

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:

Suzić, L., 2015. Projektiranje lesene brvi čez Savo Bohinjko pri Bohinjski Bistrici. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 95 str.

Datum arhiviranja: 17-03-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Suzić, L., 2015. Projektiranje lesene brvi čez Savo Bohinjko pri Bohinjski Bistrici. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 95 pp.

Archiving Date: 17-03-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

LUKA SUZIĆ

**PROJEKTIRANJE LESENE BRVI ČEZ SAVO
BOHINJKO PRI BOHINJSKI BISTRICI**

Diplomska naloga št.: 3427/KS

**DESIGN OF TIMBER FOOTBRIDGE ACROSS RIVER
SAVA BOHINJKA NEAR BOHINJSKA BISTRICA**

Graduation thesis No.: 3427/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

doc. dr. Drago Saje

Ljubljana, 11. 03. 2015

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani **LUKA SUZIĆ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**Projektiranje lesene brvi čez Savo Bohinjko pri Bohinjski Bistrici**«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Radeče, 18. februar 2015.

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.011.1:624.21(497.4)(043.2)
Avtor:	Luka Suzić
Mentor:	izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje lesene brvi čez Savo Bohinjko pri Bohinjski Bistrici
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	95 str., 16 pregl., 61 sl., 81 en.
Gljučne besede:	brv, Sava Bohinjka, določitev obtežb za brv, statična analiza, dimenzioniranje konstrukcijskih elementov, leseni lepljeni nosilci, vezna sredstva

Izveček

V diplomski nalogi je sprojektirana lesena brv čez Savo Bohinjko pri Bohinjski Bistrici. Po začetnem delu o zgodovini lesenih mostov sledi kratek opis brvi in njene lokacije. Nato so predstavljeni vsi materiali, ki so uporabljeni za izgradnjo brvi, in njihove lastnosti. V nadaljevanju so v skladu s standardi Evrokod določeni vplivi na konstrukcijo in kombinacije vplivov. Nato je izvedena optimizacija razmerja razdalj med podporami z namenom poenotenja ekstremov upogibnih momentov po celotnem glavnem nosilcu. Z uporabo računalniškega programa Tower 6 nato izvedemo statično in modalno analizo konstrukcije in dobimo notranje statične količine. Dobljene notranje statične količine uporabimo za dimenzioniranje glavnih konstrukcijskih elementov in spojev med njimi.

Brv je sestavljena iz dveh vzporednih lesenih lepljenih nosilcev, ki sta na konceh ravna, v sredini pa ukrivljena v radiju 180 m. Lesena lepljena nosilca iz lepljenega lameliranega lesa, kvalitete G128h, sta povezana s prečniki iz masivnega lesa, kvalitete D60. Čez prečnike so nato položeni sekundarni vzdolžni nosilci iz lepljenega lameliranega lesa G128h, preko katerih so drug do druge položene podnice iz lesa, kvalitete D60. Horizontalno togost konstrukciji dodatno daje horizontalno jekleno povezje med prečniki. Vsi elementi se med seboj povezujejo preko spojev z jeklenimi pločevinami in različnimi veznimi sredstvi.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.011.1:624.21(497.4)(043.2)
Author:	Luka Suzić
Supervisor:	assoc. prof. Jože Lopatič, Ph. D.
Title:	Design of timber footbridge across river Sava Bohinjka near Bohinjska Bistrica
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	95 p., 16 tab., 61 fig., 81 eq.
Key words:	footbridge, river Sava Bohinjka, actions on footbridge construction, static analysis, load-bearing elements design, glue laminated timber beam, fasteners,

Abstract:

In this thesis the design of timber footbridge across river Sava Bohinjka near Bohinjska Bistrica is presented. In the introduction the historical description of the development of the timber bridges is done, followed by description of the footbridge and its location. Afterwards, materials used on the construction and their material properties are presented. Action on footbridge and their combinations are written in accordance with Eurocod standards. An optimization of the ratio of spans is made to unify bending moments across main beams. Statical and modal analysis is made with computer program Tower 6 to get internal forces of construction, which are used to design sections of main constructional elements and joints between them.

The construction contains of two parallel glued laminated timber beams which are straight at endings and curved with radius 180 m in the middle. Glued laminated timber beams are made from timber GL28h and are connected with cross-beams made from D60 quality timber. On the top of crossbeams, secondary longitudinal beams made from glued laminated G128h timber are laid. Secondary crossbeams made from D60 quality timber are laid on secondary longitudinal beams. Horizontal stiffness is provided with steel truss located between the crossbeams. All constructional elements are connected with steel plates and different fasteners.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za vso strokovno pomoč in nasvete pri izdelavi diplomske naloge.

Posebna zahvala gre tