN I.2/2	1,779	-941,61	75,29	6,88	7560	0,406	0,328	0,735	<1 OK				
B3	MSN I.1/3	1,779	-998,28	76,36	6,63	7665	0,431	0,333	0,764	<1 OK				
B3	MSN I.1/3	45,273	-968,56	75,77	6,91	7608	0,418	0,330	0,748	<1 OK				
B3	MSN I.2/2	45,273	-970,51	75,88	6,59	7617	0,419	0,331	0,750	<1 OK				
B3	NL_MSN I.1	45,273	-966,42	75,38	7,02	7571	0,417	0,329	0,746	<1 OK				
									MAX=	0,766				

Tabela 3: Kontrola prereza za spodnji natezni pas

Kontrola prereza:		enačba 1		kontrola 2		kontrola 3		kontrola 1		
Element	Obtežni primer	Razdalja (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	M_{Ed} (kNm)	Tlačna izk.	Upogibna izk.	Izkoriščenost	Kontrola
B2	NL_MSN I.1	1,828	1001,35	26,22	-3,95	2652	0,524	0,272	0,796	<1 OK
B2	NL_MSN II.1	1,828	1013,25	26,17	-4,24	2651	0,530	0,272	0,803	<1 OK
B2	NL_MSN I.2	45,689	1009,64	26	-3,9	2629	0,528	0,270	0,798	<1 OK
B2	NL_MSN II.2	45,689	1011,16	26,02	-4,14	2635	0,529	0,271	0,800	<1 OK
B2	NL_MSN II.1	45,689	1008,3	25,96	-4,14	2629	0,528	0,270	0,798	<1 OK
B4	NL_MSN I.1	1,828	993,97	26,32	3,39	2654	0,520	0,273	0,793	<1 OK
B4	MSN I.1/3	1,828	990,5	25,95	3,36	2617	0,518	0,269	0,787	<1 OK
B4	NL_MSN II.2	45,689	1002,29	26,06	3,12	2625	0,524	0,270	0,794	<1 OK
B4	MSN I.2/2	45,689	1001,36	25,76	3,34	2598	0,524	0,267	0,791	<1 OK
B4	NL_MSN I.2	45,689	1003,84	26,08	3,37	2630	0,525	0,270	0,795	<1 OK
							MAX=		0,803	<1 OK

$A=$ 81,33 cm²
 $W=$ 414,1 cm³
 $i=$ 5,701 cm
 $f_y=$ 23,5 kN/cm²

$\gamma_{M0}=$ 1,0

Tabela 4: Kontrola prereza za prečnike v ravnini zgornjega tlačnega pasu

Element		Obtežni primer	Razdalja (m)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	enačba 1			kontrola 1		
							M _{Ed} (kNcm)	Tlačna izk.	Upogibna izk.	Izkoriščenost	Kontrola	
B88	MSN	I.2/2	1,267	9,17	8,91	-0,5	892	0,005	0,092	0,097	<1 OK	
B89	MSN	I.2/2	1,28	9,33	9,16	-0,47	917	0,005	0,094	0,099	<1 OK	
B90	MSN	I.2/2	1,289	9,56	9,33	-0,44	934	0,005	0,096	0,101	<1 OK	
B91	MSN	I.2/2	1,294	10,17	9,44	-0,4	945	0,005	0,097	0,102	<1 OK	
B92	MSN	I.1/3	1,296	10,73	9,47	0,36	948	0,006	0,097	0,103	<1 OK	
B93	MSN	I.1/3	1,294	10,27	9,44	0,4	945	0,005	0,097	0,102	<1 OK	
B94	MSN	I.1/3	1,289	9,65	9,33	0,44	934	0,005	0,096	0,101	<1 OK	
B95	MSN	I.1/3	1,28	9,42	9,16	0,47	917	0,005	0,094	0,099	<1 OK	
B96	MSN	I.1/3	1,267	9,26	8,91	0,5	892	0,005	0,092	0,097	<1 OK	
B97	MSN	I.1/3	1,251	9,27	8,6	0,53	862	0,005	0,089	0,093	<1 OK	
									MAX=	0,103	<1 OK	

Kontrola prereza:

$\phi 177,8/16$
 $A = 81,33 \text{ cm}^2$
 $W = 414,1 \text{ cm}^3$
 $i = 5,701 \text{ cm}$
 $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
 $\gamma_{M0} = 1,0$

Tabela 5: Kontrola prereza za prečnike v ravnini spodnjega nateznega pasu

Kontrola prereza:		enačba 1										kontrola 1	
Element	Obtežni primer	Razdalja (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	M_{Ed} (kNcm)	Tlačna izk.	Upogibna izk.	Izkoriščenost	Kontrola			
$\phi 177,8/16$													
	A=		81,33 cm ²										
	W=		414,1 cm ³										
	i=		5,701 cm										
	f_y =		23,5 kN/cm ²										
	γ_{w0} =		1,0										
B55	NL_MSN I.1	0	6,45	-0,41	-3,25	328	0,003	0,034	0,037	<1 OK			
B55	NL_MSN III.1	0	3,81	-0,15	-5,36	536	0,002	0,055	0,057	<1 OK			
B56	MSN III.3/1	0	2,17	0,08	-3,85	385	0,001	0,040	0,041	<1 OK			
B56	NL_MSN III.1	0	4,37	-0,24	-4,6	461	0,002	0,047	0,050	<1 OK			
B57	NL_MSN III.1	0	3,04	-0,37	-4,03	405	0,002	0,042	0,043	<1 OK			
B58	NL_MSN III.1	0	2,65	-0,56	-3,51	355	0,001	0,037	0,038	<1 OK			
B78	NL_MSN III.2	0	4,38	-0,38	3,48	350	0,002	0,036	0,038	<1 OK			
B79	MSN I.1/3	0	7,45	-0,38	3,15	317	0,004	0,033	0,037	<1 OK			
B79	NL_MSN I.1	0	6,52	-0,41	3,19	322	0,003	0,033	0,036	<1 OK			
B79	NL_MSN III.1	0	3,88	-0,19	4,3	430	0,002	0,044	0,046	<1 OK			
								MAX=					
									0,057	<1 OK			

Tabela 6: Kontrola prereza za vertikalne prečnike

Kontrola prereza:		enačba 1		kontrola 2		kontrola 3		kontrola 1		
Element	Obtežni primer	Razdalja (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	M_{Ed} (kNcm)	Tlačna izk.	Upogibna izk.	Izkoriščenost	Kontrola
B5	MSN I.2/2	0	12,54	4,74	-48,62	4885	0,007	0,502	0,509	<1 OK
B5	MSN I.1/3	0	13,34	4,71	-49,46	4968	0,007	0,511	0,518	<1 OK
B5	MSN II.1/4	0	13,1	4,81	-49,65	4988	0,007	0,513	0,519	<1 OK
B29	MSN II.2/7	0	13,06	4,77	49,46	4969	0,007	0,511	0,517	<1 OK
B29	MSN I.1/3	0	12,88	4,74	48,91	4914	0,007	0,505	0,512	<1 OK
B29	NL_MSN II.1	0	9,36	4,87	49,02	4926	0,005	0,506	0,511	<1 OK
B30	MSN II.1/4	0	13,87	4,34	48,87	4906	0,007	0,504	0,511	<1 OK
B30	NL_MSN I.1	0	10,33	4,49	49,26	4946	0,005	0,508	0,514	<1 OK
B54	MSN I.2/2	0	13,3	4,47	-48,78	4898	0,007	0,503	0,510	<1 OK
B54	NL_MSN I.2	0	10	4,5	-48,94	4915	0,005	0,505	0,510	<1 OK
								MAX=	0,519	<1 OK

$A=$ 81,33 cm²
 $W=$ 414,1 cm³
 $i=$ 5,701 cm
 $f_y=$ 23,5 kN/cm²
 $\gamma_{M0}=$ 1,0

3.5.3 Kontrola stabilnosti elementa

Za elemente v katerih se pojavljajo tlačne napetosti, je potrebno izvesti kontrolo stabilnosti. Cev je okrogla, zato bočna zvrnitev ni možna. Tlačne osne sile se pojavljajo samo v zgornjem tlačnem pasu, prečnikih v ravnini zgornjega tlačnega pasu in vertikalnih prečnikih.

Računski model konstrukcije je bil nelinearen in je upošteval nepopolnost konstrukcije. S tem je zajeto povečanje osnih sil zaradi vpliva drugega reda. Tako lahko za uklonske razdalje uporabimo sistemske (dejanske) dolžine.

Zgornji tlačeni pas je uklonsko podprt s prečniki v ravnini zgornjega pasu in z vertikalnimi prečniki. Ti so postavljeni na razdalji 181,0 cm. Ker so prečniki v ravnini zgornjega pasu in bodo z vertikalnimi prečniki bočno podprti na začetku in na koncu elementa, je njihova uklonska razdalja enaka njihovi dolžini (gledano od osi elementov).

V splošnem primeru moramo izpolniti obe enačbi:

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

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

Splošni primer lahko poenostavimo, tako da uporabimo vektorsko vsoto upogibnih momentov v smeri y ter z . Poenostavitev je mogoča, ker je prerez krožne oblike. Uporabljen je bil interakcijski faktor okoli močne osi k_{yy} , v kontroli poimenovan k . Enačba, kateri moramo zadostiti je torej:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k \cdot \frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (\text{kontrola 4})$$

Konstrukcija je bila dimenzionirana s programom Microsoft Excel. Oznake so naslednje:

- A – ploščina prečnega prereza
- W_{pl} – plastični odpornostni moment
- i – vztrajnostni radij
- f_y – napetost tečenja
- γ_{M1} – varnostni faktor
- ε – koeficient odvisen od napetosti tečenja
- α – faktor nepopolnosti
- L_u – uklonska razdalja

$$\bar{\lambda} = \frac{L_u}{i \cdot 93,9 \varepsilon} \quad (\text{enačba 2})$$

– relativna vitkost

$$\chi = \begin{cases} 1,0; & \bar{\lambda} \leq 0,2 \\ \frac{1}{0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) + \sqrt{(0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2))^2 - \bar{\lambda}^2}}; & \bar{\lambda} > 0,2 \end{cases} \quad (\text{enačba 3})$$

– redukcijski faktor upogibnega uklona

- $\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}$ (kontrola 5)
– količnik tlačne (uklonske) izkoriščenosti prerez
- $\frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}}$ (kontrola 3)
– količnik upogibne izkoriščenosti prereza
- C_m – faktor nadomestnega upogibnega momenta
- $k = C_m \cdot \left(1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)$ (enačba 4)
– interakcijski faktor za elemente, ki niso občutljivi na bočno zvrnitev in prečne prereze v 1. in 2. razredu kompaktnosti

Upoštevan je bil faktor nadomestnega upogibnega momenta C_m , enak 1. To je za projektiranje konstrukcije najbolj neugodna predpostavka. Za zgornji tlačeni pas ta predpostavka drži v osrednjem delu konstrukcije, kjer so momenti približno konstantni. Na začetku in na koncu konstrukcije ter prečniki v ravnini zgornjega pasu in vertikalni prečniki, kjer so upogibni momenti trapezne oziroma parabolične oblike, pa je ta predpostavka na varni strani. Ker so upogibni momenti majhni, je vodilna obremenitev osna sila.

Tako kot pri kontroli prereza, je tudi pri kontroli stabilnosti konstrukcija dimenzionirana na vse kombinacije osne sile in obeh upogibnih momentov. Tabelarični izpis (Tabele 7-9) pa je, zaradi preglednosti, podan le za 10 najbolj kritičnih kombinacij. Preverjene so bile vse kombinacije.

Tabela 7: Kontrola stabilnosti za zgornji tlačeni pas

Element		enačba 1		enačba 2		enačba 3		enačba 4		enačba 5					
		Razdalja (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{x,Ed}$ (kNm)	L_{cr} (cm)	λ	χ	Tlačna izk.	Upogibna izk.	C_m	k			
B1	MSN II.1/4	1,779	-996,93	77,06	-6,57	7734	181	0,173	1,000	0,473	0,369	1,000	0,987	0,838	<1 OK
B1	MSN II.2/7	1,779	-939,34	75,96	-6,8	7626	181	0,173	1,000	0,446	0,364	1,000	0,988	0,806	<1 OK
B1	NL_MSN II.1	45,273	-978,52	75,95	-6,96	7627	181	0,173	1,000	0,464	0,364	1,000	0,988	0,824	<1 OK
B1	MSN II.2/7	45,273	-985,08	76,63	-6,73	7692	181	0,173	1,000	0,468	0,367	1,000	0,988	0,830	<1 OK
B1	MSN II.1/4	45,273	-983,09	76,51	-7,04	7683	181	0,173	1,000	0,467	0,367	1,000	0,988	0,829	<1 OK
B3	MSN I.2/2	1,779	-941,61	75,29	6,88	7560	181	0,173	1,000	0,447	0,361	1,000	0,988	0,804	<1 OK
B3	MSN I.1/3	1,779	-998,28	76,36	6,63	7665	181	0,173	1,000	0,474	0,366	1,000	0,987	0,835	<1 OK
B3	MSN I.1/3	45,273	-968,56	75,77	6,91	7608	181	0,173	1,000	0,460	0,363	1,000	0,988	0,819	<1 OK
B3	MSN I.2/2	45,273	-970,51	75,88	6,59	7617	181	0,173	1,000	0,461	0,364	1,000	0,988	0,820	<1 OK
B3	NL_MSN I.1	45,273	-966,42	75,38	7,02	7571	181	0,173	1,000	0,459	0,362	1,000	0,988	0,816	<1 OK
										MAX=		0,838	<1 OK		

Kontrola stabilnost:

 $\phi 323,9/10$ A= 98,61 cm²W= 12158 cm³

i= 11,1 cm

f_y= 23,5 kN/cm² =>ε= 1,000

α= 0,21

γ_{mt}= 1,1

Tabela 8: Kontrola stabilnosti za prečnike v ravnini zgornjega tlačnega pasu

Kontrola stabilnost:		enačba 1										enačba 2			enačba 3			enačba 4			kontrola 1	
Element	Obtežni primer	Razdalja (m)	N_{ed} (kN)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$M_{z,ed}$ (kNm)	M_{ed} (kNcm)	l_{cr} (cm)	λ	χ	Tlačna izk.	Upogibna izk.	C_m	k	Izkoriščenost	Kontrola							
B80	MSN II.2/7	0	-11,92	-5,81	-3,06	657	208,6	0,390	0,955	0,007	0,074	1,000	1,001	0,082	<1 OK							
B80	NL_MSN I.2	0	-10,11	-5,72	-1,83	601	208,6	0,390	0,955	0,006	0,068	1,000	1,001	0,074	<1 OK							
B80	NL_MSN III.1	0	-10,15	-3,9	-6,27	738	208,6	0,390	0,955	0,006	0,083	1,000	1,001	0,090	<1 OK							
B80	NL_MSN II.1	0	-10,92	-5,9	-4,16	722	208,6	0,390	0,955	0,007	0,082	1,000	1,001	0,088	<1 OK							
B80	NL_MSN III.2	2,086	-10,27	-2,54	5,11	571	208,6	0,390	0,955	0,006	0,065	1,000	1,001	0,071	<1 OK							
B81	NL_MSN III.3	0	-1,5	-1,52	-6,09	628	216,5	0,404	0,952	0,001	0,071	1,000	1,000	0,072	<1 OK							
B82	NL_MSN III.3	0	-2,38	-1,31	-6,21	635	223,8	0,418	0,948	0,001	0,072	1,000	1,000	0,073	<1 OK							
B82	NL_MSN III.3	2,238	-2,38	-1,15	6,01	612	223,8	0,418	0,948	0,001	0,069	1,000	1,000	0,071	<1 OK							
B82	NL_MSN III.2	2,238	-0,06	-2,97	7,05	765	223,8	0,418	0,948	0,000	0,086	1,000	1,000	0,087	<1 OK							
B83	NL_MSN III.3	0	-2,19	-1,19	-6,03	615	230,5	0,431	0,945	0,001	0,069	1,000	1,000	0,071	<1 OK							
													MAX=	0,090	<1 OK							

$A=$ 81,33 cm²
 $W=$ 414,1 cm³
 $i=$ 5,701 cm
 $f_y=$ 23,5 kN/cm² => $\epsilon=$ 1,000
 $\alpha=$ 0,21
 $\gamma_{M0}=$ 1,1 !!!!

Tabela 9: Kontrola stabilnosti za vertikalne prečnike

Element	Obtežni primer	Razdalja (m)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kNm)	M _{x,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	enačba 1		enačba 2		enačba 3		enačba 4		enačba 5	
							M _{Ed} (kNm)	L _{cr} (cm)	$\bar{\lambda}$	χ	Tlačna izk.	Upogibna izk.	C _m	k	izkoriščenost	Kontrola
B6	MSN II.1/4	0	-15,6	5,29	-22,62	2323	111,8	0,209	0,998	0,009	0,263	1,000	1,000	0,272	<1 OK	
B6	MSN II.2/7	0	-16,01	5,33	-22,1	2273	111,8	0,209	0,998	0,009	0,257	1,000	1,000	0,266	<1 OK	
B6	MSN II.1/4	1,118	-16,51	-0,88	18,4	1842	111,8	0,209	0,998	0,010	0,208	1,000	1,000	0,218	<1 OK	
B28	MSN II.2/7	0	-15,57	5,29	22,5	2311	111,8	0,209	0,998	0,009	0,261	1,000	1,000	0,270	<1 OK	
B28	MSN II.1/4	0	-15,63	5,33	22,21	2284	111,8	0,209	0,998	0,009	0,258	1,000	1,000	0,267	<1 OK	
B28	MSN II.2/7	1,118	-16,49	-0,92	-18,3	1832	111,8	0,209	0,998	0,010	0,207	1,000	1,000	0,217	<1 OK	
B31	NL_MSN I.2	0	-17,75	5,33	21,63	2228	111,8	0,209	0,998	0,010	0,252	1,000	1,000	0,262	<1 OK	
B31	NL_MSN I.1	0	-17,45	5,3	22,04	2267	111,8	0,209	0,998	0,010	0,256	1,000	1,000	0,266	<1 OK	
B53	NL_MSN I.1	0	-17,63	5,33	-21,72	2236	111,8	0,209	0,998	0,010	0,253	1,000	1,000	0,263	<1 OK	
B53	NL_MSN I.2	0	-17,58	5,29	-21,96	2259	111,8	0,209	0,998	0,010	0,255	1,000	1,000	0,265	<1 OK	
												MAX=		0,272	<1 OK	

Kontrola stabilnosti:

φ177.8/16

A= 81,33 cm²W= 414,1 cm³

i= 5,701 cm

f_y= 23,5 kN/cm² =>ε=

1,000

α=

0,21

γ_{wt}= 1,1 !!!

3.5.4 Kontrola prečnega prereza na strižne napetosti

Strižne napetosti v konstrukciji povzročajo prečne sile in torzijski momenti.

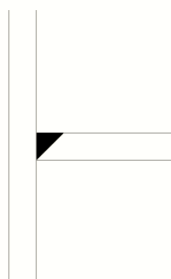
Ker so torzijske in strižne obremenitve majhne (Slika 20), ne povzročajo merodajnih vrednosti. Zato so bile preverjene samo s programom Scia Engineer (priloga A).

3.6 DIMEZIONIRANJE PRIKLJUČKOV CEVI

Spoji med votlimi cevmi so varjeni in so sposobni prevzeti tudi upogib. Priključki cevi so dimenzionirani po SIST EN 1993-1-8.

3.6.1 Dimenzioniranje zvarov

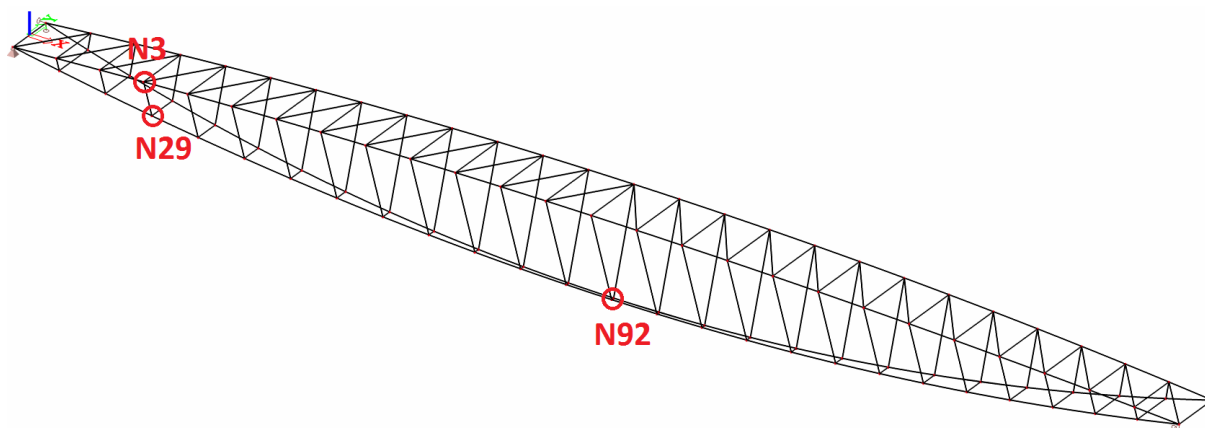
Cevi so med seboj varjene s polno penetriranim čelnim V zvarom, po celotnem obodu cevi. Ker je nosilnost takšnega zvara večja od nosilnosti osnovnega materiala, računaska kontrola zvara ni potrebna.



Slika 25: Polno penetrirani V zvar

3.6.2 Dimenzioniranje vozlišč palic (iz votlih profilov)

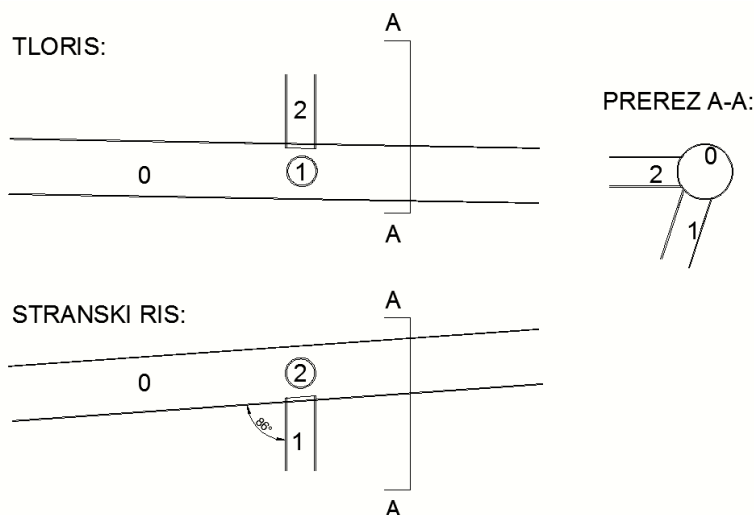
Vozlišča palic so dimenzionirana po poglavju 7, SIST EN 1993-1-8. V diplomski nalogi je opisano dimenzioniranje tipičnega zgornjega vozlišča (vozlišče N3, v katerem se palici B7 in B82 priključujeta na tlačni pas B1 - Slika 26) in dveh spodnjih vozlišč (vozlišče N29, v katerem se palici B7 in B57 priključujeta na natezni pas B2 in vozlišče N92, v katerem se palica B17 priključuje na natezni pas B2 - Slika 26). Vsa vozlišča so dimenzionirana na največje projektne vrednosti osnih sil in upogibnih momentov v obeh smereh. S tem smo na varni strani, ker največje vrednosti vplivov na spoj ne delujejo istočasno. Ker zgornji in spodnji pas nista ravna, je za kot med pasom in polnilno palico, uporabljen kot med tangento na pas in polnilno palico, v točki kjer se elementa stikata.



Slika 26: Lokacija dimenzioniranih vozlišč

3.6.2.1 Dimenzioniranje vozlišča N3

Vozlišče N3 je najbolj obremenjeno vozlišče, v katerem se vertikalna palica priključuje na zgornji pas. Po delitvi opisani na sliki 7.1 v SIST EN 1993-1-8, je to prostorsko vozlišče, ki je najbolj podobno vozlišču TT. Ker pa se polnilna palica 1 na osrednji pas priključuje pod kotom 86 stopinj, palica 2 pa pod kotom 89 stopinj, to ni pravo TT (Slika 27). Ta razlika je zelo majhna, zato je v nadaljnjem delu to obravnavano kot TT vozlišče.



Slika 27: Vozlišče N3

3.6.2.1.1 Izračun notranjih statičnih količin v vozlišču

Ker se v vozlišču N3 stikajo 3 elementi (2 polnilni palici ter pas), je to prostorsko vozlišče. Notranje statične količine je zato potrebno izračunati za vsak element posebej. Izpis osnih sil ter upogibnih momentov, ki jih da program Scia Engineer je sledeč (oznaka 0 velja za glavni pas, 1 in 2 pa za priključna pasova):

$$\begin{aligned} N_{0,Ed} &= 1188,17 \text{ kN} \\ M_{y,0,Ed} &= 2568 \text{ kN cm} \\ M_{z,0,Ed} &= 589 \text{ kN cm} \\ M_{0,Ed} &= 2635 \text{ kN cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{1,Ed} &= 18,60 \text{ kN} \\ M_{y,1,Ed} &= 533 \text{ kN cm} \\ M_{z,1,Ed} &= 2262 \text{ kN cm} \\ M_{1,Ed} &= 2285 \text{ kN cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{2,Ed} &= 7,82 \text{ kN} \\ M_{y,2,Ed} &= 516 \text{ kN cm} \\ M_{z,2,Ed} &= 961 \text{ kN cm} \\ M_{2,Ed} &= 862 \text{ kN cm} \end{aligned}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $N_{0,Ed}$ – projektna vrednost osne sile v pasu
- $M_{y,0,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri y v pasu
- $M_{z,0,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri z v pasu
- $M_{0,Ed}$ – vektorska vsota upogibnih momentov $M_{y,0,Ed}$ in $M_{z,0,Ed}$
- $N_{1,Ed}$ – projektna vrednost osne sile v 1. priključni palici
- $M_{y,1,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri y v 1. priključni palici
- $M_{z,1,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri z v 1. priključni palici
- $M_{1,Ed}$ – vektorska vsota upogibnih momentov $M_{y,1,Ed}$ in $M_{z,1,Ed}$
- $N_{2,Ed}$ – projektna vrednost osne sile v 2. priključni palici
- $M_{y,2,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri y v 2. priključni palici
- $M_{z,2,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri z v 2. priključni palici
- $M_{2,Ed}$ – vektorska vsota upogibnih momentov $M_{y,2,Ed}$ in $M_{z,2,Ed}$

Evrokod dovoljuje, da upoštevamo vrednost upogibnega momenta, ki jo vzamemo v točki, v kateri težiščna os polnilne palice seka zunanjo površino pasu. Zmanjšane obremenitve lahko tako dobimo z linearno interpolacijo.

$$L = 1118 \text{ mm}$$
$$D/2 = 162 \text{ mm}$$

$$M_{y,1,Ed} = 517 \text{ kN cm}$$
$$M_{y,-1,Ed} = -97 \text{ kN cm}$$

$$M'_{y,1,Ed} = \frac{L - D/2}{L} \cdot (M_{y,1,Ed} - M_{y,-1,Ed}) + M_{y,-1,Ed}$$
$$M'_{y,1,Ed} = \frac{1118 \text{ mm} - 162 \text{ mm}}{1118 \text{ mm}} \cdot (517 \text{ kN cm} + 97 \text{ kN cm}) - 97 \text{ kN cm} = \mathbf{428 \text{ kN cm}}$$

$$M_{z,1,Ed} = 2262 \text{ kN cm}$$
$$M_{z,-1,Ed} = -1840 \text{ kN cm}$$

$$M'_{z,1,Ed} = \frac{L - D/2}{L} \cdot (M_{z,1,Ed} - M_{z,-1,Ed}) + M_{z,-1,Ed}$$
$$M'_{z,1,Ed} = \frac{1118 \text{ mm} - 162 \text{ mm}}{1118 \text{ mm}} \cdot (2262 \text{ kN cm} + 1840 \text{ kN cm}) - 1840 \text{ kN cm} = \mathbf{1668 \text{ kN cm}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- L – dolžina polnilne palice 1
- $D/2$ – polovični premer zgornjega pasu
- $M_{y,-1,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri y v 1. priključni palici, v vozlišču nasproti N3
- $M'_{y,1,Ed}$ – zmanjšana vrednost upogibnega momenta v smeri y v 1. priključni palici, v vozlišču N3
- $M_{z,-1,Ed}$ – projektna vrednost upogibnega momenta v smeri z v 1. priključni palici, v vozlišču nasproti N3
- $M'_{z,1,Ed}$ – zmanjšana vrednost upogibnega momenta v smeri z v 1. priključni palici, v vozlišču N3

Ker so upogibni elementi v 2. elementu majhni, upoštevamo njihove vrednosti v vozlišču.

3.6.2.1.2 Možni načini porušitve vozlišča

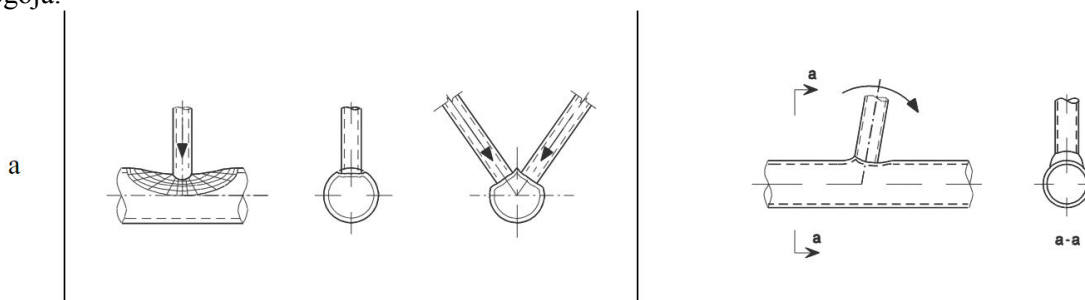
V splošnem primeru je možnih 6 načinov porušitve vozlišča:

- a. porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami,
- b. porušitev bočne stene (stojine) pasu,
- c. strižna porušitev pasu,
- d. prebojna strižna porušitev,
- e. porušitev polnilne palice,
- f. lokalno izbočenje.

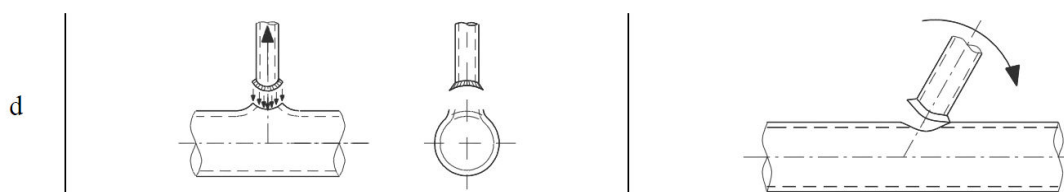
Če je geometrija izbranega vozlišča v skladu s sliko 7.1 v standardu Evrokod (ker je razlika zelo majhna, lahko privzamemo, da je to vozlišče TT) ter so izpolnjeni pogoji iz območja veljavnosti, je treba upoštevati le naslednja 2 načina porušitve:

- a. porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami (plastična porušitev prečnega prereza pasu - Slika 28),
- d. prebojna strižna porušitev (nastanek razpoke, ki lahko povzroči odtrganje polnilne palice od pasu - Slika 29).

Ostali načini porušitve niso kritični. Upoštevamo manjšo vrednost od projektnih nosilnosti za oba pogoja.



Slika 28: a. Porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami (na osno silo in upogibni moment) (SIST EN 1993-1-8)



Slika 29: d. Prebojna strižna porušitev (na osno silo ter upogibni moment) (SIST EN 1993-1-8)

3.6.2.1.3 Izračun območja veljavnosti

Ker med polnilnimi palicami ni preklapov ali reg, moramo izpolniti naslednje 4 pogoje, (ker so bili prerezi razvrščeni v 1. razred kompaktnosti že v poglavju 3.5.1, ta pogoj ni bil preverjen ponovno):

- 1) $0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} = \frac{d_2}{d_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{323,9 \text{ mm}} = 0,549 \leq 1,0$ OK
- 2) $10 \leq \frac{d_0}{t_0} = \frac{323,9 \text{ mm}}{10,0 \text{ mm}} = 32,39 \leq 50$ OK
- 3) $10 \leq \frac{d_1}{t_1} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = 11,11 \leq 50$ OK
- 4) $10 \leq \frac{d_2}{t_2} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = 11,11 \leq 50$ OK

Kjer so oznake naslednje:

- d_0 – zunanji premer cevi pasu
- t_0 – debelina pločevine stene pasu
- d_1 – zunanji premer cevi 1. priključne palice
- t_1 – debelina pločevine stene 1. priključne palice
- d_2 – zunanji premer cevi 2. priključne palice
- t_2 – debelina pločevine stene 2. priključne palice

3.6.2.1.4 Izračun napetosti ter geometrijskih razmerij

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} = \frac{1188,17 \text{ kN}}{98,61 \text{ cm}^2} + \frac{2635 \text{ kN cm}}{750,7 \text{ cm}^3} = \mathbf{15,559 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}$$

$$N_{P,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_i N_{i,Ed} \cdot \cos \theta_i = 1188,17 \text{ kN} - 18,60 \text{ kN} \cdot \cos 86^\circ - 7,82 \text{ kN} \cdot \cos 89^\circ$$

$$N_{P,Ed} = 1186,74 \text{ kN}$$

$$\sigma_{P,Ed} = \frac{N_{P,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} = \frac{1186,74 \text{ kN}}{98,61 \text{ cm}^2} + \frac{1635 \text{ kN cm}}{750,7 \text{ cm}^3} = \mathbf{15,544 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}$$

$$n_p = \frac{\sigma_{P,Ed}}{f_{y0}} / \gamma_{M5} = \frac{15,544 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} / 1,0 = \mathbf{0,662}$$

$$k_p = 1 - 0,3 \cdot n_p \cdot (1 + n_p) = 1 - 0,3 \cdot 0,662 \cdot (1 + 0,662) = \mathbf{0,670}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \beta = \frac{d_1}{d_0} = \frac{d_2}{d_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{323,9 \text{ mm}} = \mathbf{0,549}$$

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{323,9 \text{ mm}}{2 \cdot 10,0 \text{ mm}} = \mathbf{16,20}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $\sigma_{0,Ed}$ – največja tlačna napetost v pasu v območju vozlišča
- A_0 – površina prereza pasu
- $W_{el,0}$ – elastični odpornostni moment pasu
- $N_{P,Ed}$ – vrednost osne sile $N_{0,ed}$ brez upoštevanja komponent napetosti v smeri vzdolžne osi pasu, od osnih sil v polnilnih palicah
- θ_i – kot med pasom ter i-to polnilno palico
- $\sigma_{P,Ed}$ – vrednost napetosti $\sigma_{0,ed}$ brez upoštevanja komponent napetosti v smeri vzdolžne osi pasu, od osnih sil v polnilnih palicah
- n_p – normirana napetost v prerezu
- k_p – koeficient odvisen od normirane napetosti v prerezu
- γ_{M5} – varnostni faktor
- f_{y0} – napetost tečenja pasu
- β – razmerje zunanjih premerov polnilnih palic in pasov
- γ – razmerje med premerom pasu ter dvojno debelino stene pasu

3.6.2.1.5 Izračun projektne osne nosilnosti

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

- porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:

$$N_{1,Rd}^{(a)} = \frac{\gamma^{0,2} \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) / \gamma_{M5}$$

$$N_{1,Rd}^{(a)} = \frac{16,20^{0,2} \cdot 0,670 \cdot 23,5 \text{ kN} \cdot 1,0^2 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sin 86^\circ} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot 0,549^2) / 1,0 = \mathbf{195,1 \text{ kN}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$N_{1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$N_{1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN}}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot \pi \cdot 17,78 \text{ cm} \cdot \frac{1 + \sin 86^\circ}{2 \cdot \sin^2 86^\circ} / 1,0 = \mathbf{760,6 \text{ kN}}$$

- **projektna osna nosilnost:**

$$N_{1,Rd} = \min(N_{1,Rd}^{(a)}; N_{1,Rd}^{(d)}) = \mathbf{195,1 \text{ kN}}$$

2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$N_{2,Rd}^{(a)} = \frac{\gamma^{0,2} \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_2} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) / \gamma_{M5}$$

$$N_{2,Rd}^{(a)} = \frac{16,20^{0,2} \cdot 0,670 \cdot 23,5 \text{ kN} \cdot 1,0^2 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sin 89^\circ} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot 0,549^2) / 1,0 = \mathbf{194,6 \text{ kN}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$N_{2,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot \frac{1 + \sin \theta_2}{2 \cdot \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M5}$$

$$N_{2,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN}}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot \pi \cdot 17,78 \text{ cm} \cdot \frac{1 + \sin 89^\circ}{2 \cdot \sin^2 89^\circ} / 1,0 = \mathbf{758,0 \text{ kN}}$$

- **projektna osna nosilnost:**

$$N_{2,Rd} = \min(N_{2,Rd}^{(a)}; N_{2,Rd}^{(d)}) = \mathbf{194,6 \text{ kN}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $N_{1,Rd}^{(a)}$ – projektna osna nosilnost glede na kriterij porušitve stene v stiku s polnilnimi palicami za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $N_{1,Rd}^{(d)}$ – projektna osna nosilnost glede na kriterij prebojne strižne porušitve za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $N_{1,Rd}$ – projektna osna nosilnost za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $N_{2,Rd}^{(a)}$ – projektna osna nosilnost glede na kriterij porušitve stene v stiku s polnilnimi palicami za spoj 2. polnilne palice ter pasu
- $N_{2,Rd}^{(d)}$ – projektna osna nosilnost glede na kriterij prebojne strižne porušitve za spoj 2. polnilne palice ter pasu
- $N_{2,Rd}$ – projektna osna nosilnost za spoj 2. polnilne palice ter pasu

3.6.2.1.6 Izračun projektne upogibne nosilnosti v ravnini vozlišča

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

- porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:

$$M_{ip,1,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \beta \cdot k_p / \gamma_{M5}$$
$$M_{ip,1,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 86^\circ} \cdot \sqrt{16,20} \cdot 0,549 \cdot 0,670 / 1,0 = \mathbf{3008 \text{ kN cm}}$$

- prebojna strižna porušitev:

$$M_{ip,1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$
$$M_{ip,1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 86^\circ}{4 \cdot \sin^2 86^\circ} / 1,0 = \mathbf{4302 \text{ kN cm}}$$

- projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča:

$$M_{ip,1,Rd} = \min \left(M_{ip,1,Rd}^{(a)}; M_{ip,1,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{3008 \text{ kN cm}}$$

2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

- porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:

$$M_{ip,2,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_2}{\sin \theta_2} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \beta \cdot k_p / \gamma_{M5}$$
$$M_{ip,2,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 89^\circ} \cdot \sqrt{16,20} \cdot 0,549 \cdot 0,670 / 1,0 = \mathbf{3001 \text{ kN cm}}$$

- prebojna strižna porušitev:

$$M_{ip,2,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_2^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_2}{4 \cdot \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M5}$$
$$M_{ip,2,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 89^\circ}{4 \cdot \sin^2 89^\circ} / 1,0 = \mathbf{4290 \text{ kN cm}}$$

- projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča:

$$M_{ip,2,Rd} = \min \left(M_{ip,2,Rd}^{(a)}; M_{ip,2,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{3001 \text{ kN cm}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $M_{ip,1,Rd}^{(a)}$ – projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča glede na kriterij porušitve stene v stiku s polnilnimi palicami za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $M_{ip,1,Rd}^{(d)}$ – projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča glede na kriterij prebojne strižne porušitve za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $M_{ip,1,Rd}$ – projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča za spoj 1. polnilne palice ter pasu

- $M_{ip,2,Rd}^{(a)}$ – projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča glede na kriterij porušitve stene v stiku s polnilnimi palicami za spoj 2. polnilne palice ter pasu
- $M_{ip,2,Rd}^{(d)}$ – projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča glede na kriterij prebojne strižne porušitve za spoj 2. polnilne palice ter pasu
- $M_{ip,2,Rd}$ – projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča za spoj 2. polnilne palice ter pasu

3.6.2.1.7 Izračun projektne upogibne nosilnosti izven ravnine vozlišča

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

- porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:

$$M_{op,1,Rd}^{(a)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot \beta} \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,1,Rd}^{(a)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 86^\circ} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot 0,549} \cdot 0,670 / 1,0 = \mathbf{1365 \text{ kN cm}}$$

- prebojna strižna porušitev:

$$M_{op,1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 86^\circ}{4 \cdot \sin^2 86^\circ} / 1,0 = \mathbf{4302 \text{ kN cm}}$$

- projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča:

$$M_{op,1,Rd} = \min \left(M_{op,1,Rd}^{(a)}; M_{op,1,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{1365 \text{ kN cm}}$$

2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

- porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:

$$M_{op,2,Rd}^{(a)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_2}{\sin \theta_2} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot \beta} \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,2,Rd}^{(a)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 89^\circ} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot 0,549} \cdot 0,670 / 1,0 = \mathbf{1362 \text{ kN cm}}$$

- prebojna strižna porušitev:

$$M_{op,2,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_2^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_2}{4 \cdot \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,2,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 89^\circ}{4 \cdot \sin^2 89^\circ} / 1,0 = \mathbf{4290 \text{ kN cm}}$$

- projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča:

$$M_{op,2,Rd} = \min \left(M_{op,2,Rd}^{(a)}; M_{op,2,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{1362 \text{ kN cm}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $M_{op,1,Rd}^{(a)}$ – projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča glede na kriterij porušitve stene v stiku s polnilnimi palicami za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $M_{op,1,Rd}^{(d)}$ – projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča glede na kriterij prebojne strižne porušitve za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $M_{op,1,Rd}$ – projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča za spoj 1. polnilne palice ter pasu
- $M_{op,2,Rd}^{(a)}$ – projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča glede na kriterij porušitve stene v stiku s polnilnimi palicami za spoj 2. polnilne palice ter pasu
- $M_{op,2,Rd}^{(d)}$ – projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča glede na kriterij prebojne strižne porušitve za spoj 2. polnilne palice ter pasu
- $M_{op,2,Rd}$ – projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča za spoj 2. polnilne palice ter pasu

3.6.2.1.8 Kontrola spojev

Priključki cevi morajo zadostiti pogoju:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left(\frac{M_{z,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0$$

Ker je vozlišče prostorsko, je zgornjemu pogoju potrebno zadostiti v vsaki ravnini prostorskega vozlišča (glede na polnilni palici 1 in 2). Upoštevati je potrebno tudi redukcijski faktor, ki pa je za vozlišče TT, če je kot med polnilnima palicama med 60 in 90 stopinj, enak 1,0.

$$60^\circ \leq \varphi = 72^\circ \leq 90^\circ \Rightarrow \mu = 1,0$$

Kjer so oznake naslednje:

- φ – kot med polnilnima palicama 1 ter 2
- μ – redukcijski faktor za prostorsko vozlišče

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

$$\frac{N_{1,Ed}}{N_{1,Rd}} + \left(\frac{M_{z,1,Ed}}{M_{ip,1,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,1,Ed}}{M_{op,1,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{18,60 \text{ kN}}{195,1 \text{ kN}} + \left(\frac{1668 \text{ kN-cm}}{3008 \text{ kN-cm}} \right)^2 + \frac{428 \text{ kN-cm}}{1365 \text{ kN-cm}} = 0,716 \leq 1,0$$

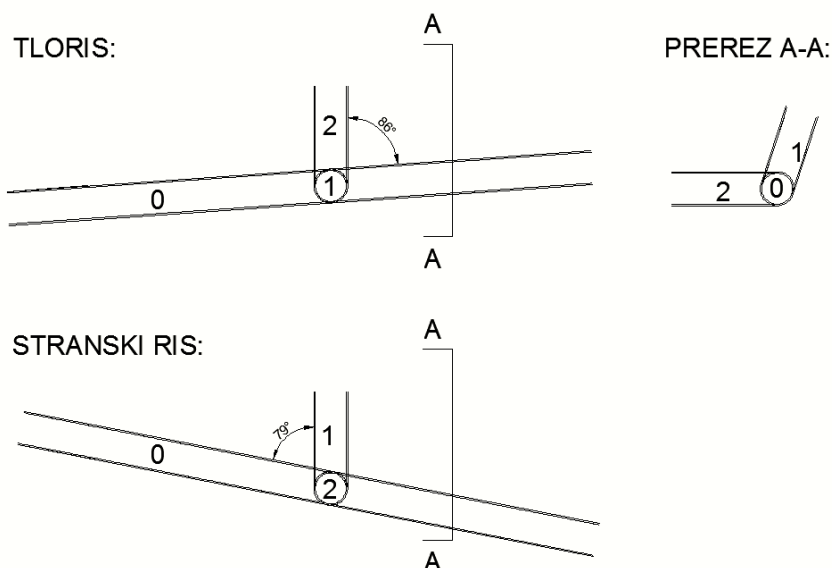
2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

$$\frac{N_{2,Ed}}{N_{2,Rd}} + \left(\frac{M_{z,2,Ed}}{M_{ip,2,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,2,Ed}}{M_{op,2,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{7,82 \text{ kN}}{194,6 \text{ kN}} + \left(\frac{691 \text{ kN-cm}}{3001 \text{ kN-cm}} \right)^2 + \frac{516 \text{ kN-cm}}{1362 \text{ kN-cm}} = 0,472 \leq 1,0$$

3.6.2.2 DIMENZIONIRANJE VOZLIŠČA N29

Vozlišče N29 je najbolj obremenjeno vozlišče, v katerem se vertikalna palica priključuje na spodnji pas. Podobno kot vozlišče N3, je vozlišče N29, prostorsko TT vozlišče. Prva polnilna palica se na osrednji pas priključuje pod kotom 79 stopinj, druga pa pod kotom 86 stopinj (Slika 30). V pravem TT vozlišču se obe palici priključujeta pod kotom 90 stopinj. Ta razlika je zelo majhna, zato je v nadaljnjem delu, lahko tudi to vozlišče obravnavano kot TT vozlišče.



Slika 30: Vozlišče N29

3.6.2.2.1 Izračun notranjih statičnih količin v vozlišču

Tudi v vozlišču N29 se stikajo trije elementi (dve polnilni palici ter pas). Notranje statične količine je zato potrebno izračunati za vsak element posebej. Izpis osnih sil ter upogibnih momentov, ki jih da program Scia Engineer je sledeč (oznaka 0 velja za glavni pas, 1 in 2 pa za priključna pasova):

$N_{0,Ed} = 1191,79 \text{ kN}$	$N_{1,Ed} = 19,31 \text{ kN}$	$N_{2,Ed} = 7,54 \text{ kN}$
$M_{y,0,Ed} = 1633 \text{ kN cm}$	$M_{y,1,Ed} = 97 \text{ kN cm}$	$M_{y,2,Ed} = 98 \text{ kN cm}$
$M_{z,0,Ed} = 384 \text{ kN cm}$	$M_{z,1,Ed} = 1840 \text{ kN cm}$	$M_{z,2,Ed} = 304 \text{ kN cm}$
$M_{0,Ed} = 1678 \text{ kN cm}$	$M_{1,Ed} = 1843 \text{ kN cm}$	$M_{2,Ed} = 319 \text{ kN cm}$

Ker upogibni elementi v polnilnih palicah niso kritični, računamo vozlišče na upogibni moment v vozlišču osi palic ter ga ne zmanjšujemo.

3.6.2.2.2 Izračun območja veljavnosti

Izpolniti je potrebno enake 4 pogoje (ker so bili prerezi razvrščeni v 1. razred kompaktnosti že v poglavju 3.5.1 ta pogoj ni bil preverjen ponovno):

$$1) \quad 0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} = \frac{d_2}{d_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{177,8 \text{ mm}} = 1,0 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$2) \quad 10 \leq \frac{d_0}{t_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = 11,11 \leq 50 \quad \text{OK}$$

$$3) \quad 10 \leq \frac{d_1}{t_1} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = \mathbf{11,11} \leq 50 \text{ OK}$$

$$4) \quad 10 \leq \frac{d_2}{t_2} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = \mathbf{11,11} \leq 50 \text{ OK}$$

3.6.2.2.3 Izračun napetosti ter geometrijskih razmerij

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} = \frac{1191,79 \text{ kN}}{81,33 \text{ cm}^2} + \frac{1678 \text{ kNcm}}{302,3 \text{ cm}^3} = \mathbf{20,203 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$N_{P,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_i N_{i,Ed} \cdot \cos \theta_i = 1191,79 \text{ kN} - 19,31 \text{ kN} \cdot \cos 79^\circ - 7,54 \text{ kN} \cdot \cos 86^\circ$$

$$N_{P,Ed} = 1187,58 \text{ kN}$$

$$\sigma_{P,Ed} = \frac{N_{P,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} = \frac{1187,58 \text{ kN}}{81,33 \text{ cm}^2} + \frac{1678 \text{ kN cm}}{302,3 \text{ cm}^3} = \mathbf{20,151 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$n_p = \frac{\sigma_{P,Ed}}{f_{y0}} / \gamma_{M5} = \frac{20,151 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} / 1,0 = \mathbf{0,858}$$

$$k_p = 1 - 0,3 \cdot n_p \cdot (1 + n_p) = 1 - 0,3 \cdot 0,858 \cdot (1 + 0,858) = \mathbf{0,522}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \beta = \frac{d_1}{d_0} = \frac{d_2}{d_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{177,8 \text{ mm}} = \mathbf{1,0}$$

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{2 \cdot 16,0 \text{ mm}} = \mathbf{5,56}$$

3.6.2.2.4 Izračun projektne osne nosilnosti

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

- porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:

$$N_{1,Rd}^{(a)} = \frac{\gamma^{0,2} \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) / \gamma_{M5}$$

$$N_{1,Rd}^{(a)} = \frac{5,56^{0,2} \cdot 0,522 \cdot 23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sin 79^\circ} \cdot 2,8 + 14,2 \cdot 1,0^2 / 1,0 = \mathbf{766,6 \text{ kN}}$$

- prebojna strižna porušitev:

$$N_{1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$N_{1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN}}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot \pi \cdot 17,78 \text{ cm} \cdot \frac{1 + \sin 79^\circ}{2 \cdot \sin^2 79^\circ} / 1,0 = \mathbf{1246,8 \text{ kN}}$$

- projektna osna nosilnost:

$$N_{1,Rd} = \min(N_{1,Rd}^{(a)}; N_{1,Rd}^{(d)}) = \mathbf{766,6 \text{ kN}}$$

2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$N_{2,Rd}^{(a)} = \frac{\gamma^{0,2} \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_2} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) / \gamma_{M5}$$

$$N_{2,Rd}^{(a)} = \frac{5,56^{0,2} \cdot 0,522 \cdot 23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sin 86^\circ} \cdot 2,8 + 14,2 \cdot 1,0^2 / 1,0 = \mathbf{754,4 \text{ kN}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$N_{2,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot \frac{1 + \sin \theta_2}{2 \cdot \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M5}$$

$$N_{2,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN}}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1,9 \text{ cm} \cdot \pi \cdot 17,78 \text{ cm} \cdot \frac{1 + \sin 86^\circ}{2 \cdot \sin^2 86^\circ} / 1,0 = \mathbf{1217,0 \text{ kN}}$$

- **projektna osna nosilnost:**

$$N_{2,Rd} = \min(N_{2,Rd}^{(a)}; N_{2,Rd}^{(d)}) = \mathbf{754,4 \text{ kN}}$$

3.6.2.2.5 Izračun projektne upogibne nosilnosti v ravnini vozlišča**1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:**

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$M_{ip,1,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \beta \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{ip,1,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 79^\circ} \cdot \sqrt{5,56} \cdot 1,0 \cdot 0,522 / 1,0 = \mathbf{6505 \text{ kN cm}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$M_{ip,1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$M_{ip,1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 79^\circ}{4 \cdot \sin^2 79^\circ} / 1,0 = \mathbf{7024 \text{ kN cm}}$$

- **projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča:**

$$M_{ip,1,Rd} = \min(M_{ip,1,Rd}^{(a)}; M_{ip,1,Rd}^{(d)}) = \mathbf{6505 \text{ kN cm}}$$

2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$M_{ip,2,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_2}{\sin \theta_2} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \beta \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{ip,2,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 86^\circ} \cdot \sqrt{5,56} \cdot 1,0 \cdot 0,522 / 1,0 = \mathbf{6401 \text{ kN cm}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$M_{ip,2,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_2^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_2}{4 \cdot \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M5}$$

$$M_{ip,2,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 86^\circ}{4 \cdot \sin^2 86^\circ} / 1,0 = \mathbf{6884 \text{ kN cm}}$$

- **projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča:**

$$M_{ip,2,Rd} = \min(M_{ip,2,Rd}^{(a)}; M_{ip,2,Rd}^{(d)}) = \mathbf{6401 \text{ kN cm}}$$

3.6.2.2.6 Izračun projektne upogibne nosilnosti izven ravnine vozlišča

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$M_{op,1,Rd}^{(a)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot \beta} \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,1,Rd}^{(a)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 79^\circ} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot 1,0} \cdot 0,522 / 1,0 = \mathbf{8085 \text{ kN cm}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$M_{op,1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 79^\circ}{4 \cdot \sin^2 79^\circ} / 1,0 = \mathbf{7024 \text{ kN cm}}$$

- **projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča:**

$$M_{op,1,Rd} = \min(M_{op,1,Rd}^{(a)}; M_{op,1,Rd}^{(d)}) = \mathbf{7024 \text{ kN cm}}$$

2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$M_{op,2,Rd}^{(a)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_2}{\sin \theta_2} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot \beta} \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,2,Rd}^{(a)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 86^\circ} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot 1,0} \cdot 0,522 / 1,0 = \mathbf{7956 \text{ kN cm}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$M_{op,2,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_2^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_2}{4 \cdot \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M5}$$

$$M_{op,2,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 86^\circ}{4 \cdot \sin^2 86^\circ} / 1,0 = \mathbf{6884 \text{ kN cm}}$$

- **projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča:**

$$M_{op,2,Rd} = \min \left(M_{op,2,Rd}^{(a)}; M_{op,2,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{6884 \text{ kN cm}}$$

3.6.2.2.7 Kontrola spojev

Vozlišče je enakega tipa kot N3, zato je potrebno zadostiti enakim pogojem. Upoštevati je potrebno tudi redukcijski faktor, ki je za vozlišče TT, če je kot med polnilnima palicama med 60 in 90 stopinj, enak 1,0. Čeprav je kot med polnilnima palicama večji od 90 stopinj, pa redukcijski faktor ni bil upoštevan, saj je obremenitev v vozlišču tako majhna, da redukcijski faktor nebi bistveno vplival na nosilnost vozlišča.

$$60^\circ \leq \varphi = 108^\circ \geq 90^\circ \Rightarrow \mu \neq 1,0$$

1) Spoj 1. polnilne palice ter pasu:

$$\frac{N_{1,Ed}}{N_{1,Rd}} + \left(\frac{M_{z,1,Ed}}{M_{ip,1,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,1,Ed}}{M_{op,1,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{19,31 \text{ kN}}{766,6 \text{ kN}} + \left(\frac{1840 \text{ kN cm}}{6505 \text{ kN cm}} \right)^2 + \frac{97 \text{ kN cm}}{7024 \text{ kN cm}} = \mathbf{0,119 \leq 1,0}$$

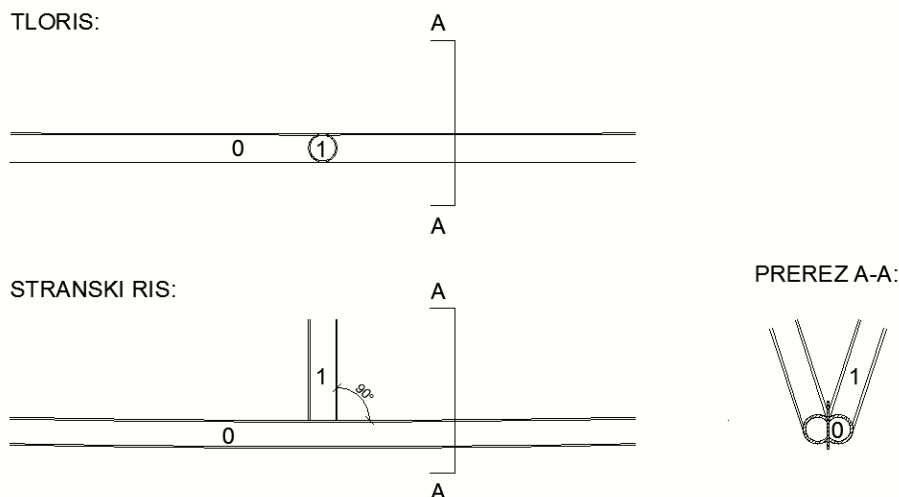
2) Spoj 2. polnilne palice ter pasu:

$$\frac{N_{2,Ed}}{N_{2,Rd}} + \left(\frac{M_{z,2,Ed}}{M_{ip,2,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,2,Ed}}{M_{op,2,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{7,54 \text{ kN}}{754,4 \text{ kN}} + \left(\frac{304 \text{ kN cm}}{6401 \text{ kN cm}} \right)^2 + \frac{98 \text{ kN cm}}{6884 \text{ kN cm}} = \mathbf{0,026 \leq 1,0}$$

3.6.2.3 DIMENZIONIRANJE VOZLIŠČA N92

Vozlišče N92 je najbolj obremenjeno ravninsko vozlišče konstrukcije. V njem se vertikalna palica priključuje na spodnji pas. Ker se tu spodnja pasova stikata, med njima ni več horizontalne palice. Pasova sta zato izrezana, tako da nalegata drug na drugega, vmes pa je vstavljena pločevina. Ti elementi so varjeni skupaj. Ker je to ravninsko vozlišče, se v njem stikata samo 2 palici in sicer pod kotom 90 stopinj (Slika 31). Zato je to vozlišče tipa T. Izračun projektnih odpornosti je torej enak, kontrola nosilnosti pa se opravi samo v eni ravnini.



Slika 31: Vozlišče N92

3.6.2.3.1 Izračun notranjih statičnih količin v vozlišču

Tudi v vozlišču N92 se stikata 2 elementa (polnilna palica ter pas), zato je to ravninsko vozlišče (Slika 31). Notranje statične količine je zato potrebno izračunati za vsak element posebej. Izpis osnih sil ter upogibnih momentov, ki jih da program Scia Engineer je sledeč (oznaka 0 velja za glavni pas, 1 pa za priključni pas):

$$\begin{array}{ll}
 N_{0,Ed} = 1195,15 \text{ kN} & N_{1,Ed} = 23,71 \text{ kN} \\
 M_{y,0,Ed} = 277 \text{ kN cm} & M_{y,1,Ed} = 296 \text{ kN cm} \\
 M_{z,0,Ed} = 84 \text{ kN cm} & M_{z,1,Ed} = 79 \text{ kN cm} \\
 M_{0,Ed} = 290 \text{ kN cm} & M_{1,Ed} = 306 \text{ kN cm}
 \end{array}$$

Ker upogibni elementi v polnilni palici niso kritični, računamo vozlišče na upogibni moment v vozlišču ter ga ne zmanjšujemo.

3.6.2.3.2 Izračun območja veljavnosti

Za ravninsko vozlišče moramo izpolniti naslednje tri pogoje (ker sta bila prereza razvrščena v 1. razred kompaktnosti že v poglavju 3.5.1, ta pogoj ni bil preverjen ponovno):

- 1) $0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{177,8 \text{ mm}} = 1,0 \leq 1,0$ **OK**
- 2) $10 \leq \frac{d_0}{t_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = 11,11 \leq 50$ **OK**
- 3) $10 \leq \frac{d_1}{t_1} = \frac{177,8 \text{ mm}}{16,0 \text{ mm}} = 11,11 \leq 50$ **OK**

3.6.2.3.3 Izračun napetosti ter geometrijskih razmerij

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} = \frac{1195,15 \text{ kN}}{81,33 \text{ cm}^2} + \frac{290 \text{ kN cm}}{302,3 \text{ cm}^3} = 15,653 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$N_{P,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_i N_{i,Ed} \cdot \cos \theta_i = 1195,15 \text{ kN} - 23,71 \text{ kN} \cdot \cos 90^\circ$$

$$N_{P,Ed} = 1195,15 \text{ kN}$$

$$\sigma_{P,Ed} = \frac{N_{P,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} = \frac{1195,15 \text{ kN}}{81,33 \text{ cm}^2} + \frac{290 \text{ kN cm}}{302,3 \text{ cm}^3} = 15,653 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$n_p = \frac{\sigma_{P,Ed}}{f_{y0}} / \gamma_{M5} = \frac{15,653 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} / 1,0 = 0,666$$

$$k_p = 1 - 0,3 \cdot n_p \cdot (1 + n_p) = 1 - 0,3 \cdot 0,666 \cdot (1 + 0,666) = 0,667$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \beta = \frac{d_1}{d_0} = \frac{d_2}{d_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{177,8 \text{ mm}} = 1,0$$

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{177,8 \text{ mm}}{2 \cdot 16,0 \text{ mm}} = 5,56$$

3.6.2.3.4 Izračun projektne osne nosilnosti

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$N_{1,Rd}^{(a)} = \frac{\gamma^{0,2} \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot \beta^2) / \gamma_{M5}$$

$$N_{1,Rd}^{(a)} = \frac{5,56^{0,2} \cdot 0,667 \cdot 23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sin 90^\circ} \cdot (2,8 + 14,2 \cdot 1,0^2) / 1,0 = 961,4 \text{ kN}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$N_{1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$N_{1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN}}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot \pi \cdot 17,78 \text{ cm} \cdot \frac{1 + \sin 90^\circ}{2 \cdot \sin^2 90^\circ} / 1,0 = 1212,6 \text{ kN}$$

- **projektna osna nosilnost:**

$$N_{1,Rd} = \min(N_{1,Rd}^{(a)}; N_{1,Rd}^{(d)}) = 961,4 \text{ kN}$$

3.6.2.3.5 Izračun projektne upogibne nosilnosti v ravnini vozlišča

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$M_{ip,1,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \beta \cdot k_p / \gamma_{M5}$$

$$M_{ip,1,Rd}^{(a)} = 4,85 \cdot \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 90^\circ} \cdot \sqrt{5,56} \cdot 1,0 \cdot 0,667 / 1,0 = 8157 \text{ kN cm}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$M_{ip,1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

$$M_{ip,1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 90^\circ}{4 \cdot \sin^2 90^\circ} / 1,0 = 6863 \text{ kN cm}$$

- **projektna upogibna nosilnost v ravnini vozlišča:**

$$M_{ip,1,Rd} = \min \left(M_{ip,1,Rd}^{(a)}; M_{ip,1,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{6863 \text{ kN cm}}$$

3.6.2.3.6 Izračun projektne upogibne nosilnosti izven ravnine vozlišča

- **porušitev stene v stiku s polnilnimi palicami:**

$$M_{op,1,Rd}^{(a)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot \beta} \cdot k_p / \gamma_{M5}$$
$$M_{op,1,Rd}^{(a)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6^2 \text{ cm}^2 \cdot 17,78 \text{ cm}}{\text{cm}^2 \cdot \sin 90^\circ} \cdot \frac{2,7}{1 - 0,81 \cdot 1,0} \cdot 0,667 / 1,0 = \mathbf{10140 \text{ kN cm}}$$

- **prebojna strižna porušitev:**

$$M_{op,1,Rd}^{(d)} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin \theta_1}{4 \cdot \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$
$$M_{op,1,Rd}^{(d)} = \frac{23,5 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 17,78^2 \text{ cm}^2}{\text{cm}^2 \cdot \sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \cdot \sin 90^\circ}{4 \cdot \sin^2 90^\circ} / 1,0 = \mathbf{6863 \text{ kN cm}}$$

- **projektna upogibna nosilnost izven ravnine vozlišča:**

$$M_{op,1,Rd} = \min \left(M_{op,1,Rd}^{(a)}; M_{op,1,Rd}^{(d)} \right) = \mathbf{6863 \text{ kN cm}}$$

3.6.2.3.7 Kontrola spoja

Ker je vozlišče N92 ravninsko, je potrebno kontrolo izvesti samo v eni ravnini.

$$\frac{N_{1,Ed}}{N_{1,Rd}} + \left(\frac{M_{z,1,Ed}}{M_{ip,1,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,1,Ed}}{M_{op,1,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{23,71 \text{ kN}}{961,4 \text{ kN}} + \left(\frac{79 \text{ kN cm}}{6863 \text{ kN cm}} \right)^2 + \frac{296 \text{ kN cm}}{6863 \text{ kN cm}} = \mathbf{0,068 \leq 1,0}$$

3.7 MEJNO STANJE UPORABNOSTI

Zagotoviti je potrebno udobnost uporabnikov. To zagotovimo tako, da pomiki konstrukcije niso preveliki, ter da so lastne frekvence tako velike, da zaradi hoje pešcev konstrukcija ne niha.

3.7.1 Pomiki konstrukcije

Pomik konstrukcije je prikazan v vozlišču, kjer je pomik konstrukcije največji, to pa ni nujno na sredini konstrukcije. Dejanski pomik konstrukcije je vektorska vsota pomika v vertikalni (smer Z) in pomika v horizontalni (smer Y) smeri. Ker so pomiki v horizontalni smeri dosti večji od tistih v vertikalni smeri, so bile uporabljene največje vrednosti vertikalnih pomikov ter slednjim pripadajoče vrednosti horizontalnih pomikov (Slika 23, 24).

Največje pomike povzroča nelinearna obtežna kombinacija NL_MSU II.2, saj je merodajen vertikalni pomik in je bolj kritična obtežna kombinacija z večjo maso. Veter povzroča horizontalni pomik in tako le v manjši meri vpliva na skupne pomike konstrukcije.

Pomik konstrukcije je potrebno pokazati samo na zgornjem robu, saj pomika zaradi horizontalne obtežbe delujeta oba v isti smeri.

Tabela 10: Največji pomiki vozlišč na zgornjem robu

Vozlišče	Kombinacija	u_y (mm)	u_z (mm)	u_{dej} (mm)
N13	NL_MSU II.1	3,1	-67,7	67,8
N14	NL_MSU II.1	3,0	-68,1	68,2
N15	NL_MSU II.1	3,0	-67,7	67,8
N65	NL_MSU II.1	3,2	-68,7	68,8
N66	NL_MSU II.1	3,1	-69,1	69,2
N67	NL_MSU II.1	3,0	-68,7	68,8

Največji pomik je v vozlišču N92 in je 72,0 mm. Ker je ta pomik enak le okoli 1/650 razpona konstrukcije, težav s pretiranimi pomikom konstrukcije ni. Konstrukcija torej izpolnjuje pogoje glede pomikov konstrukcije.

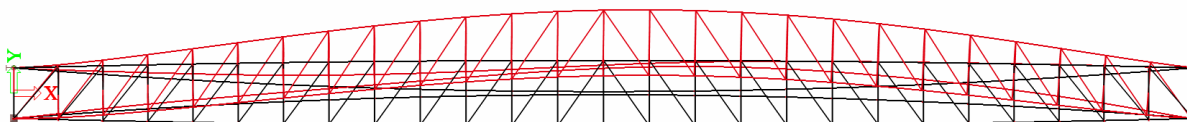
3.7.2 Lastne frekvence

Lastne frekvence opisane v tem poglavju pripadajo masni kombinaciji 1, ki je sestavljena samo iz lastne in stalne teže. Lastno nihanje konstrukcije, težave, ki jih povzročata ter ostale masne kombinacije, so bolj podrobno predstavljene v poglavju 4.

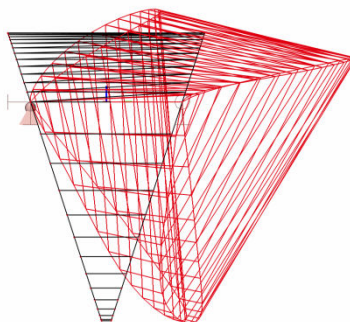
Prvih 7 nihajnih oblik, je za jekleno varianto izvedbe, podanih v tabeli 11. Zraven je podana še pripadajoča smer nihanja konstrukcije.

Tabela 11: Lastne frekvence jeklene variante izvedbe

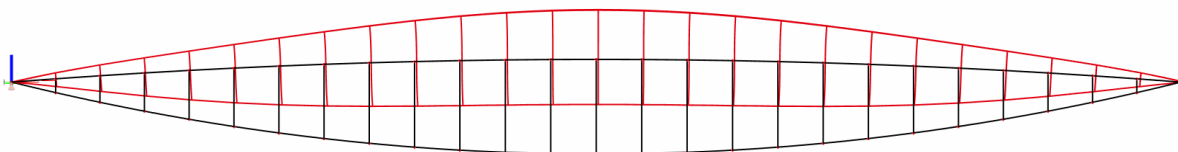
Lastna in stalna (G)	Nihajna oblika	f_0 (Hz)	Smer
		1	1,49
	2	2,45	vertikalno
	3	2,79	vertikalno
	4	2,96	torzijsko
	5	3,59	vertikalno
	6	4,26	horizontalno
	7	5,46	torzijsko



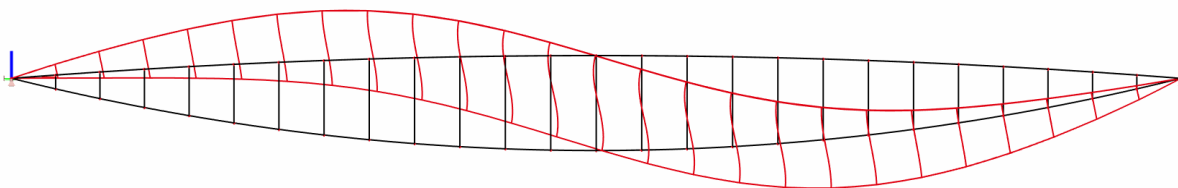
Slika 32: 1. horizontalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 1,49$ Hz) (tloris)



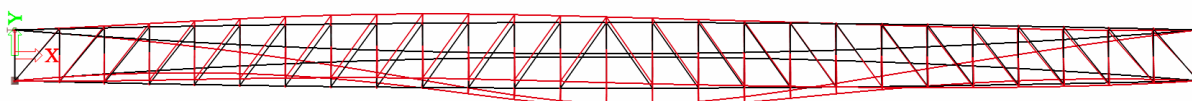
Slika 33: 1. horizontalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 1,49$ Hz) (prečni prerez)



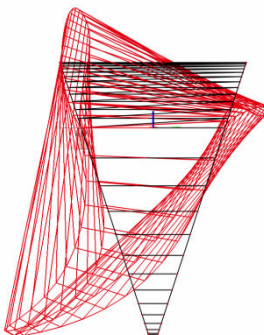
Slika 34: 1. vertikalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,45$ Hz) (stranski ris)



Slika 35: 2. vertikalna nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,79$ Hz) (stranski ris)



Slika 36: 1. torzijska nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,96$ Hz) (tloris)



Slika 37: 1. torzijska nihajna oblika jeklene variante izvedbe za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,96$ Hz) (prečni prerez)

Izračunane frekvence ne ustrezajo zahtevam iz Evrokoda, glede priporočenih frekvenc konstrukcije ter jih je potrebno zvišati. Preizkušenih je bilo več različnih računskih modelov. Kakšni so ti modeli ter njihove lastne frekvence so podrobneje opisane v poglavju 4.

4 LASTNO NIHANJE

4.1 FREKVENCA IN REZONANCA

V fiziki je frekvenca količina, ki je definirana kot število ponovitev na določeno časovno enoto. Oznaka zanjo je f , enota pa Hertz ($\text{Hz} = \text{s}^{-1}$). Njena obratna vrednost je imenovana nihajni čas ali perioda (T), z osnovno enoto sekundo (s). Za model z eno prostostno stopnjo, kjer je vsa masa konstrukcije skoncentrirana v eni točki, velja enačba:

$$f_0 = \frac{1}{T} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- f – frekvenca
- T – nihajni čas
- m – masa elementa/konstrukcije
- k – togost elementa/konstrukcije

Obravnavana konstrukcija je kompleksnejše oblike, zato obravnava s to enačbo ni mogoča. Nihajni čas kompleksnejših konstrukcij izračunamo z računalniškimi programi, ki temeljijo na metodi končnih elementov (v diplomski nalogi je to program Scia Engineer).

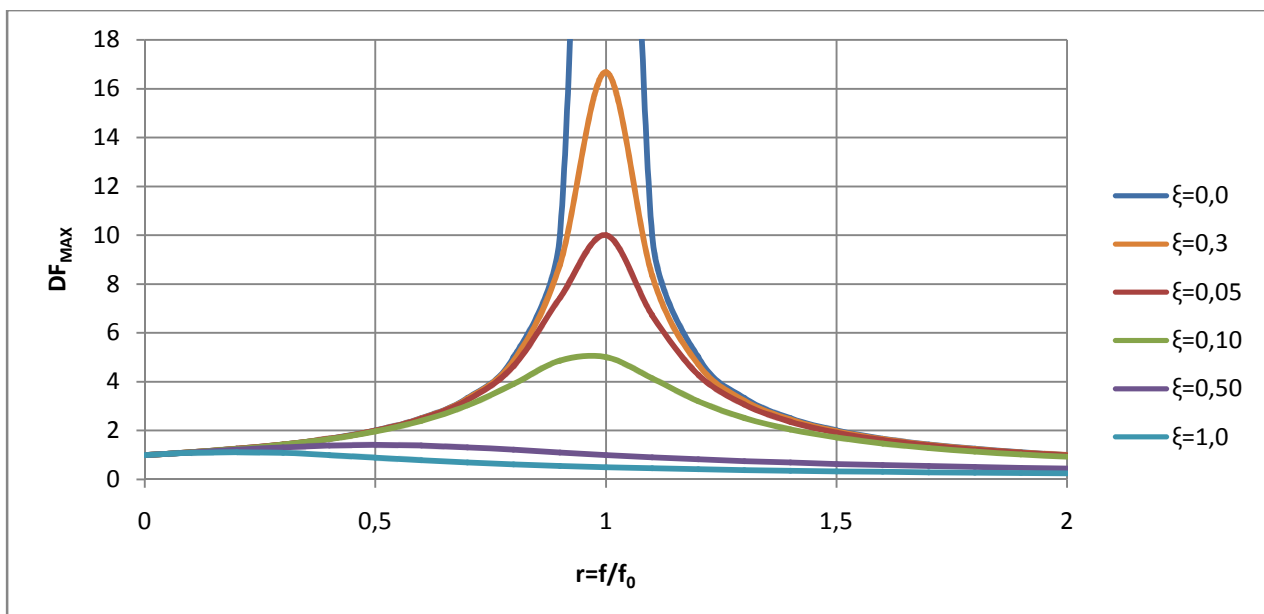
Resonanca je pojav, ko se nihalo (element/konstrukcija z določeno togostjo), odzove z večjo amplitudo nihanja, ko je frekvenca vsiljenega nihanja, približno enaka lastni frekvenci nihala. Razmerje med pomiki zaradi dinamične obtežbe in statične obtežbe imenujemo dinamični faktor (DF_{MAX}). Slednjega lahko opišemo s krivuljo z enačbo:

$$DF_{MAX} = \frac{1}{\sqrt{(1-r)^2 + (2 \cdot \xi \cdot r)^2}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- DF_{MAX} – dinamični faktor (razmerje med pomiki zaradi dinamične obtežbe in statične obtežbe)
- $r = \frac{f}{f_0}$ – razmerje med vsiljeno in lastno frekvenco
- f – vsiljena frekvenca
- f_0 – lastna frekvenca
- ξ – koeficient dušenja

Iz zgornje enačbe za resonanco ter podanega grafa (Slika 38) je razvidno, da je resonanca največja, če je razmerje med vsiljeno in lastno frekvenco (r) čim bližje 1 ter koeficient dušenja (ξ) čim manjši. Teoretično se pomiki konstantno povečujejo in so neskončni, če je razmerje med vsiljeno in lastno frekvenco enako 1 ($r = 1$) ter je koeficient dušenja enak 0 ($\xi = 0$). Konstrukcija ima sposobnost 5% dušenja ($\xi = 0,05$). V tem primeru je dinamični faktor za popolno resonanco enak $DF_{MAX} = 10$.



Slika 38: Resonančne krivulje

Pohodni mostovi so lahke konstrukcije, ki jih v nihanje lahko spravi dinamična obtežba pešcev, ki lahko hodijo, tečejo, skačejo ali plešejo, kot tudi obtežba vetra. V povprečju hodijo pešci s frekvenco 1 – 3 Hz v vertikalni smeri ter 0,5 – 1,5 Hz v horizontalni smeri, saj nihanje v vertikalni smeri povzročajo z obema nogama, v horizontalni smeri pa samo z levo ali desno nogo. Ker je odziv mostu na dinamično obtežbo pešcev odvisen od več pogojev, Evrokod za lastne frekvence podaja naslednje pogoje.

Dodatek Evrokodu 0 - Aneks A2, določa dovoljene minimalne frekvence, za katere dinamična analiza ni potrebna. V poglavju 4.3.2. Kriterij udobnosti pešcev, so te frekvence naslednje:

- 5 Hz za vertikalne vibracije
- 2,5 Hz za horizontalne in torzijske vibracije

Minimalne frekvence, ki jih postavlja Evrokod, niso končne meje za dimenzioniranje konstrukcije. Če konstrukcija teh frekvenc ne izpolnjuje, je potrebno narediti natančnejšo dinamično analizo ter z njo pokazati, da pospeški, ki se na konstrukciji pojavljajo, ne vplivajo na udobnost uporabnikov.

To poglavje določa tudi največje pospeške, ki opredeljujejo udobnost pešcev. Ti so:

- $0,7 \frac{m}{s^2}$ za vertikalne vibracije
- $0,2 \frac{m}{s^2}$ za horizontalne vibracije v običajnih pogojih uporabe
- $0,4 \frac{m}{s^2}$ za horizontalne vibracije v pogojih gneče

Če pospeški in vibracije na udobnost pešcev vplivajo neugodno, je potrebno povečati lastno frekvenco konstrukcije. To lahko storimo na naslednje načine:

- 1) povečamo togost (k) konstrukcije,
- 2) zmanjšamo maso (m) konstrukcije,
- 3) povečamo koeficient dušenja (ξ) konstrukcije (s tem zmanjšamo največjo možno amplitudo nihanja in dinamični faktor).

4.1.1 Primeri nihanja konstrukcije v praksi

Millennium Bridge v Londonu je verjetno najbolj poznan primer, kako lahko hoja pešcev povzroči nihanje celotne konstrukcije. Konstrukcija je jekleni viseči most, ki je bil ob odprtju leta 2000, takoj zaprt zaradi prekomernega nihanja. Hoja pešcev je na konstrukcijo povzročala majhne prečne nihaje, na katere so pešci reagirali tako, da so začeli loviti ravnotežje in hoditi z večjo amplitudo nihanja. To je povzročilo še večje nihanje mostu.

Most je bil zaprt dve leti. Problem nihanja so rešili tako, da so namestili 37 viskoznih dušilcev za dušenje horizontalnih pomikov (Slika 39) ter 52 masnih dušilcev, ki dušijo vertikalne pomike. Po prenovi most ni imel novih težav z resonanco. (vir Wikipedia)



Slika 39: Viskozni dušilci na mostu Millennium Bridge (Farrance, 2010)

4.2 PREIZKUŠENI RAČUNSKI MODELI

Ker lastne vrednosti jeklene variante izvedbe ne ustrezajo zahtevam, ki jih podaja Evrokod, je bilo preizkušenih sedem računskih modelov. Njihovi opisi in primerjava lastnosti so podani v naslednjih poglavjih. Postopno se je togost konstrukcije povečevala, zato so se povečale tudi frekvence. Masa konstrukcije pa se ni bistveno spreminjala.

Frekvence in pospeški vozlišč so bili izračunani za tri masne kombinacije:

- 1) lastna + stalna (G)
- 2) lastna + stalna + 0,2·gneča (samo enakomerno porazdeljena obtežba) ($G + 0,2Q$)
- 3) lastna + stalna + gneča (samo enakomerno porazdeljena obtežba) ($G + Q$)

Lastna teža in stalna obtežba sta na konstrukciji stalno, zato ju moramo upoštevati v vsaki masni kombinaciji. Prva masna kombinacija predstavlja samo maso konstrukcije, druga predstavlja pričakovano prometno obtežbo, ki se lahko pojavi na mostu, tretja pa največjo možno prometno obtežbo.

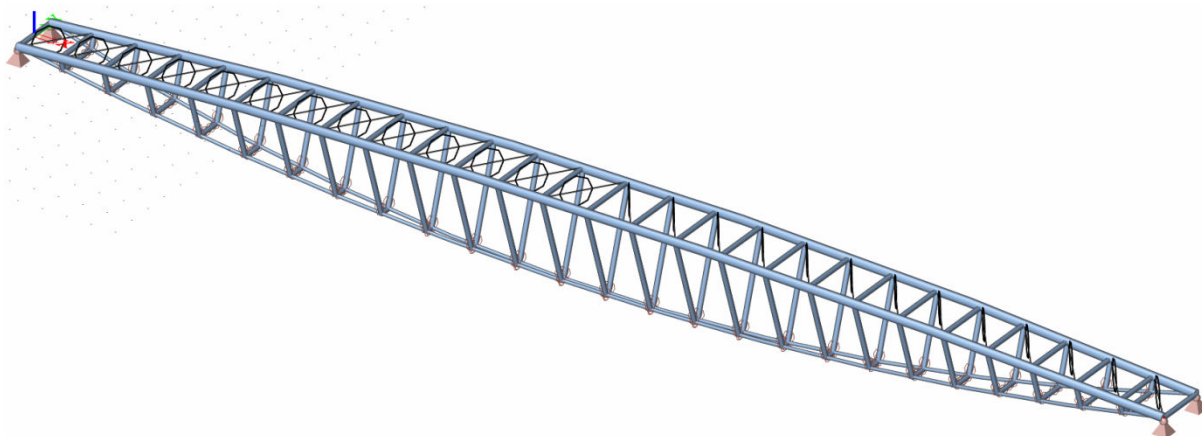
Evrokod za običajne pogoje uporabe določa skupino od 8 do 16 ljudi. Ker njihova masa predstavlja le 2% celotne vertikalne prometne obtežbe (gneče), je za običajne pogoje uporabe obravnavana masna kombinacije 1.

4.2.1 Računski model 1

Na zahtevo arhitektov s katerimi sem sodeloval, je bil prvi računski model sestavljen iz nateznega spodnjega pasu v obliki vrvi. Prerezi so naslednji:

- okrogla cev $\phi 323,9/10$ za zgornji tlačeni pas
- jeklenica premera $d = 110$ mm za spodnji natezni pas
- okrogla cev $\phi 177,8/16$ za vertikalne in horizontalne prečnike
- polna palica premera $d = 14$ mm za horizontalno povezje

Ker je spodnji pas samo natezni element (brez upogibne togosti), prečniki nanj niso priključeni momentno, ampak členkasto (omogočen zasuk med priključenima elementoma), zato je togost konstrukcije manjša. Pohodna konstrukcija je v računskem modelu modelirana kot obtežba.

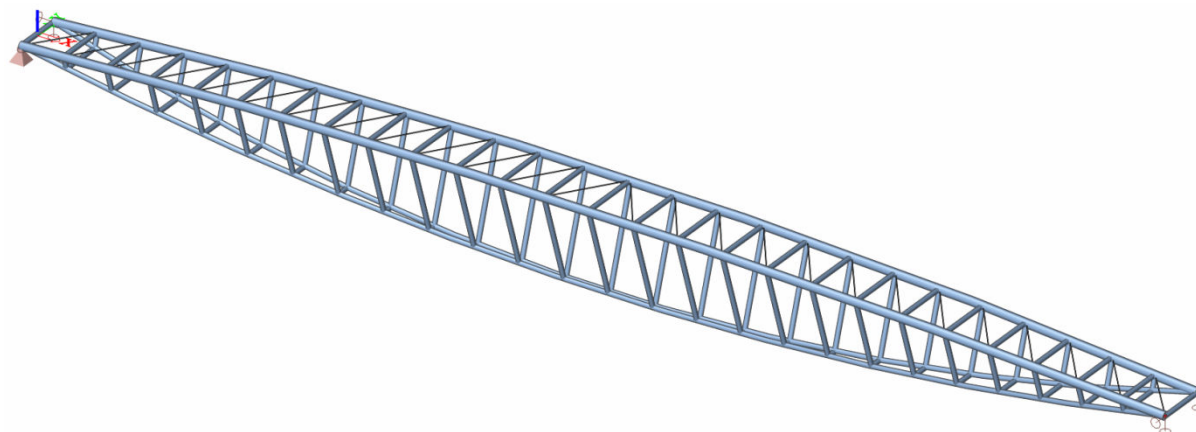


Slika 40: Računski model 1

Pri računski analizi se izkaže, da togost konstrukcije ni zadostna, zato kriterijem, ki jih podaja Evrokod, lastne frekvence konstrukcije ne zadostujejo. Prva nihajna oblika je horizontalna in ima lastno frekvenco le 1,45 Hz.

4.2.2 Računski model 2

Ker uporaba jeklenice ne da zadostne togosti, je bila ta zamenjana. Namesto jeklenice je bila uporabljena okrogla cev $\phi 177,8/16$, prečniki pa so bili priključeni momentno. Ostali prerezi se ne spremenijo. Ta računski model je identičen jekleni varianti izvedbe.



Slika 41: Računski model 2

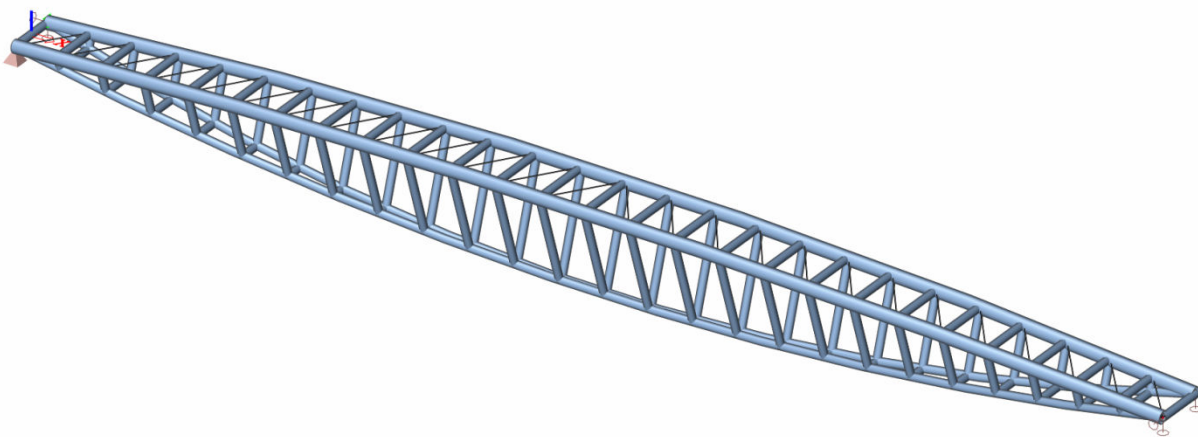
Večja togost spodnjega nateznega pasu je nekoliko stabilizirala spodnji del konstrukcije, vendar ne dovolj. Ker sta spodnja natezna pasova postavljena tik drug ob drugemu, se togost v horizontalni smeri bistveno ne spremeni. Poveča pa se togost v vertikalni smeri. Prva nihajna oblika se ne spremeni. Je horizontalna s frekvenco 1,49 Hz. Poveča pa se vertikalna frekvenca in sicer z 1,60 Hz na 2,45 Hz.

4.2.3 Računski model 3

Računski model 3 je sestavljen iz naslednjih prerezov (pohodna konstrukcija je podana kot obtežba, kakršnihkoli povezij ni):

- okrogla cev $\phi 508/9$ za zgornji tlačeni pas
- okrogla cev $\phi 298,5/12,5$ za spodnji natezni pas in prečnike
- polna palica premera $d = 14$ mm za horizontalno povezje

Ker so prečni prerezi tu preveliki, ta model za izvedbo ni praktičen. Ustvarjen je, da bi preverili ali je s povečevanjem prerezov mogoče doseči dovolj visoko togost konstrukcije, da bi zadostili pogojem iz Evrokoda.

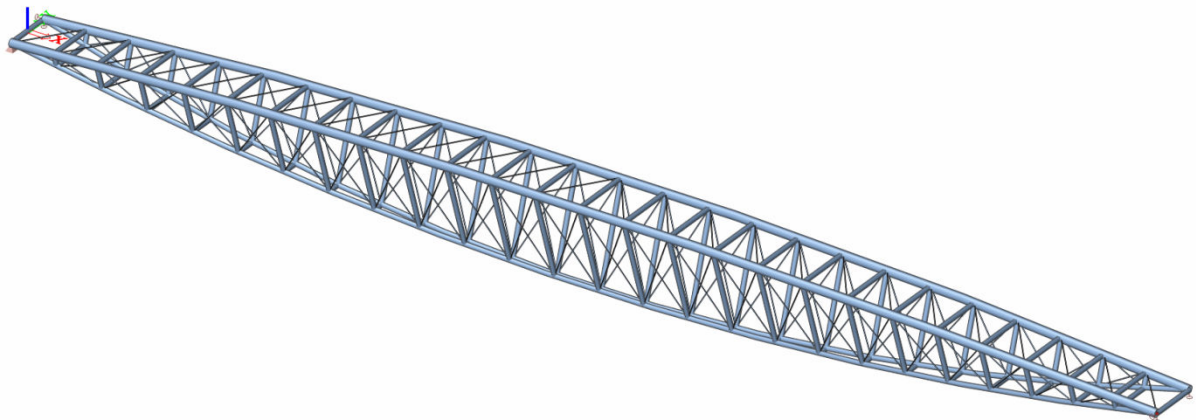


Slika 42: Računski model 3

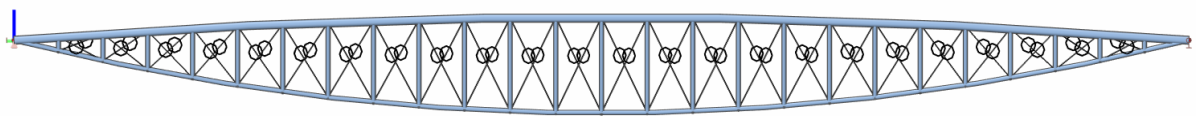
Ker je 1. horizontalna frekvenca le 1,93 Hz, ugotovimo, da samo s povečevanjem prerezov ni možno doseči želene togosti konstrukcije. Potrebno bi bilo izvesti drug ukrep za povečanje togosti in s tem lastne frekvence konstrukcije.

4.2.4 Računski model 4

Računski model 4 je sestavljen iz enakih prerezov kot računski model 2, vendar so pri danem računskem modelu med zgornji in spodnji pas ter vertikalne prečnike v vsako polje vstavljena še povezja. Ta so priključena členkasto. Povezja so premera 30 mm. Ostali prerezi se ne spremenijo.



Slika 43: Računski model 4

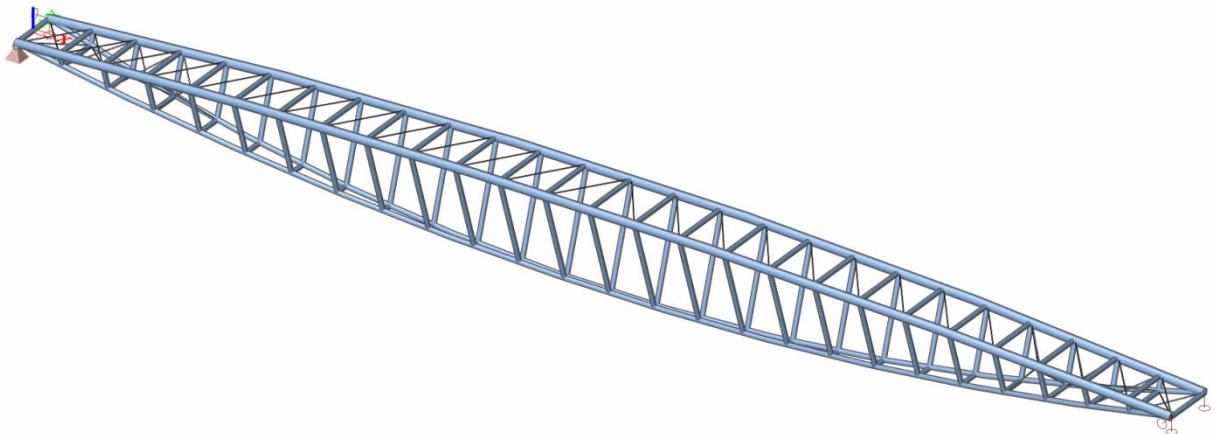


Slika 44: Računski model 4 (stranski ris)

S priključitvijo prečnikov povezij togost konstrukcije le malo povečamo. (1. nihajna oblika je horizontalna in ima frekvenco 1,51 Hz).

4.2.5 Računski model 5

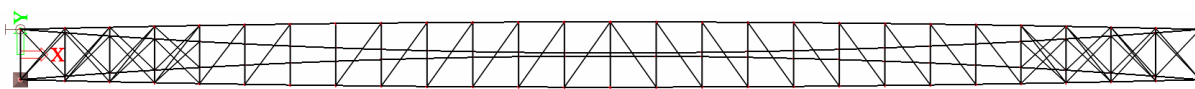
Da bi računsko povečali togost konstrukcije, so bila v računskem modelu 5 v začetna in končna štiri polj vstavljena 3-dimenzionalna povezja. Povezujejo levi zgornji pas z desnim spodnjim pasom. Enako velja za desni pas. Ker povezujejo med seboj različne prečnike, ta povezja niso samo v eni ravnini, pač pa so prostorska. Prečni prerez povezja je okrogla palica premera $d = 30$ mm. Ostali prečni prerezi se ne spremenijo.



Slika 45: Računski model 4



Slika 46: Računski model 5 (stranski ris)

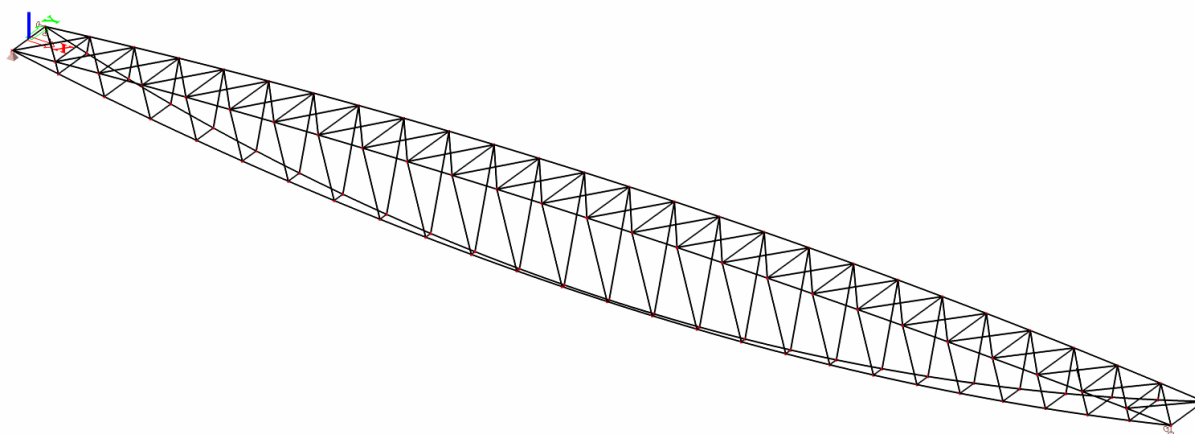


Slika 47: Računski model 5 (tloris)

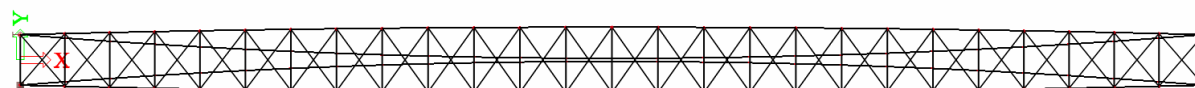
K dodatni togosti konstrukcije 3-dimenzionalna povezja pripomorejo, vendar ne veliko. Ker se togost poveča, se poveča tudi frekvenca konstrukcije in sicer na 1,57 Hz, za 1. nihajno obliko, ki je horizontalna. Vendar je to povečanje majhno, tako da to ni prava pot v razvoju konstrukcije.

4.2.6 Računski model 6

Ker so pešci bolj občutljivi na horizontalne, kot na vertikalne vibracije, je potrebno povečati togost predvsem v prečni (horizontalni smeri). To izvedemo tako, da povečamo horizontalna povezja med tlačnima pasovoma. Prečni prerez povezja je zdaj okrogla palica premera $d = 30$ mm. Palice so na sredini med seboj povezane, tako da je njihova uklonska razdalja enaka polovici dolžine palice. Ostali prečni prerezi se ne spremenijo.



Slika 48: Računski model 6

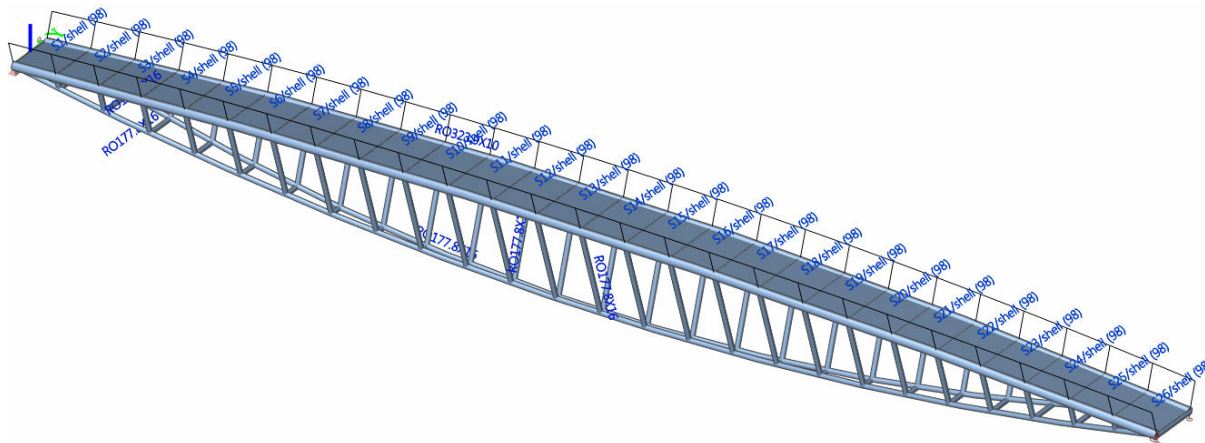


Slika 49: Računski model 6 (tloris)

Z povečanjem povezij in zmanjšanjem uklonske razdalje, povečamo predvsem frekvenco v horizontalni smeri. Ta se poveča iz 1,49 Hz iz Računskega modela 2 na 1,99 Hz za 1. horizontalno nihajno obliko. To kaže na izboljšano obnašanje konstrukcije, vendar dosežene frekvence še vedno ne zadostujejo pogojem iz Evrokoda.

4.2.7 Računski model 7

Z namestitvijo pohodne betonske plošče v ravnini zgornjega tlačnega pasu najbolj povečamo togost v prečni smeri. Ker je bila želja arhitektov, da bi bila konstrukcija čim bolj vitka, je ta plošča pritrjena na horizontalne prečnike v isti ravnini. Tako je plošča skrita med glavna (večja) tlačena nosilca, obenem pa dobro pritrjena na konstrukcijo in zagotavlja večjo togost v prečni smeri. Jekleni del konstrukcije pa je identičen Računskemu modelu 2. Ta model je nadaljevanju diplomske naloge poimenovan sovprežna varianta izvedbe (Poglavje 5).



Slika 50: Računski model 7

Betonska plošča je zaradi svoje velike širine v prečni smeri, bistveno bolj toga kot kakršen koli jekleni element/povezje. Z njo dosežemo, da frekvenca 1. horizontalne frekvence preseže najmanjšo mejo, ki jo podaja Evrokod in je 2,50 Hz (Slika 51). Na torzijske in horizontalne vibracije torej konstrukcija ni občutljiva. Konstrukcija pa še vedno ne izpolnjuje pogoja glede vertikalnih vibracij, saj je 1. vertikalna frekvenca enaka 2,57 Hz (Slika 53), kar je krepko pod mejo 5 Hz, ki jo podaja Evrokod.

4.2.8 Primerjava računskih modelov

V nadaljevanju je podana tabela 12 z lastnimi frekvencami (f_0) preizkušenih računskih modelov za prvih sedem nihajnih oblik. Konstrukcija lahko zaniha horizontalno, vertikalno ali torzijsko. Ker Evrokod podaja različne pogoje za lastne frekvence v odvisnosti od smeri nihanja, je zraven podana še smer nihanja.

Konstrukcija je na nihanje tudi zelo občutljiva, saj se lastne frekvence ne razlikujejo veliko. Na primer prve tri lastne frekvence za računski model 7 so: 2,50 Hz (1. horizontalna oblika) , 2,57 Hz (1. vertikalna oblika) in 2,72 Hz (2. vertikalna oblika). Ker so te lastne frekvence nihanja zelo blizu, je možno, da manjša sprememba v robnih pogojih ali togosti konstrukcije, povzroči popolnoma drugačen odziv.

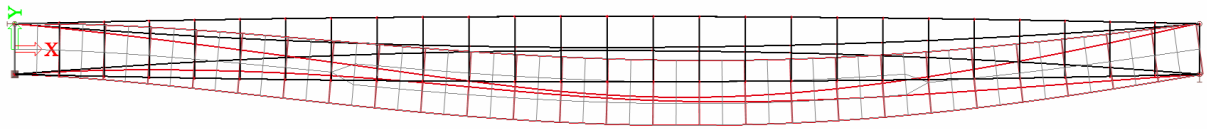
Z vsakim računskim modelom se togost konstrukcije povečuje, kar se odraža pri večji lastni frekvenci konstrukcije. Največ togosti na konstrukcijo prinese betonska plošča, saj popolnoma spremeni način nihanja konstrukcije. Zaradi velike širine plošče in dodatne togosti v horizontalni smeri se najbolj poveča horizontalna lastna frekvenca konstrukcije. In sicer iz 1,49 Hz na 2,50 Hz za 1. horizontalno nihajno obliko, ki zadostuje pogojem, ki jih podaja Evrokod.

V vertikalni smeri najbolj toga konstrukcija (Računski model 7) niha s frekvenco 2,57 Hz, kar ne izpolnjuje pogoja za najnižje dovoljene frekvence iz standarda Evrokod, ki je 5,0 Hz. Ker pešci bolj občutljivi na horizontalne kot vertikalne pomike, ta pogoj ni tako kritičen, kot tisti v vertikalni smeri. Na konstrukciji bi morali izvesti natančnejšo dinamično analizo, s katero bi določili pospeške vozlišč in ugotovili ali vplivajo na udobnost uporabnikov.

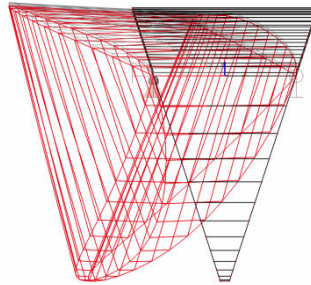
Večja masa konstrukcije neugodno vpliva na lastne frekvence konstrukcije. Saj če maso konstrukcije povečamo, se frekvenca konstrukcije zmanjša, kar je razvidno tudi iz enačbe za lastno frekvenco. Najvišje lastne vrednosti ima zato 1. masna kombinacija z najmanjšo maso, najmanjše pa 3. masna kombinacija, pri kateri je konstrukcija obtežena s polno vertikalno prometno obtežbo (gnečo).

Tabela 12: Primerjava računskih modelov

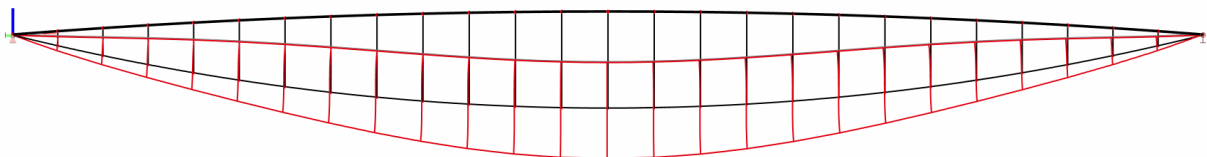
	Računski model 1		Računski model 2		Računski model 3		Računski model 4		Računski model 5		Računski model 6		Računski model 7		
	f ₀ (Hz)	Smer	f ₀ (Hz)	Smer	f ₀ (Hz)	Smer	f ₀ (Hz)	Smer	f ₀ (Hz)	Smer	f ₀ (Hz)	Smer	f ₀ (Hz)	Smer	
Lastna in stalna (G)	1	1,45	horizontalno	1,49	horizontalno	1,93	horizontalno	1,51	horizontalno	1,57	horizontalno	1,99	horizontalno	2,50	horizontalno
	2	1,60	vertikalno	2,45	vertikalno	2,67	vertikalno	2,46	vertikalno	2,46	vertikalno	2,44	vertikalno	2,57	vertikalno
	3	2,27	vertikalno	2,79	vertikalno	3,89	horizontalno	3,28	torzijsko	2,79	vertikalno	2,78	vertikalno	2,72	vertikalno
	4	2,31	mešano	2,96	torzijsko	4,66	vertikalno	3,71	torzijsko	2,97	torzijsko	3,01	torzijsko	3,61	torzijsko
	5	2,82	mešano	3,59	vertikalno	4,88	torzijsko	5,78	horizontalno	3,93	horizontalno	4,24	vertikalno	4,17	vertikalno
	6	3,13	vertikalno	4,26	horizontalno	7,40	horizontalno	6,07	vertikalno	4,27	vertikalno	5,06	horizontalno	5,83	vertikalno
	7	3,78	vertikalno	5,46	torzijsko	7,87	vertikalno	7,53	torzijsko	5,55	torzijsko	5,84	torzijsko	6,27	torzijsko
Lastna in stalna (G) 0,2-promet (G+0,2Q)	1	1,30	horizontalno	1,34	horizontalno	1,76	horizontalno	1,36	horizontalno	1,41	horizontalno	1,80	horizontalno	2,31	horizontalno
	2	1,46	vertikalno	2,23	vertikalno	2,47	vertikalno	2,25	vertikalno	2,24	vertikalno	2,23	vertikalno	2,36	vertikalno
	3	2,08	vertikalno	2,54	vertikalno	3,76	horizontalno	3,09	mešano	2,54	vertikalno	2,53	vertikalno	2,50	vertikalno
	4	2,25	mešano	2,86	torzijsko	4,30	vertikalno	3,46	torzijsko	2,88	torzijsko	2,92	torzijsko	3,45	torzijsko
	5	2,63	mešano	3,26	vertikalno	4,49	torzijsko	5,19	horizontalno	3,55	horizontalno	3,86	vertikalno	3,83	vertikalno
	6	2,85	vertikalno	3,88	horizontalno	6,82	horizontalno	5,54	vertikalno	3,89	vertikalno	4,71	horizontalno	5,35	vertikalno
	7	3,46	vertikalno	5,04	torzijsko	7,27	vertikalno	7,13	torzijsko	5,29	torzijsko	5,39	torzijsko	6,08	torzijsko
Lastna in stalna (G) promet (G+Q)	1	0,97	horizontalno	1,00	horizontalno	1,36	horizontalno	1,02	horizontalno	1,06	horizontalno	1,36	horizontalno	1,81	horizontalno
	2	1,13	vertikalno	1,72	vertikalno	1,95	vertikalno	1,75	vertikalno	1,73	vertikalno	1,72	vertikalno	1,85	vertikalno
	3	1,61	vertikalno	1,96	vertikalno	3,29	horizontalno	2,39	mešano	1,96	vertikalno	1,95	vertikalno	1,96	vertikalno
	4	2,02	mešano	2,36	torzijsko	3,40	vertikalno	3,11	torzijsko	2,51	torzijsko	2,67	torzijsko	3,00	torzijsko
	5	2,11	mešano	2,74	vertikalno	3,69	torzijsko	3,89	horizontalno	2,82	horizontalno	2,98	vertikalno	3,09	vertikalno
	6	2,21	vertikalno	2,98	horizontalno	5,39	horizontalno	4,27	vertikalno	3,00	vertikalno	3,62	horizontalno	4,18	vertikalno
	7	2,68	vertikalno	3,84	torzijsko	5,66	vertikalno	5,41	torzijsko	4,17	torzijsko	4,15	torzijsko	5,37	torzijsko



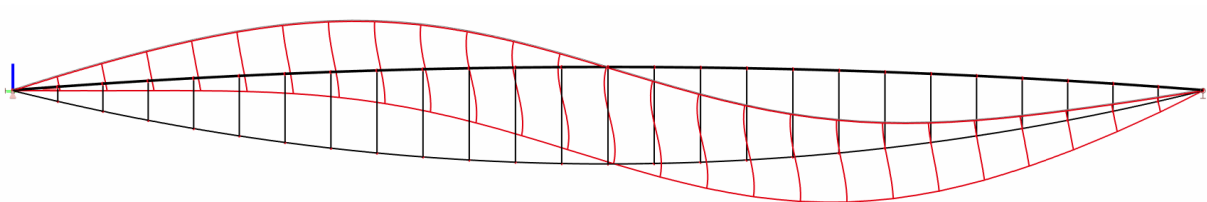
Slika 51: 1. horizontalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,50$ Hz) (tloris)



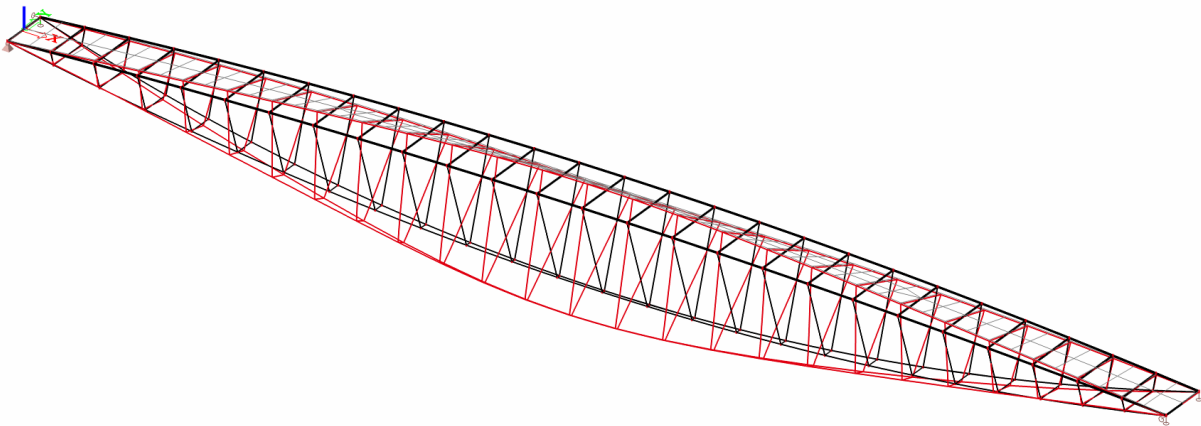
Slika 52: 1. horizontalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,50$ Hz) (prečni prerez)



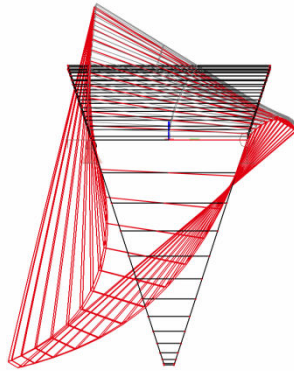
Slika 53: 1. vertikalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,57$ Hz) (stranski ris)



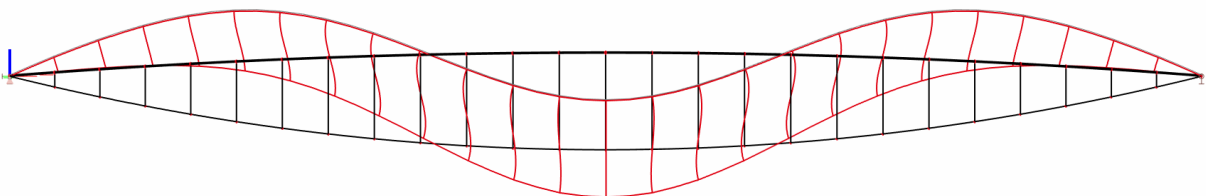
Slika 54: 2. vertikalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 2,72$ Hz) (stranski ris)



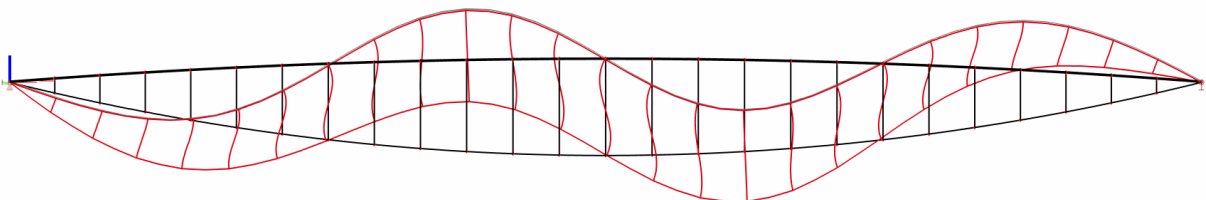
Slika 55: 1. torzijska nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 3,61$ Hz) (3Dpogled)



Slika 56: 1. torzijska nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 3,61$ Hz) (prečni prerez)



Slika 57: 3. vertikalna nihajna oblika računskega modela 7 za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 4,17$ Hz) (stranski ris)

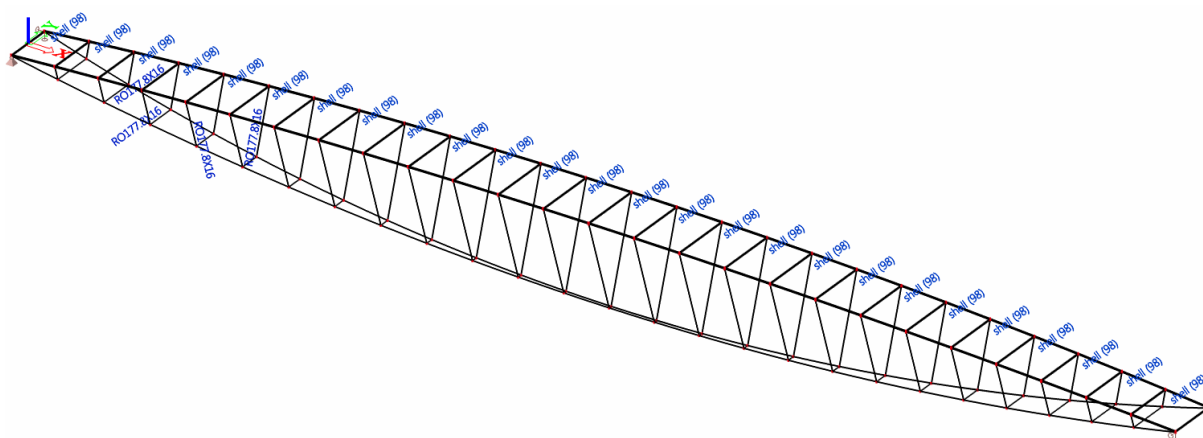


Slika 58: 4. vertikalna nihajna računskega modela 7 oblika za masno kombinacijo 1 ($f_0 = 5,83$ Hz) (stranski ris)

5 SOVPREŽNA VARIANTA IZVEDBE

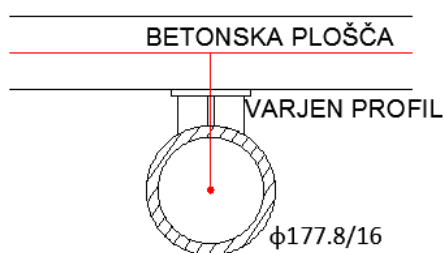
V poglavju 4 so bili preizkušeni različni računski modeli konstrukcije. Po analizi njihovih lastnih vrednosti se je za najugodnejšega izkazal Računski model 7 (naprej poimenovan sovprežna varianta izvedbe). Ta računski model je potrebno podrobneje obravnavati in dimenzionirati.

Sovprežna varianta izvedbe (Slika 59) je v nosilnosti konstrukcije upoštevala tudi betonsko ploščo. Ker je bila ideja arhitektov, da bi bila konstrukcija čim bolj vitka, betonska plošča ni smela vplivati na izgled konstrukcije. Zato je betonska plošča pritrjena na prečne nosilce in je krajša od širine tlačnega pasu. S tem je plošča skrita med nosilca zgornjega pasu, obenem pa dobro priključena na jekleni del konstrukcije. Jeklena konstrukcija je bila modelirana z linijskimi elementi, betonska plošča pa s ploskovnimi elementi. Betonska plošča je bila dvignjena za 40 mm nad os nosilca in preko toгих ploskovnih elementov povezana s prečnimi nosilci (Slika 60).

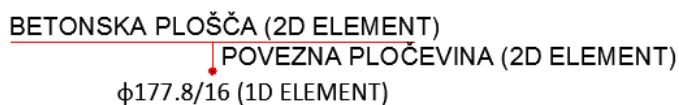


Slika 59: Računski model z betonsko ploščo z označenimi elementi

KONSTRUKCIJA:



RAČUNSKI MODEL:



Slika 60: Primerjava povezave med betonsko ploščo in jeklenimi prečniki med realno konstrukcijo in računskim modelom

5.1 DODATNI VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Ker je betonska plošča z jeklenim delom povezana, tako da se obremenitve lahko prenašajo iz enega v drugega, se pojavita še 2 dodatni obtežbi: krčenje in leženje betona

5.1.1 Krčenje betona

Krčenje betona je v računskem modelu upoštevano kot skrček betonske plošče vzdolž mostu. Deformacije so izračunane po standardu SIST EN 1992-1-1, poglavje 3.1.4.

Krčenje betona je sestavljeno iz 2 komponent: avtogenega krčenja in deformacije zaradi sušenja betona. Avtogeno krčenje je odvisno predvsem od strjevanja betona, zato se razvije v prvih dneh od konca betoniranja. Je linearna funkcija trdnosti betona. Ker je deformacija zaradi sušenja betona odvisna od premikanja vode skozi otrdeli beton, se razvija počasneje.

5.1.1.1 Izračun avtogenega krčenja (za $t = \infty$)

$$\varepsilon_{CA}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 \text{ MPa} - 10 \text{ MPa}) \cdot 10^{-6} = \mathbf{0,05\%}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $\varepsilon_{CA}(\infty)$ – deformacija zaradi avtogenega krčenja
- f_{ck} – tlačna trdnost betona določena na valju po 28 dneh

5.1.1.2 Izračun deformacije zaradi sušenja betona (za $t = \infty$)

Prerez na začetku in koncu mostu:

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b_{zač} = 200 \text{ cm}$$

$$A_{c,zač} = h \cdot b_{zač} = 10 \text{ cm} \cdot 200 \text{ cm} = \mathbf{2000 \text{ cm}^2}$$

$$u_{zač} = 2 \cdot h + 2 \cdot b_{zač} = 2 \cdot 10 \text{ cm} + 2 \cdot 200 \text{ cm} = \mathbf{420 \text{ cm}}$$

$$h_{0,zač} = \frac{2 \cdot A_{c,zač}}{u_{zač}} = \frac{2 \cdot 2000 \text{ cm}^2}{420 \text{ cm}} = 9,52 \text{ cm} = \mathbf{95,2 \text{ mm}} \Rightarrow k_h = \mathbf{1,0}$$

Prerez na sredini mostu:

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b_{sr} = 260 \text{ cm}$$

$$A_{c,sr} = h \cdot b_{sr} = 10 \text{ cm} \cdot 260 \text{ cm} = \mathbf{2600 \text{ cm}^2}$$

$$u_{sr} = 2 \cdot h + 2 \cdot b_{sr} = 2 \cdot 10 \text{ cm} + 2 \cdot 260 \text{ cm} = \mathbf{540 \text{ cm}}$$

$$h_{0,sr} = \frac{2 \cdot A_{c,sr}}{u_{sr}} = \frac{2 \cdot 2600 \text{ cm}^2}{540 \text{ cm}} = 9,63 \text{ cm} = \mathbf{96,3 \text{ mm}} \Rightarrow k_h = \mathbf{1,0}$$

Izberem cement CEM razreda N in relativno vlažnost $RH = 80\%$, ker se konstrukcija nahaja zunaj:

$$\varepsilon_{CD,0}(f_{cd} = 20 \text{ MPa}) = 0,30$$

$$\varepsilon_{CD,0}(f_{cd} = 40 \text{ MPa}) = 0,24$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{CD,0}(f_{cd} = 30 \text{ MPa}) = 0,30 + \frac{30 - 20}{40 - 20} \cdot (0,24 - 0,30) = \mathbf{0,27\%}$$

$$\varepsilon_{CD}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{CD,0} = 1,0 \cdot 0,27\% = \mathbf{0,27\%}$$

Kjer so oznake naslednje:

- h – višina betonske plošče
- $b_{zač}$ – širina betonske plošče na začetku in koncu mostu
- $A_{c,zač}$ – prečni prerez betonske plošče na začetku in koncu mostu
- $u_{zač}$ – obseg betonske plošče, ki je izpostavljen sušenju na začetku in koncu mostu

- $h_{0,zač}$ – nazivna velikost prečnega prereza na začetku in koncu mostu
- b_{sr} – širina betonske plošče na sredini mostu
- $A_{c,sr}$ – prečni prerez betonske plošče na sredini mostu
- u_{sr} – obseg betonske plošče, ki je izpostavljen sušenju na sredini mostu
- $h_{0,sr}$ – nazivna velikost prečnega prereza na sredini mostu
- k_h – koeficient, ki je v odvisnosti od nazivne velikosti h_0
- $\varepsilon_{CD,0}$ – nazivna vrednost deformacije zaradi sušenja betona
- $\varepsilon_{CD}(\infty)$ – deformacija zaradi sušenja betona

5.1.1.3 Izračun celotne deformacije krčenja (za $t = \infty$)

$$\varepsilon_{CS}(\infty) = \varepsilon_{CA}(\infty) + \varepsilon_{CD}(\infty) = 0,05\% + 0,27\% = \mathbf{0,32\%} \text{ (skrček)}$$

Kjer so oznake naslednje:

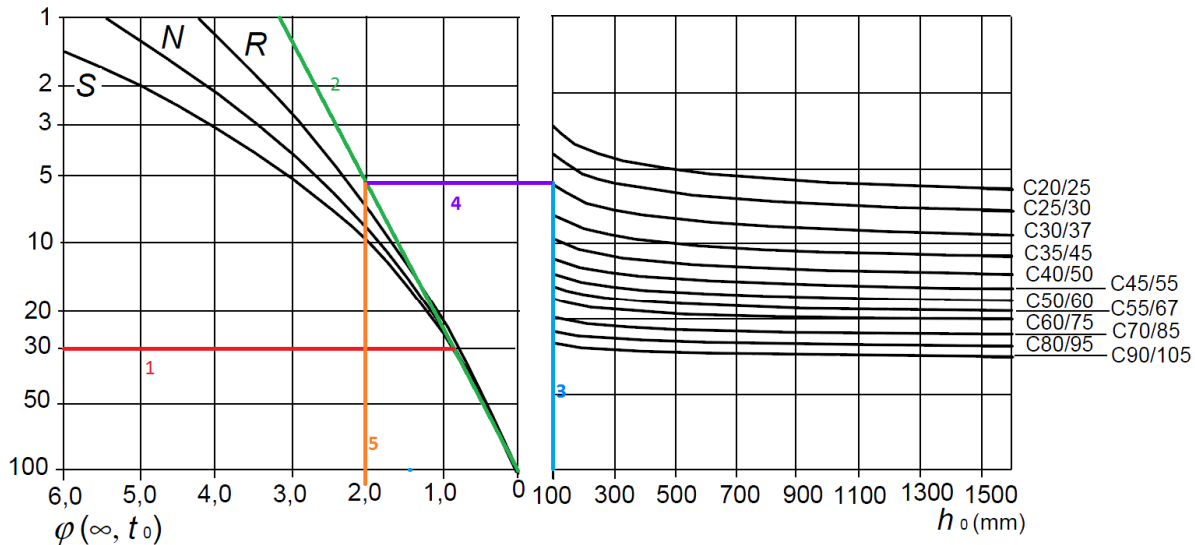
- $\varepsilon_{CS}(\infty)$ – celotna deformacija zaradi krčenja betona
- $\varepsilon_{CA}(\infty)$ – deformacija zaradi avtogenega krčenja
- $\varepsilon_{CD}(\infty)$ – deformacija zaradi sušenja betona

Čeprav je izračunana deformacija pozitivna, pa je bila v računskem modelu uporabljena negativna vrednost, saj krčenje betona po definiciji povzroča skrček, ki pa je negativen.

5.1.2 Lezenje betona

Lezenje betona je kompleksen pojav, ki je odvisen od starosti betona v trenutku nanosa obtežbe, od vlage in temperature okolja, trdnostnega razreda betona, dimenzij betonskega prereza, deleža cementa v betonu, trajanja obtežbe in velikosti napetosti v betonskem delu prereza. Vpliv velikost napetosti lahko zanemarimo, če je v trenutku nanosa obtežbe (t_0), napetost v betonskem delu prereza manjša od $0,45 \cdot f_{ck}$. Ker je funkcija deformacije zaradi lezenja betona linearna, je tu govora o linearni teoriji lezenja. (Saje, Lopatič, 2009)

Za oceno količnika linearnega lezenja so v Evrokodu podani naslednji diagrami. Ker se konstrukcija nahaja zunaj, je relativna vlažnost enaka $RH = 80\%$, starost betona v trenutku nanosa obtežbe pa je $t_0 = 30$ dni, izbrani cement je CEM razreda N, trdnost betona pa je C30/37, nazivna velikost prečnega prereza pa je na začetku mostu $h_{0,zač} = 95,2$ mm in na sredini $h_{0,sr} = 96,3$ mm):



b) outside conditions - RH = 80%

Slika 61: Določitev koeficienta lezenja (SIST EN 1992-1-1)

$$\Rightarrow \varphi_L = 2,0$$

Vpliv lezenja upoštevamo tako, da zmanjšamo elastični modul betona za dolgotrajno obtežbo. To naredimo tako, da sekantni modul E_{cm} delimo z razmerjem n_L/n_0 :

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6,364$$

$$\varphi_L = 2,0$$

$$\Psi_L = 1,1$$

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \cdot \varphi_L) = 6,364 \cdot (1 + 1,1 \cdot 2,0) = 20,36$$

$$n_L/n_0 = \frac{20,364}{6,364} = 3,20$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{n_L/n_0} = \frac{3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3,20} = 1031 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kjer so oznake naslednje:

- n_0 – razmerje modulov pri kratkotrajni obtežbi
- E_a – elastični modul jekla
- E_{cm} – sekantni elastični modul betona
- φ_L – koeficient lezenja
- Ψ_L – faktor lezenja (za stalno obtežbo)
- n_L – razmerje modulov za dolgotrajno obtežbo
- $E_{c,eff}$ – efektivni elastični modul betona z upoštevanjem lezenja

5.2 DODATNE OBTEŽNE KOMBINACIJE

Upoštevati je potrebno nov obtežni primer krčenja betona, ki je označen z kr –krčenje betona.

5.2.1 Mejno stanje nosilnosti

IV. Lastna in stalna + promet prevladujoča + krčenje spremljevalna koristna obtežba

$$\text{MSN IV.1. } 1,35g + 1,35 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak})) + 1,0kr$$

$$\text{MSN IV.2. } 1,35g + 1,35 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg})) + 1,0kr$$

V. Lastna in stalna + krčenje prevladujoča + promet spremljevalna koristna obtežba

$$\text{MSN V.1. } 1,35g + 1,0kr + 1,35 \cdot 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak}))$$

$$\text{MSN V.2. } 1,35g + 1,0kr + 1,35 \cdot 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg}))$$

Dodatne kombinacije za vplive na ležišča

Pomik v smeri +X (Lastna in stalna + temperatura (za ležišča) prevladujoča koristna obtežba)

$$\text{MSN VI.1. } 1,0g + 1,5T_{lež}(\text{raztezek})$$

Pomik v smeri -X (Lastna in stalna + temperatura (za ležišča) prevladujoča + krčenje betona 1. spremljevalna + promet 2. spremljevalna koristna obtežba)

$$\text{MSN VI.2. } 1,35g + 1,5T_{lež}(\text{skrček}) + 1,35 \cdot 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak})) + 1,0kr$$

5.2.2 Mejno stanje uporabnosti

IV. Lastna in stalna + promet prevladujoča + krčenje spremljevalna koristna obtežba

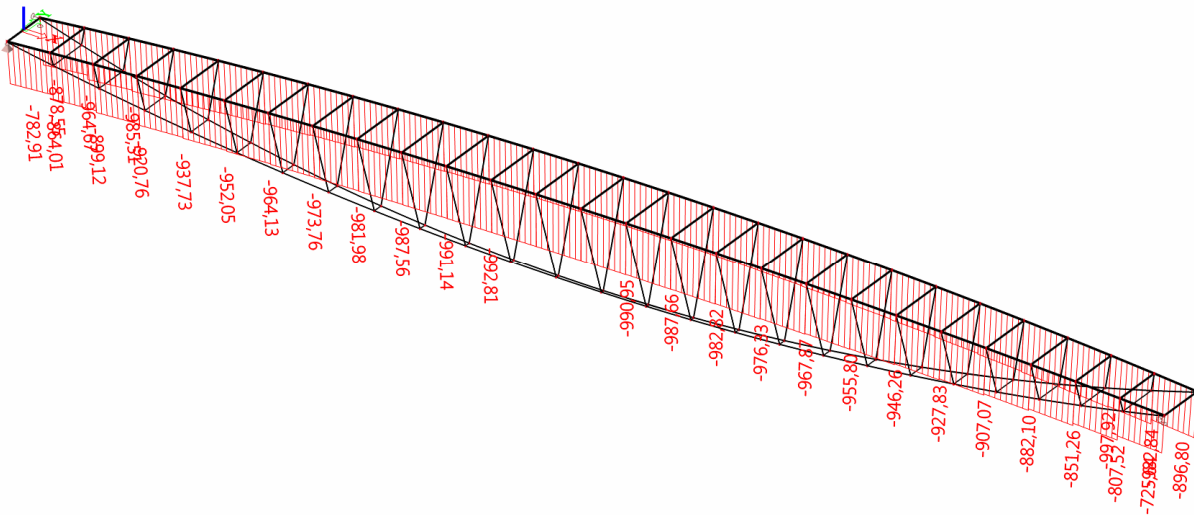
$$\text{MSU IV.1. } 1,0g + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{tlak})) + 1,0kr$$

$$\text{MSU IV.2. } 1,0g + 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(\text{nateg})) + 1,0kr$$

5.3 REZULTATI

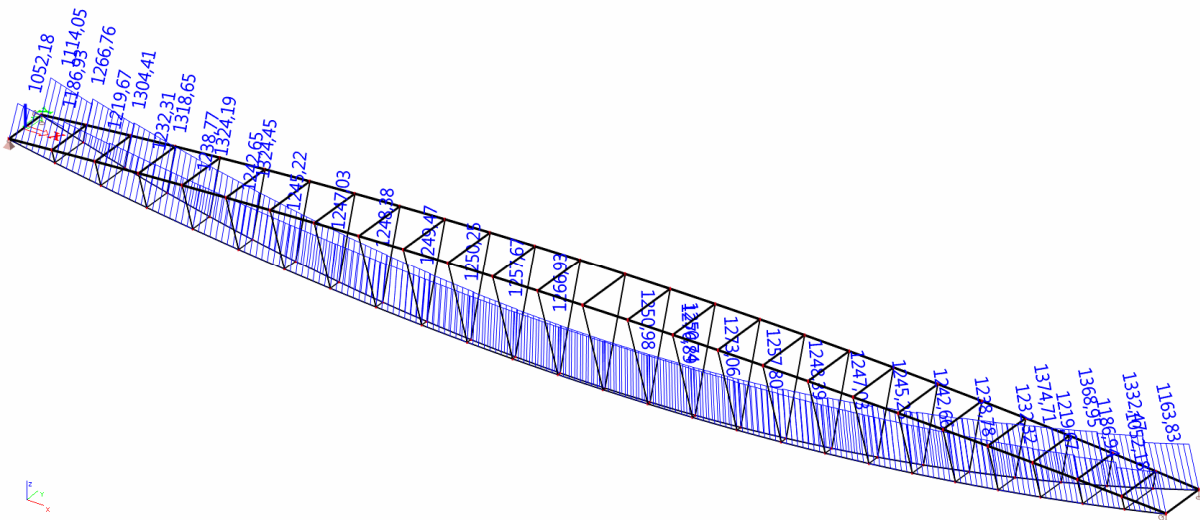
Tako kot pri jekleni varianti izvedbe, tudi tu pri nelinearnih kombinacijah ne dobimo vedno največjih vrednosti. Nelinearne in linearne kombinacije so zato med seboj združene v skupno ovojnico, ki je predstavljena v rezultatih (Slike 62-70).

Obremenitve se v primerjavi z jekleno varianto izvedbe globalno ne spremenijo. Lokalno se tlačna sila v zgornjem pasu razdeli med betonsko ploščo in jekleno cev.



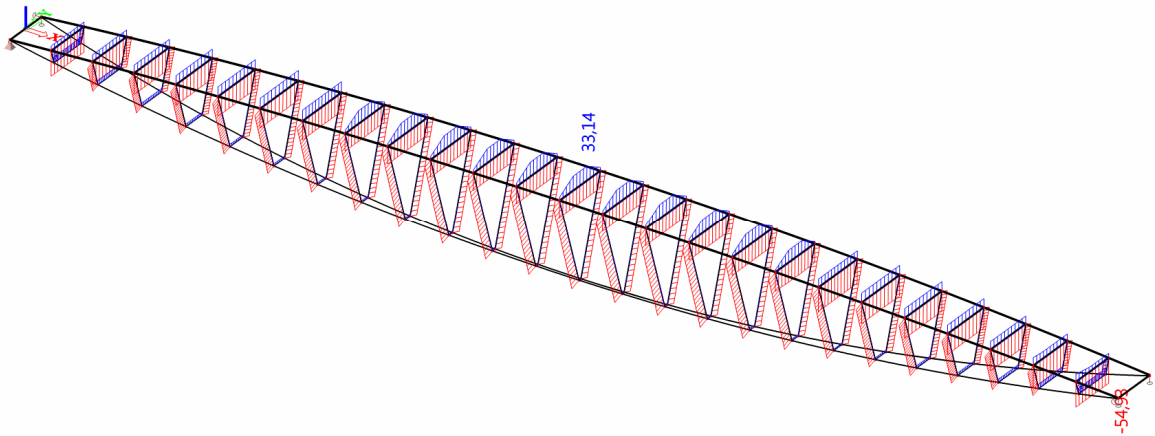
Slika 62: Osne sile v zgornjem pasu za sovprežno variantno izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

Tlačne osne sile v zgornjem pasu se razdelijo med betonsko ploščo in jeklenima pasovima. Zato so te sile pri sovprežni varianti izvedbe manjše. Gibljejo se med 725-1000 kN.



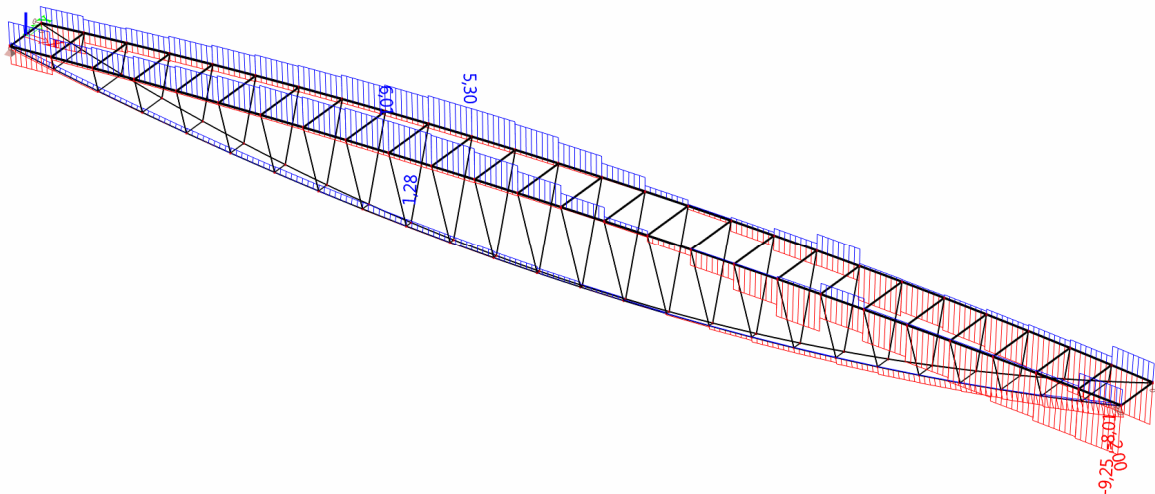
Slika 63: Osne sile v spodnjem pasu za sovprežno variantno izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

Natezne osne sile v spodnjem pasu se v primerjavi z jekleno variantno izvedbe bistveno ne spremenijo. Še vedno so konstantne, vrednosti okoli 1000-1250 kN.

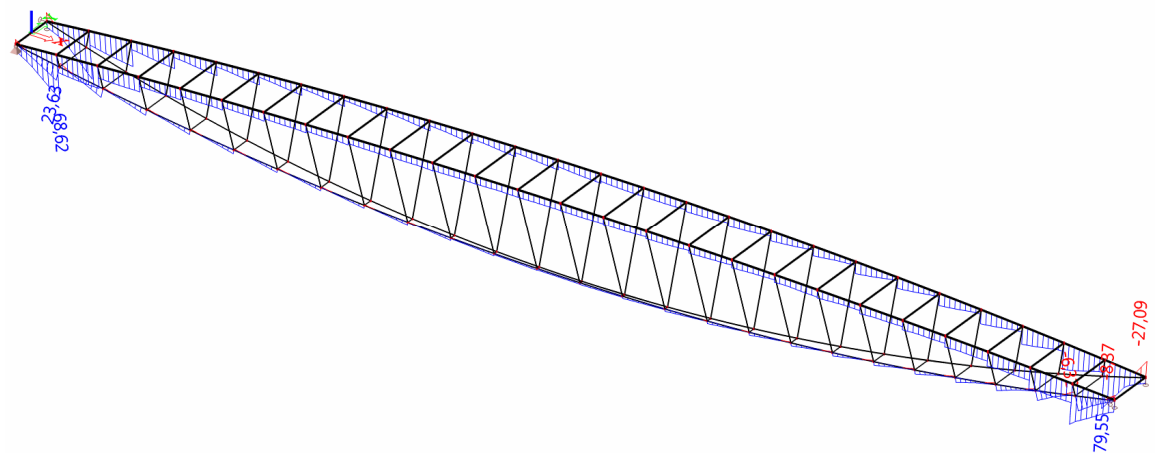


Slika 64: Osne sile v prečnikih za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

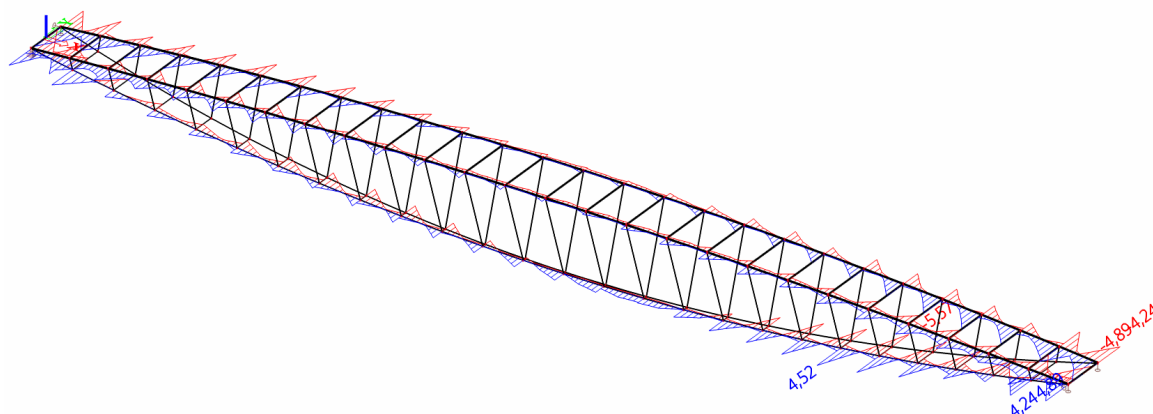
V prečnikih se pojavljajo tlačne in natezne osne sile. Te so majhne in se glede na jekleno varianto izvedbe ne spremenijo bistveno.



Slika 65: Torzijski momenti v smeri x (M_x) v zgornjem in spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

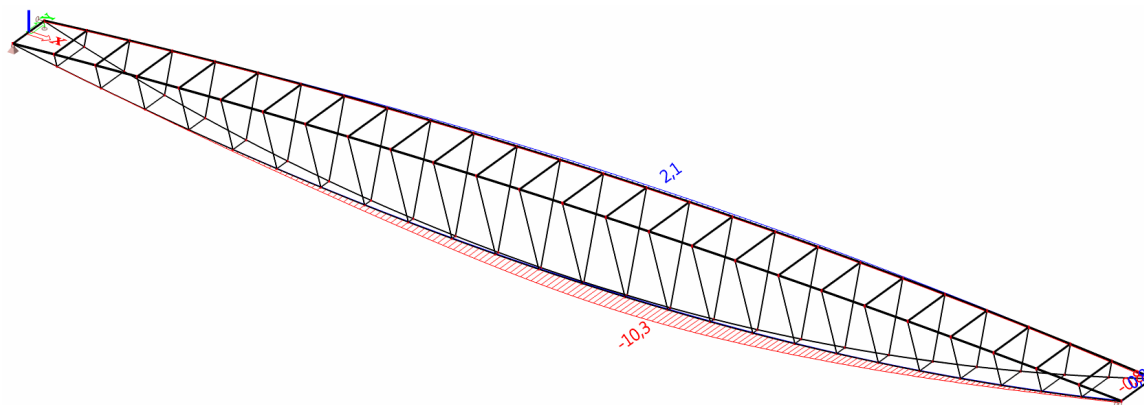


Slika 66: Upogibni momenti v smeri y (M_y) v zgornjem in spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

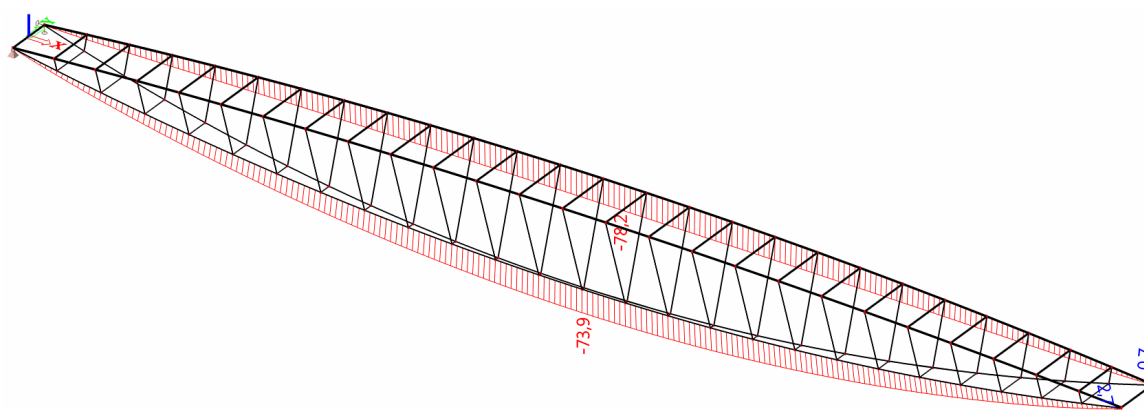


Slika 67: Upogibni momenti v smeri z (M_z) v zgornjem in spodnjem pasu za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

Torzijski in upogibni momenti so majhni, največje vrednosti pa se pojavljajo na koncih konstrukcije. So podobni torzijskim in upogibnim momentom pri jekleni varianti izvedbe.

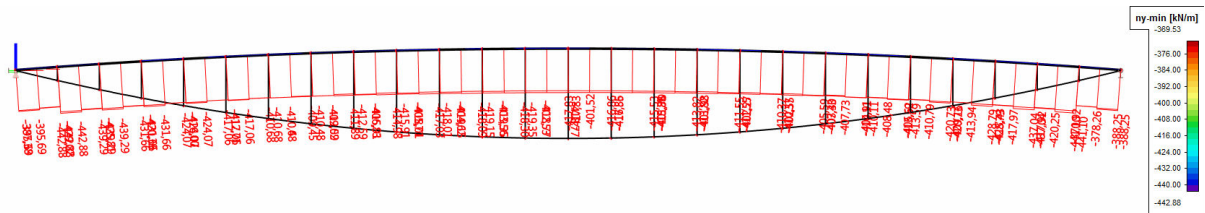


Slika 68: Pomiki v horizontalni smeri za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij – MSU)



Slika 69: Pomiki v vertikalni smeri za sovprežno varianto izvedbe (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij – MSU)

Krčenje betona (vsiljena deformacija zgornjega pasu) konstrukcijo deformira, tako da se pomik v vertikalni smeri poveča. Betonska plošča daje konstrukciji večjo togost v horizontalni smeri, zato so ti pomiki zgornjega roba manjši, kot pri jekleni varianti izvedbe. Dejanski pomik (vektorska vsota horizontalnega in vertikalnega pomika) pa se poveča.



Slika 70: Osne sile v betonski plošči (n_y) za sovprežno variantno izvedbo (ovojnica linearnih in nelinearnih kombinacij - MSN)

Betonska plošča prevzame del obremenitev zgornjega pasu. Največje obremenitve, ki se v njej pojavljajo so osne sile. Te se gibljejo od 390 do 440 kN/m. Ker so razponi betonske plošče majhni (1,81 m), se v njej pojavljajo še majhni momenti in prečne sile. Ti za dimenzioniranje konstrukcije niso kritični.

5.4 MEJNO STANJE NOSILNOSTI IN DIMENZIONIRANJE PRIKLJUČKOV CEVI

Obremenitve v konstrukciji ne spremenijo bistveno. Edina razlika se pojavi v zgornjem tlačnem pasu, saj del osne sile prevzame betonska plošča. Tako so obremenitve z zgornjem tlačnem pasu manjše. Ker razlike med modeloma niso velike, dimenzioniranja konstrukcije na mejno stanje nosilnosti in priključkov cevi ni potrebno opraviti ponovno.

5.4.1 Zahteve za ležišča


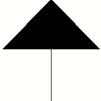
5.4.1.1 Pomiki

Konstrukcija je na vseh štirih koncih podprta z ležišči, ki so lahko nepomična, pomična v eni smeri, ali pa pomična v obeh smereh. Lega ležišč in njihove prostostne stopnje je prikazana na naslednji sliki 71:



Slika 71: Prikaz pomičnosti ležišč (tloris)

Legenda:

-  – ležišče nepomično v prikazani smeri
-  – ležišče pomično v prikazani smeri

Ker je širina konstrukcije majhna, je pomik prečno na konstrukcijo (v smeri osi Y) majhen (približno 0,3 mm). Vozlišča so v tej smeri pomična le zaradi temperature. Ker dovolijo raztezanje in krčenje v prečni smeri, v konstrukcijo ne vnašajo dodatnih napetosti.

Zaradi velike dolžine konstrukcije pa je pomemben pomik v vzdolžni smeri (v smeri osi X). Ker je pomik ležišč na eni strani onemogočen, na drugi pa omogočen, nepomična ležišča predstavljajo sidro, okoli katerega se premikajo pomična.

Ker se ležišča lahko premikajo v obeh smereh (v +/-), je potrebno določiti oba pomika. Pomiki se računajo za mejno stanje nosilnosti, na sovprežni varianti izvedbe.

Največji pomik konstrukcije v +X smeri povzroča pozitivna enakomerna sprememba temperature, zato je to prevladujoči spremenljivi vpliv. Ostale obtežbe premaknejo konstrukcijo v nasprotni smeri. Ker sta lastna in stalna obtežba na konstrukcijo stalno, ju moramo upoštevati, čeprav delujeta ugodno.

Za določitev raztezka konstrukcije (pomika v +X smeri) je najbolj kritična obtežna kombinacija:

$$I. \quad 1,0g + 1,5T_{lež}(raztezek)$$

Končni pomik za ležišča v smeri +X je $u_{lež,+} = 47,4 \text{ mm}$

Tako temperaturna sprememba, krčenje betona in vertikalna obtežba (lastna in stalna teža, prometna obtežba), povzročajo skrček konstrukcije. Zato je za določitev skrčka konstrukcije (pomika v -X smeri) najbolj kritična obtežna kombinacija:

$$II. \quad 1,35g + 1,5T_{lež}(skrček) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot kr + 1,35 \cdot 0,4 \cdot (q_{fk} + q_{flk}(tlak))$$

Končni pomik za ležišča v smeri -X je $u_{lež,-} = -45,2 \text{ mm}$

5.4.1.2 Reakcije

Reakcije se v vozliščih pojavljajo samo v smeri, v kateri je pomik ležišč preprečen.

Največja reakcija v smeri X (smer vzdolžno mostu) je za obe ležišči nepomični v smeri X (1,3) enaka. Dobimo jo iz potresne kombinacije: Lastna in stalna + potres v Z + 0,3 potres v smeri Y.

Največja reakcija v smeri Y (smer prečno na most) se pojavi v ležišču 3 in 4. Tudi to dobimo iz potresne kombinacije: Lastna in stalna + potres v Z + 0,3 potres v smeri Y.

Reakcija v smeri Z (smer gravitacije) je v vseh ležiščih enaka. To reakcijo pa dobimo pri nelinearni obtežni kombinaciji NL_MSN II.2.

Vrednosti reakcij v smeri X, Y in Z so prikazane v tabeli 13:

Tabela 13: Vrednosti reakcij

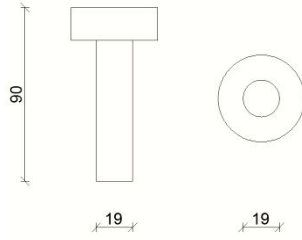
Smer	Vozlišče	Reakcija (kN)
X	1, 3	729,8
Y	3, 4	128,5
Z	1, 2, 3, 4	465,5

5.5 SOVPREŽNO DELOVANJE PLOŠČE

Obremenitve z betonske plošče se na jekleni del prenašajo preko moznikov v obliki jeklenih čepov. Prečne sile, ki se pojavljajo v povezni pločevini (v računskem modelu povezuje betonsko ploščo s jeklenim delom konstrukcije), pa predstavljajo obremenitev na čepe. Ker se polna osna sila v betonski plošči (osna sila v betonski plošči predstavlja prečno silo v povezni pločevini), tvori takoj, ko se na začetku betonske plošče, je največje število čepov potrebno na koncih konstrukcije (Slika 73). Zato je število čepov izračunano samo v začetnem/končnem 1. polju konstrukcije. V ostalih poljih je število čepov konstantno. V 2. polju izračunano število čepov, velja za vsa notranja polja.

Izbrani so Nelson čepi premera $d = 19 \text{ mm}$, višine $h = 90 \text{ mm}$ in natezne trdnosti $f_u = 45,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$.

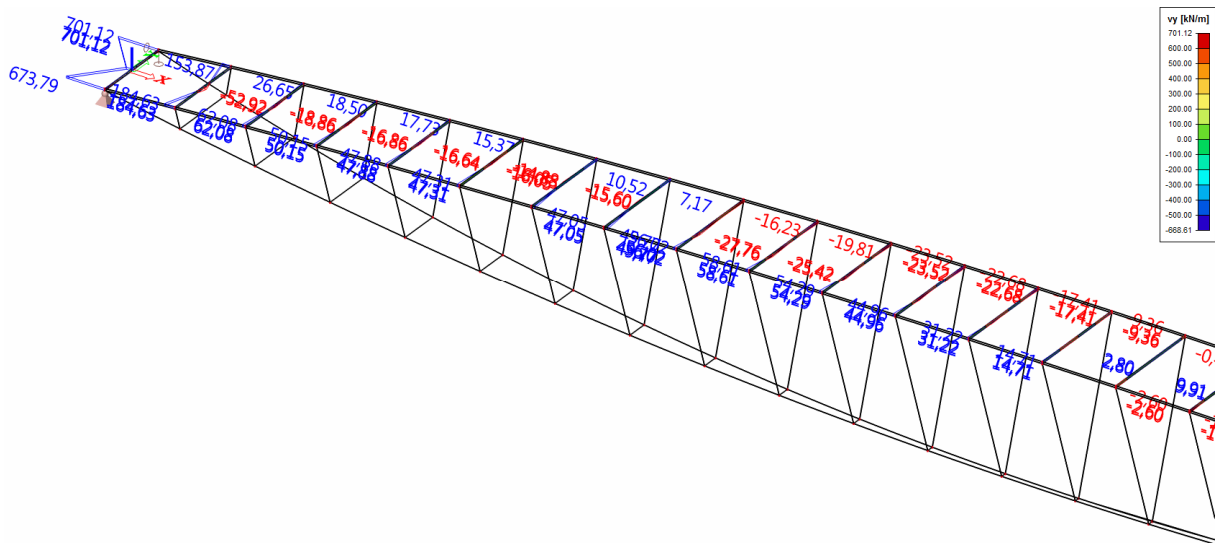
$$d = 19 \text{ mm}$$
$$h = 90 \text{ mm}$$
$$f_u = 45,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



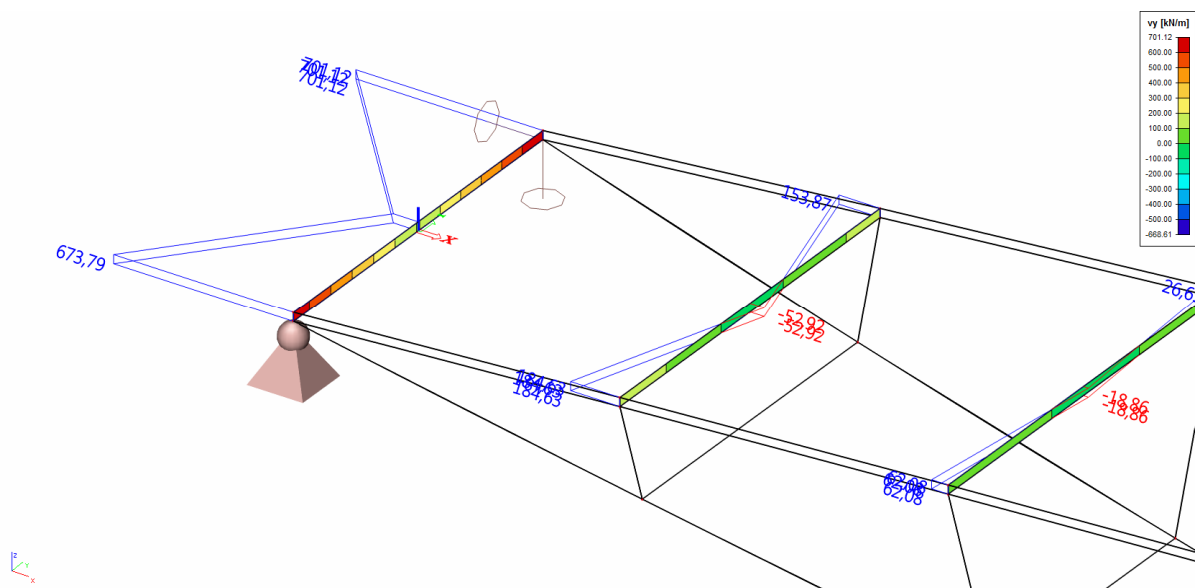
Slika 73: Nelson čep

5.5.1 Izračun obremenitev na čep

Največje prečne sile in s tem obremenitve na čepa dobimo pri linearni obtežni kombinaciji MSN II.2. Nanjo so čepi tudi dimenzionirani.



Slika 74: Prečne sile v_y (kN/m) v povezni pločevini za linearno obtežno kombinacijo MSN II.2



Slika 75: Prečne sile v_y (kN/m) v povezni pločevini za linearno obtežno kombinacijo MSN II.2 na začetnem delu konstrukcije

Ker prečna sila po dolžini povezne pločevine ni konstantna, lahko rezultanto prečnih sil, ki deluje kot projektna obremenitev na čepa (F_{Ed}), izračunamo tako, da integriramo prečne sile v pločevini. Vmesna vrednost 1. polja je 111,13 kN/m. Dolžina 1. polja je enaka 2,0 m, 2. pa 2,086 m.

$$F_{Ed} = \frac{673,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 111,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} \cdot \frac{2,0 \text{ m}}{2} + \frac{701,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 111,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} \cdot \frac{2,0 \text{ m}}{2} = \mathbf{798,6 \text{ kN}}$$

$$F_{Ed,2} = \frac{184,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - 52,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} \cdot \frac{2,086 \text{ m}}{2} + \frac{153,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - 52,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} \cdot \frac{2,086 \text{ m}}{2} = \mathbf{121,3 \text{ kN}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- $F_{Ed,1}$ – projektna obremenitev na začetku/koncu (v 1. polju) konstrukcije
- $F_{Ed,2}$ – projektna obremenitev na ostalem delu konstrukcije (v 2. polju) konstrukcije

5.5.2 Projektna nosilnost 1 čepa

Nosilnost 1 čepa se določi po izrazu:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}(\text{strig}); P_{Rd}(\text{bočni pritisk}))$$

$$P_{Rd}(\text{strig}) = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 45,0 \text{ kN} \cdot \frac{\pi \cdot 1,9^2 \cdot \text{cm}^2}{4}}{\text{cm}^2 \cdot 1,25} = \mathbf{81,66 \text{ kN}}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{90 \text{ mm}}{19 \text{ mm}} = 4,73 \Rightarrow \alpha = 1,0$$

$$P_{Rd}(\text{bočni pritisk}) = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd}(\text{bočni pritisk}) = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,9^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot \sqrt{3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3300 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{1,25} = \mathbf{83,33 \text{ kN}}$$

$$P_{Rd} = \min(81,66 \text{ kN}; 83,33 \text{ kN}) = \mathbf{81,66 \text{ kN}}$$

Kjer so oznake naslednje:

- P_{Rd} – projektna nosilnost 1 čepa
- $P_{Rd}(\text{strig})$ – projektna nosilnost 1 čepa glede na porušitev na prestrig čepa
- $P_{Rd}(\text{bočni pritisk})$ – projektna nosilnost 1 čepa glede na porušitev na iztrg čepa iz betona
- f_u – natezna trdnost čepa, vendar manjše od $50,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
- d – premer čepa
- h – višina čepa
- α – faktor odvisen od razmerja med višino in premerom čepa
- f_{ck} – karakteristična tlačna trdnost betona
- E_{cm} – srednja vrednost elastičnega modula betona
- γ_v – varnostni faktor

5.5.3 Izračun števila čepov ter njihov razpored

1) Na začetku/koncu (v 1. polju) konstrukcije:

$$F_{Ed,1} = 798,6 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 81,66 \text{ kN}$$

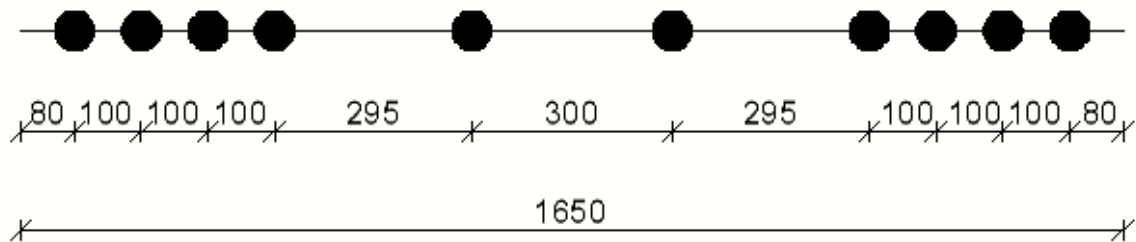
$$k_L = 1,0$$

$$n = \frac{F_{Ed,1}}{k_L \cdot P_{Rd}} = \frac{798,6 \text{ kN}}{1,0 \cdot 81,66 \text{ kN}} = 9,78 \Rightarrow n = 10$$

Kjer so oznake naslednje:

- $F_{Ed,1}$ – projektna obremenitev na začetku/koncu (v 1. polju) konstrukcije
- P_{Rd} – projektna nosilnost 1 čepa
- k_L – redukcijski faktor v vzdolžni smeri
- n – število čepov

Ker je prečna sila ob straneh povezne pločevine večja kot v osrednjem delu, razpored čepov ni konstanten. Betonska plošča je na vsaki strani za 17,5 cm ožja od dolžine nosilca (gledano do osi). Razpored čepov je prikazan na sliki 75:



Slika 76: Razpored čepov na 1. prečnem nosilcu

2) Na ostalem delu konstrukcije:

$$F_{Ed,2} = 121,3 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 81,66 \text{ kN}$$

$$k_L = 1,0$$

$$n = \frac{F_{Ed,2}}{k_L \cdot P_{Rd}} = \frac{121,3 \text{ kN}}{1,0 \cdot 81,66 \text{ kN}} = 1,48 \Rightarrow n = 3$$

Na ostalem delu konstrukcije pa so čepi razporejeni enakomerno. Razdalja med njimi je 50 mm.

5.5.4 Kontrola razdalj

1) Na začetku/koncu konstrukcije:

- pravokotno na smer sile $F_{Ed,1}$:
$$e_d = l_{\text{čepi}} = 10,0 \text{ cm} \geq 2,0 \text{ cm OK}$$

Kjer so oznake naslednje:

- e_d – razdalja med čepi pravokotno na smer sile $F_{Ed,1}$

2) Na sredini konstrukcije:

- pravokotno na smer sile $F_{Ed,2}$:
 $e_d = l_{\zeta_{epi}} = \text{od } 43,4 \text{ do } 56,1 \text{ cm} \geq 2,0 \text{ cm OK}$

5.6 MEJNO STANJE UPORABNOSTI**5.6.1 Pomiki konstrukcije**

Pomik konstrukcije je za sovprežno varianto izvedbe potrebno pokazati na spodnjem in zgornjem robu konstrukcije, saj sta pomika zaradi horizontalne obtežbe vetra in nepravilne oblike konstrukcije različna (celo nasprotnega predznaka).

Tabela 14: Največji pomiki vozlišč na spodnjem robu

Vozlišče	Kombinacija	u_y (mm)	u_z (mm)	u_{dej} (mm)
N39	NL_MSU II.2	-8,4	-70,6	71,1
N40	NL_MSU II.2	-9,3	-71	71,6
N41	NL_MSU II.2	-9,9	-70,6	71,3
N91	NL_MSU II.2	-8,3	-71	71,5
N92	NL_MSU II.2	-9,3	-71,4	72,0
N93	NL_MSU II.2	-9,8	-71	71,7

Največji pomik na spodnjem robu je v vozlišču N92 in je 72,0 mm. Dobimo ga pri nelinearni obtežni kombinaciji NL_MSU II.2.

Tabela 15: Največji pomiki vozlišč na zgornjem robu

Vozlišče	Kombinacija	u_y (mm)	u_z (mm)	u_{dej} (mm)
N128	NL_MSU II.1	2,1	-71,9	71,9
N130	NL_MSU II.1	2,2	-73,6	73,6
N132	NL_MSU II.1	2,2	-74,4	74,4
N134	NL_MSU II.1	2,2	-74,2	74,2
N136	NL_MSU II.1	2,2	-73,1	73,1
N138	NL_MSU II.1	2,1	-71	71,0

Največji pomik na zgornjem robu je v vozlišču N132 in je 74,4 mm. Dobimo ga pri nelinearni obtežni kombinaciji NL_MSU II.1.

Ker so pomiki enaki le okoli 1/650 razpona konstrukcije, težav s pretiranimi pomiki konstrukcije ni. Konstrukcija torej izpolnjuje pogoje glede pomikov konstrukcije.

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je bil opisan razvoj konstrukcije od ideje do končne variante za gradnjo. Konstrukcijo si je prvotno zamislil arhitekt, ki ne pozna vseh zahtev potrebnih za projektiranje in gradnjo. Tu je naloga gradbenika, da konstrukcijo spremeni in popravi tako, da bo ustrezala vsem zahtevam ter obenem skladala s prvotno idejo arhitekta. Sodelovanje med njima je bistveno, saj je le tako mogoče doseči, da bo konstrukcija ustrezala vsem zahtevam nosilnosti, stabilnosti in udobnosti konstrukcije (naloga gradbenika) ter izpolnjevala pogoje glede estetike konstrukcije in v okolje ne vdirala preveč (naloga arhitekta). Zato je bilo potrebno preizkusiti več različnih računskih modelov, končna rešitev pa je takšna, da bi ustrezala obema stranema.

Osnovni problem konstrukcije je njena statična zasnova. Konstrukcija je prostoležeči nosilec, katerega razpon je zelo velik (47,0 m) in ima tako zelo majhno togost. Konstrukcija zato ne izpolnjuje zahtev Evrokoda o priporočenih frekvencah konstrukcije. Izvesti bi bilo potrebno dodatne dinamične analize. Pri slednjih za različne načine vzbujanja konstrukcije izračunamo odziv konstrukcije in pričakovane pospeške vozlišč. Te bi potem lahko primerjali z zahtevami Evrokoda o največjih dovoljenih pospeških vozlišč. Če konstrukcija zahtevam največjih dovoljenih pospeškov vozlišč ne bi zadostila, bi nanjo lahko namestili dušilce, s katerimi bi povečali dušenje konstrukcije. Ponovno bi izvedli dinamično analizo ter tako izračunali nov odziv konstrukcije.

VIRI IN LITERATURA

SIST EN 1990:2004 - Evrokod 0 – Osnove projektiranja

SIST EN 1991-1-1:2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb

SIST EN 1991-1-3:2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega

SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi - Obtežba snega - Nacionalni dodatek

SIST EN 1991-1-4:2005 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra

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

SIST EN 1991-1-5:2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi

SIST EN 1991-1-5:2004/A101:2009 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-5. del: Splošni vplivi - Toplotni vplivi - Nacionalni dodatek

SIST EN 1991-2:2004 - Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov

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

SIST EN 1993-2:2007 - Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 2. del: Mostovi

SIST EN 1993-2:2007/A101:2009 - Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 2. del: Mostovi - Nacionalni dodatek

SIST EN 1994-1-1:2005 - Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1994-2:2005 - Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 2. del: Splošna pravila in pravila za mostove

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

SIST EN 1998-2:2006 - Evrokod 8 - Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih - 2. del: Mostovi

Sketelj, J. 2013. Lahke konstrukcije - Idejna zasnova mostu za pešce in kolesarje čez Gruberjev prekop v Ljubljani. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo (samozaložba J. Sketelj): f. 21, 40.

Pezdirč J. 2012. Projekt aluminijastega pohodnega mostu in povzetek standarda EC9. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Pezdirč): str. 2-44.

Dakskobler, M. 2012. Statična analiza objekta v jekleni izvedbi. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Dakskobler): 19 str.

Fajfar, P. 1980. Osnove dinamike. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: str. 159-172

Beg, D., Pogačnik, A. idr. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str 2-8, 2-9, 4-10

Resonanca. 2013.

<http://sl.wikipedia.org/wiki/Resonanca> (Pridobljeno 11. 8. 2013.)

Frekvenca. 2013.

<http://sl.wikipedia.org/wiki/Frekvenca> (Pridobljeno 11. 8. 2013.)

Millenumbidge. 2013.

[http://en.wikipedia.org/wiki/Millennium_Bridge_\(London\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Millennium_Bridge_(London)) (Pridobljeno 11. 8. 2013.)

PRILOGE

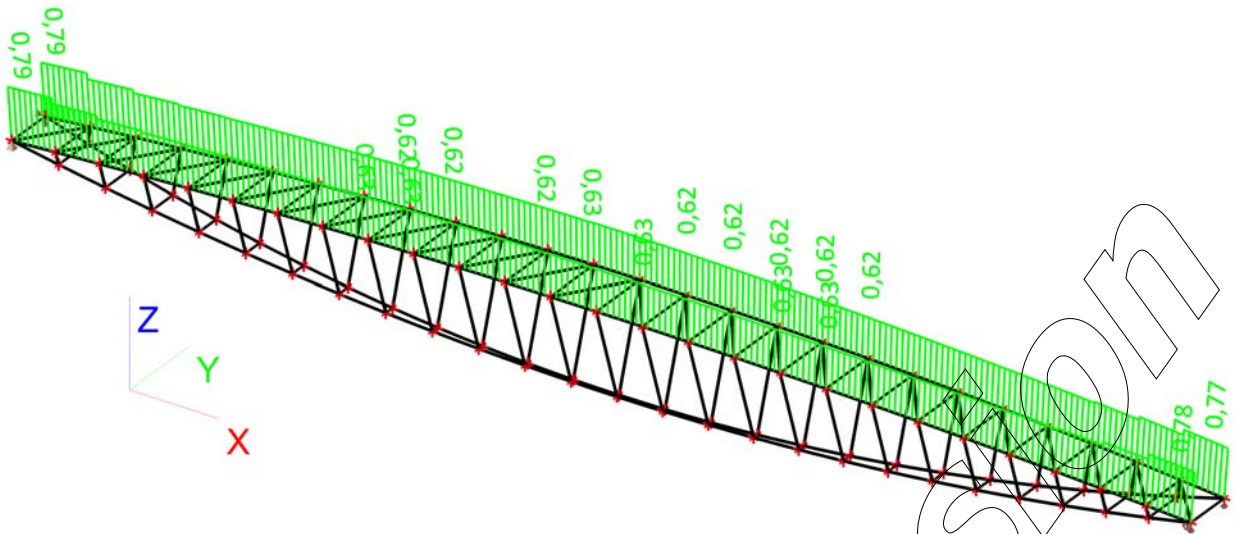
Priloga A: Dimenzioniranje konstrukcije

- A1. Kontrola zgornjega tlačnega pasu s programom Scia Engineer
- A2. Kontrola spodnjega nateznega pasu s programom Scia Engineer
- A3. Kontrola prečnikov v ravnini zgornjega tlačnega pasu s programom Scia Engineer
- A4. Kontrola prečnikov v ravnini spodnjega nateznega pasu s programom Scia Engineer
- A5. Kontrola vertikalnih prečnikov s programom Scia Engineer

Prologa B: Načrti konstrukcije

- B1. Tlorisi in prerezi celotne konstrukcije s pozicijami in dimenzijami
- B2. Kosovnica celotne konstrukcije

Priloga A1: Kontrola zgornjega tlačnega pasu s programom Scia Engineer



Check of steel

Linear calculation, Extreme : Global
 Selection : B1,B3
 Class : MSN

EN 1993-1-1 Code Check

Member B1	RO323.9X10	S 235	MSN I.1/5	0.79
Basic data EC3 : EN 1993				
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *St</small>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections				1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability				1.10
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections				1.25

Material data		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *St</small>		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for tubular sections (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 3).
 ratio 32.39 on position 0.000 m

ratio		
<small>*Student version* *Student version* *Student versio</small>		
maximum ratio 1	50.00	
maximum ratio 2	70.00	
maximum ratio 3	90.00	

==> Class cross-section

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *St</small>		
NEd	-1007.78	kN
Vy,Ed	-6.36	kN
Vz,Ed	42.08	kN
TEd	2.09	kNm
My,Ed	4.72	kNm
Mz,Ed	4.79	kNm

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Nc,Rd	2317.10	kN
Unity check	0.43	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	851.66	kN
Unity check	0.01	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	851.66	kN
Unity check	0.05	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Mc,Rd	230.30	kNm
Unity check	0.02	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Mc,Rd	230.30	kNm
Unity check	0.02	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
MNVy,Rd	181.35	kNm
MNVz,Rd	181.35	kNm

Note: The resultant internal forces are used for CHS sections.

alfa 2.00 beta 2.00
Unity check 0.04 -

Element satisfies the section check !

.....**STABILITY CHECK**.....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters		yy	zz	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stude</i>				
Sway type		non-sway	non-sway	
System Length L		1.779	1.779	m
Buckling factor k		1.00	1.00	
Buckling length Lcr		1.779	1.779	m
Critical Euler load Ncr		79653.14	79653.14	kN
Slenderness		16.02	16.02	
Relative slenderness Lambda		0.17	0.17	
Limit slenderness Lambda,0		0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Lateral Torsional Buckling Check

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	0.818	
kyz	0.481	
kzy	0.484	
kzz	0.813	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	9.8600e-03	m ²
Wy	9.8000e-04	m ³
Wz	9.8000e-04	m ³
NRk	2317.10	kN
My,Rk	230.30	kNm
Mz,Rk	230.30	kNm
My,Ed	76.90	kNm
Mz,Ed	-6.52	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	39532686970.76	kNm
reduced slenderness 0	0.00	
Psi y	0.061	
Psi z	-0.735	
Cmy,0	0.996	
Cmz,0	0.990	
Cmy	0.996	
Cmz	0.990	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.305	
wz	1.305	
npl	0.435	
aLT	0.000	
bLT	0.000	
cLT	0.000	
dLT	0.000	
eLT	0.000	
Cyy	1.233	
Cyz	1.251	
Czy	1.251	
Czz	1.233	

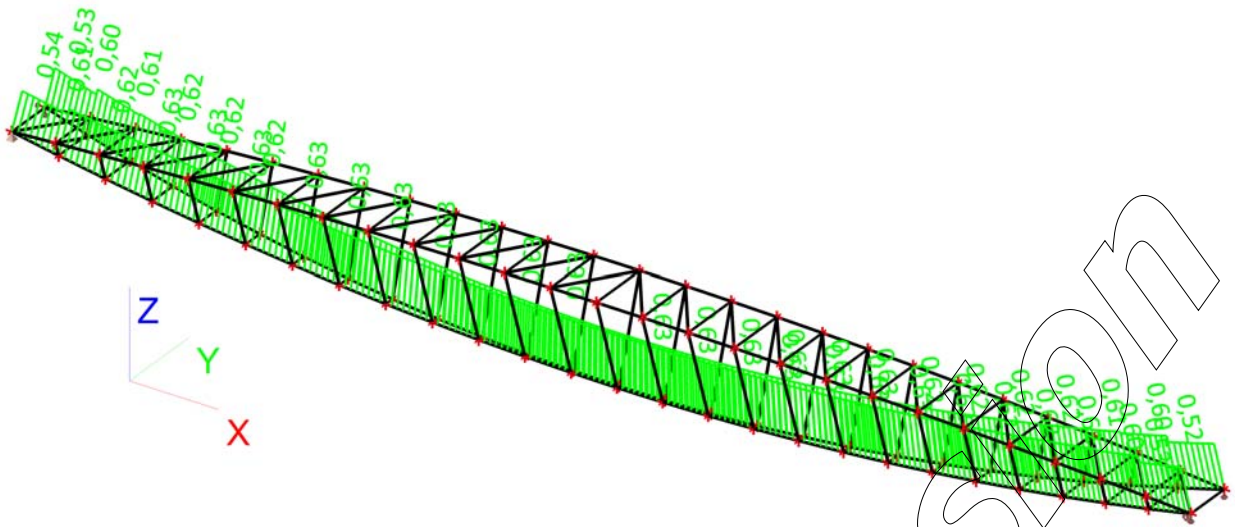
Unity check (6.61) = 0.48 + 0.30 + 0.01 = 0.79

Unity check (6.62) = 0.48 + 0.18 + 0.03 = 0.68

Element satisfies the stability check !

Student version

Priloga A2: Kontrola spodnjega nateznega pasu s programom Scia Engineer



Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Global
 Selection : B2,B4
 Class : NL_MSN

EN 1993-1-1 Code Check

Member B4	RO177.8X16	S 235	NL_MSN II.2	0.63
Basic data EC3 : EN 1993				
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S</small>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.10			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

Material data		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu</small>		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for tubular sections (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 3).
 ratio 11.11 on position 23.759 m

ratio		
<small>*Student version* *Student version* *Student versio</small>		
maximum ratio 1	1	50.00
maximum ratio 2	2	70.00
maximum ratio 3	3	90.00

==> Class cross-section

The critical check is on position 25.586 m

Internal forces		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		
NEd	1263.30	kN
Vy,Ed	-0.06	kN
Vz,Ed	-0.68	kN
TEd	-0.06	kNm
My,Ed	1.71	kNm
Mz,Ed	-0.29	kNm

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		
Nt,Rd	1910.55	kN
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Unity check	0.63	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.00	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.02	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
MNVy,Rd	55.09	kNm
MNVz,Rd	55.09	kNm

Note: The resultant internal forces are used for CHS sections.

alfa 2.00 beta 2.00
Unity check 0.03 -

Element satisfies the section check !

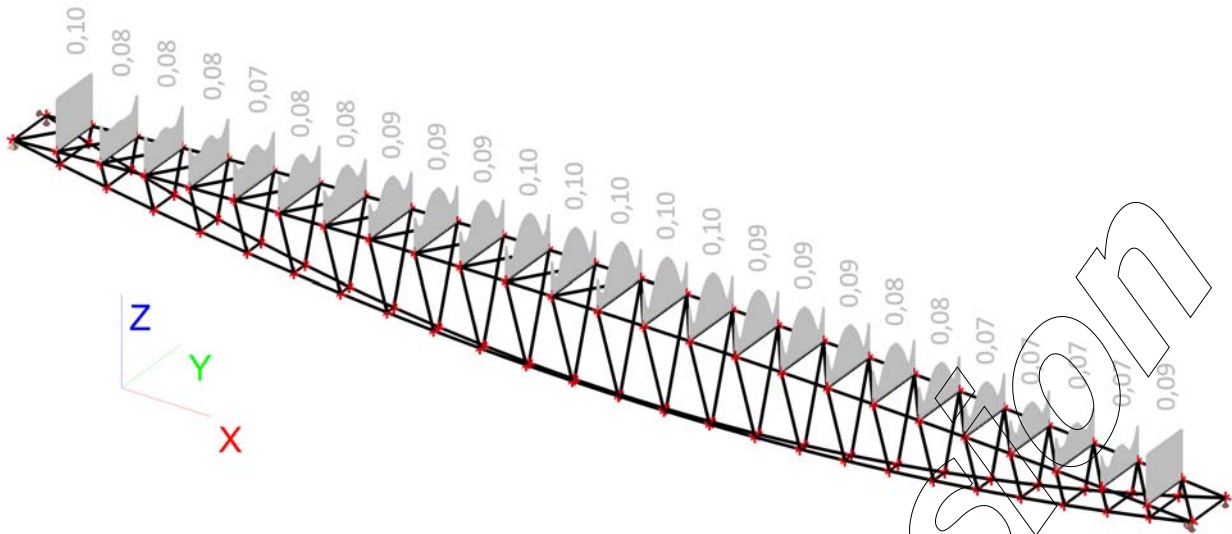
.....**STABILITY CHECK**:.....

Lateral Torsional Buckling Check

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

Element satisfies the stability check !

Priloga A3: Kontrola prečnikov v ravnini zgornjega tlačnega pasu s programom Scia Engineer



Check of steel

Linear calculation, Extreme : Global
 Selection : B80..B104
 Class : MSN

EN 1993-1-1 Code Check

Member B80	RO177.8X16	S 235	MSN III.1/10	0.10
Basic data EC3 : EN 1993				
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.10			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

Material data		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for tubular sections (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 3).
 ratio 11.11 on position 0.000 m

ratio		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
maximum ratio	1	50.00
maximum ratio	2	70.00
maximum ratio	3	90.00

==> Class cross-section

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*</i>		
NEd	-10.36	kN
Vy,Ed	5.55	kN
Vz,Ed	11.63	kN
TEd	-0.52	kNm
My,Ed	-3.85	kNm
Mz,Ed	-6.03	kNm

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Nc,Rd	1910.55	kN
Unity check	0.01	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.01	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.02	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.04	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.06	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
MNVy,Rd	97.32	kNm
MNVz,Rd	97.32	kNm

Note: The resultant internal forces are used for CHS sections.

alfa 2.00 beta 2.00
Unity check 0.07 -

Element satisfies the section check !

.....**STABILITY CHECK**.....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters		yy	zz	
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *St</i>				
Sway type		sway	non-sway	
System Length L		2.086	2.086	m
Buckling factor k		0.00	0.00	
Buckling length Lcr		0.000	0.000	m
Critical Euler load Ncr		128000101757685.09	128000101757685.09	kN
Slenderness		0.00	0.00	
Relative slenderness Lambda		0.00	0.00	
Limit slenderness Lambda,0		0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

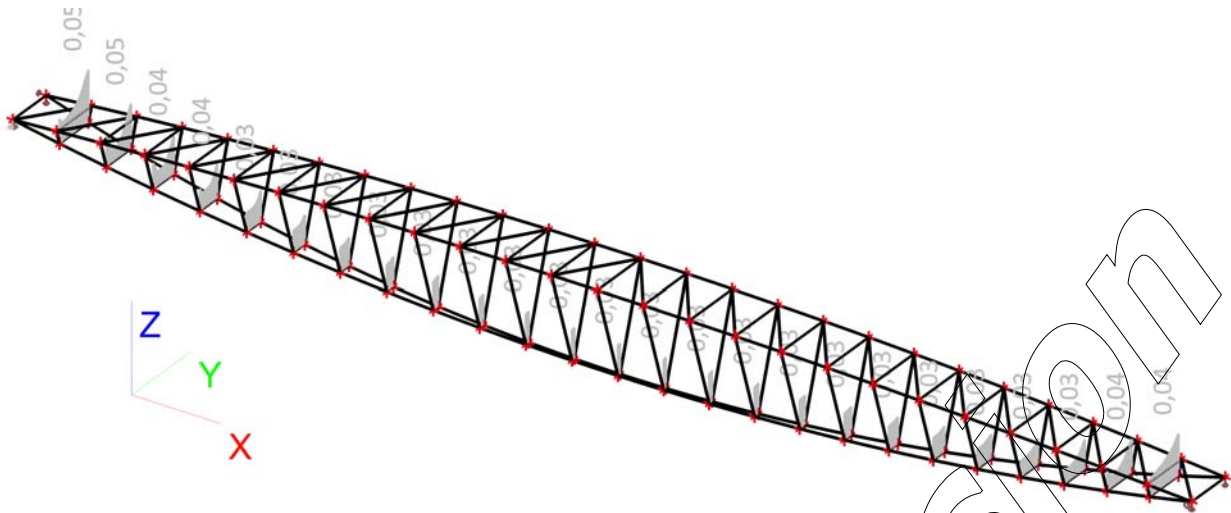
Lateral Torsional Buckling Check

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Priloga A4: Kontrola prečnikov v ravnini spodnjega nateznega pasu s programom Scia Engineer



Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Global
 Selection : B55..B79
 Class : NL_MSN

EN 1993-1-1 Code Check

Member B55	RO177.8X16	S 235	NL_MSN III.1	0.06
Basic data EC3 : EN 1993				
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S</small>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.10			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

Material data		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu</small>		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for tubular sections (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 3).
 ratio 11.11 on position 0.000 m

ratio		
<small>*Student version* *Student version* *Student versio</small>		
maximum ratio	1	50.00
maximum ratio	2	70.00
maximum ratio	3	90.00

==> Class cross-section

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
<small>*Student version* *Student version* *Student version</small>		
NEd	3.84	kN
Vy,Ed	4.28	kN
Vz,Ed	0.65	kN
TEd	-0.61	kNm
My,Ed	-0.15	kNm
Mz,Ed	-5.36	kNm

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		
Nt,Rd	1910.55	kN
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Unity check	0.00	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.01	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.00	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.00	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.06	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
MNVy,Rd	97.32	kNm
MNVz,Rd	97.32	kNm

Note: The resultant internal forces are used for CHS sections.

alfa 2.00 beta 2.00
Unity check 0.06 -

Element satisfies the section check !

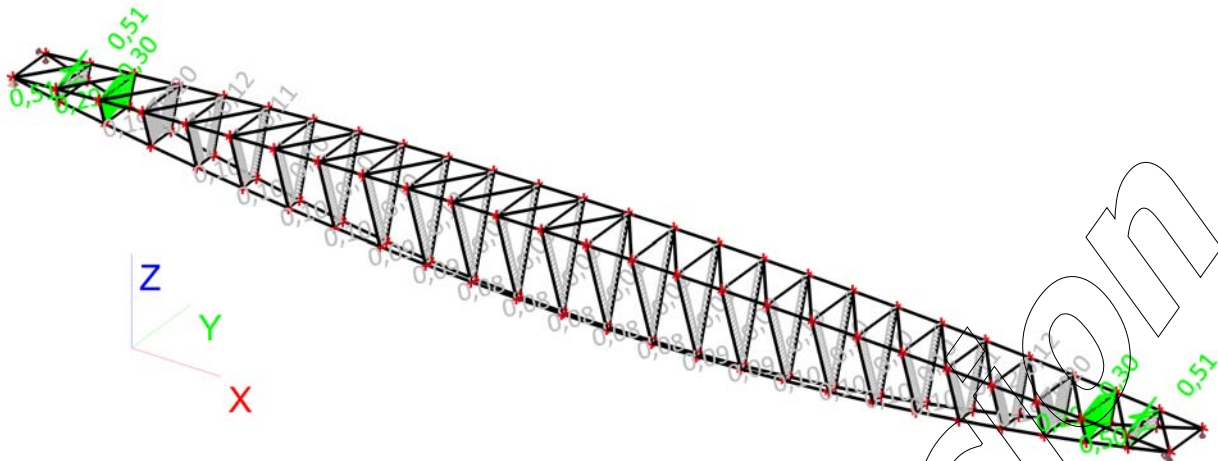
.....**STABILITY CHECK**:.....

Lateral Torsional Buckling Check

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

Element satisfies the stability check !

Priloga A5: Kontrola vertikalnih prečnikov s programom Scia Engineer



Check of steel

Linear calculation, Extreme : Global
 Selection : B9..B54
 Class : MSN

EN 1993-1-1 Code Check

Member B29	RO177.8X16	S 235	MSN II.2/4	0.51
Basic data EC3 : EN 1993				
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S</small>				
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00			
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.10			
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25			

Material data		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu</small>		
yield strength fy	235.0	MPa
tension strength fu	360.0	MPa
fabrication	rolled	

....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for tubular sections (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 3).
 ratio 11.11 on position 0.000 m

ratio		
<small>*Student version* *Student version* *Student version*</small>		
maximum ratio 1	50.00	
maximum ratio 2	70.00	
maximum ratio 3	90.00	

==> Class cross-section

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* **</small>		
NEd	13.06	kN
Vy,Ed	-140.38	kN
Vz,Ed	-8.88	kN
TEd	-0.14	kNm
My,Ed	4.77	kNm
Mz,Ed	49.46	kNm

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		
Nt.Rd	1910.55	kN
<small>*Student version* *Student version* *Student version* *S</small>		

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *S</i>		
Unity check	0.01	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.20	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Vc,Rd	702.23	kN
Unity check	0.01	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.05	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
Mc,Rd	97.32	kNm
Unity check	0.51	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
<i>*Student version* *Student version* *Student version* *</i>		
MNVy,Rd	97.32	kNm
MNVz,Rd	97.32	kNm

Note: The resultant internal forces are used for CHS sections.

alfa 2.00 beta 2.00
Unity check 0.51 -

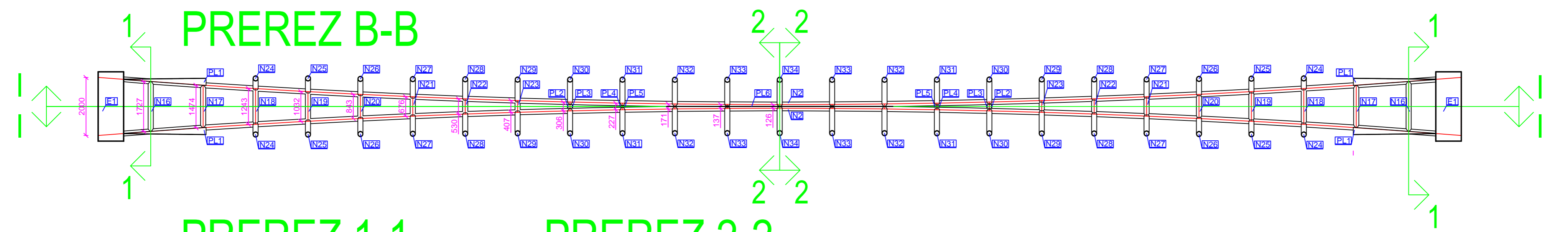
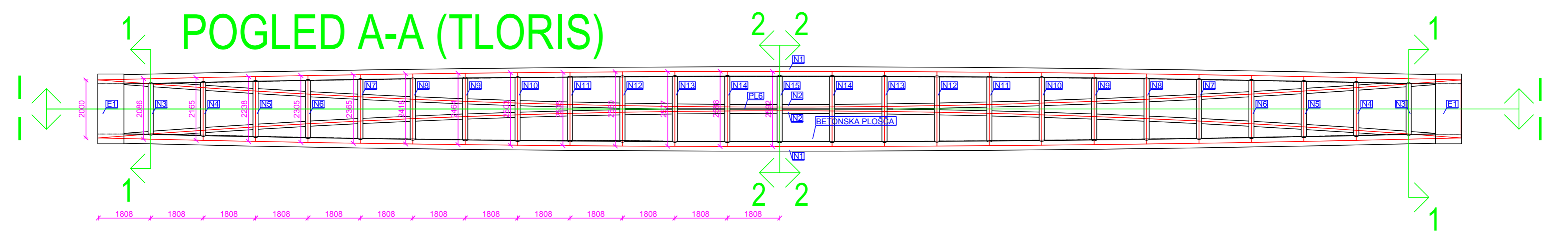
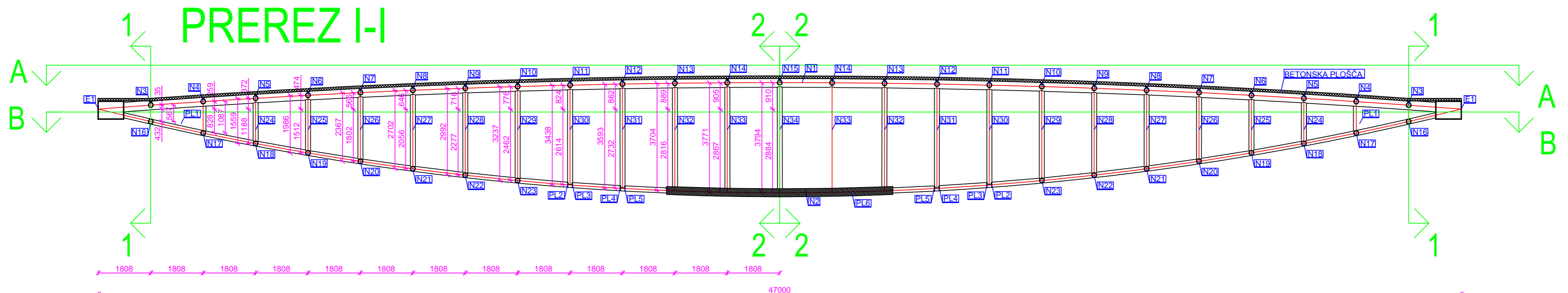
Element satisfies the section check !

.....**STABILITY CHECK**:.....

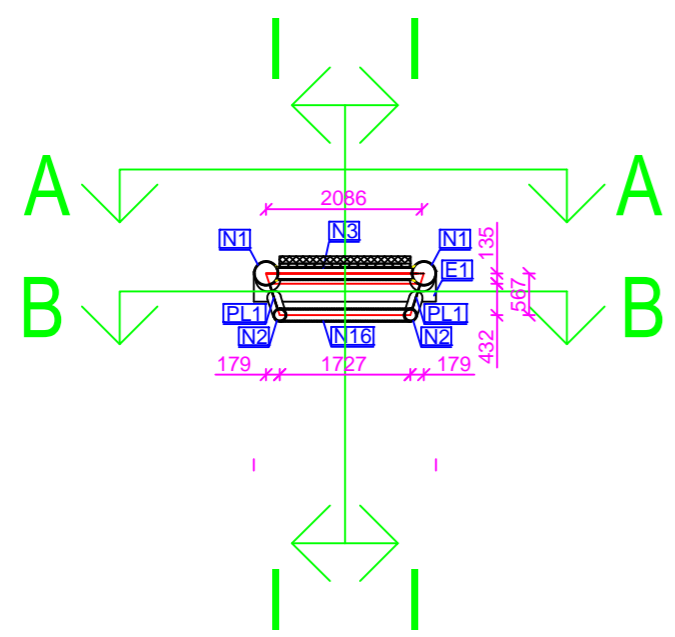
Lateral Torsional Buckling Check

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

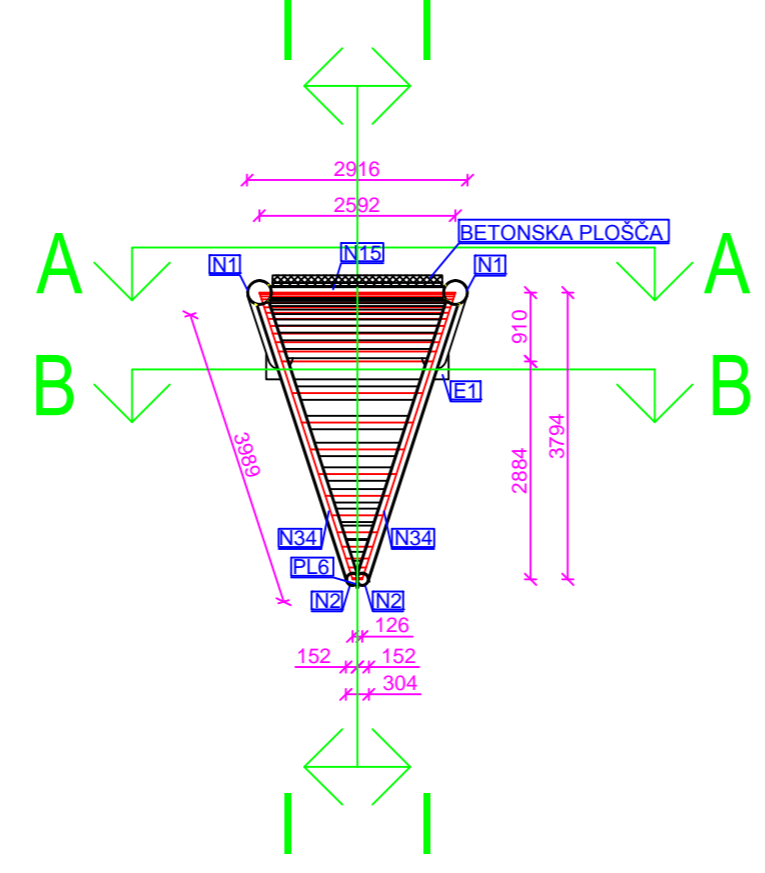
Element satisfies the stability check !



PREREZ 1-1



PREREZ 2-2



PROJEKT: Brv čez Gruberjev prekop		VSEBINA: Tloris in prerezi celotne konstrukcije s pozicijami in dimenzijami	
Mentor:	prof. dr. Jože Korelc	Faza:	PGD
Somentor:	asist. dr. Primož Može	Št. projekta:	Merilo: 1 : 100
Avtor:	Adis Sinanović	Št. priloge:	Datum: 16. 8. 2013
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo		C1	Št. lista: 1

Priloga B2: Kosovnica celotne konstrukcije						
Pozicija	Opis	Material	Tip	Dolžina (m)/ debelina (mm)	Količina	Masa (kg)
N1	nosilec zgornjega pasu	S235	φ323,9/10	47,052	2	7284,6
N2	nosilec spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	47,581	2	6075,1
N3	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,086	2	266,3
N4	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,165	2	276,4
N5	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,238	2	285,7
N6	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,305	2	294,3
N7	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,365	2	302,0
N8	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,418	2	308,7
N9	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,464	2	314,6
N10	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,503	2	319,6
N11	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,535	2	323,7
N12	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,560	2	326,9
N13	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,577	2	329,0
N14	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,588	2	330,4
N15	prečni nosilec v ravnini zgornjega pasu	S235	φ177,8/16	2,592	2	330,9
N16	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	1,727	2	220,5
N17	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	1,474	2	188,2
N18	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	1,243	2	158,7
N19	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	1,032	2	131,8
N20	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	0,843	2	107,6
N21	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	0,676	2	86,3
N22	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	0,530	2	67,7
N23	prečni nosilec v ravnini spodnjega pasu	S235	φ177,8/16	0,407	2	52,0
N24	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	0,581	4	148,4
N25	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	1,118	4	285,5
N26	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	1,611	4	411,4
N27	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	2,059	4	525,8
N28	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	2,462	4	628,7
N29	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	2,818	4	719,6
N30	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	3,128	4	798,8
N31	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	3,606	4	920,8
N32	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	3,744	4	956,1
N33	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	3,896	4	994,9
N34	vertikalni prečni nosilec	S235	φ177,8/16	3,965	4	1012,5
PL1	trapezna pločevina	S235	pločevina	10,0	4	383,0
PL2	distančnik	S235	pločevina	10,0	2	3,4
PL3	distančnik	S235	pločevina	10,0	2	3,0
PL4	distančnik	S235	pločevina	10,0	2	1,9
PL5	distančnik	S235	pločevina	10,0	2	1,6
PL&	povezna pločevina	S236	pločevina	16,0	1	272,6
E1	sestavljen element - škatla	S235	pločevina	20,0	2	2891,2
					skupaj=	29340,1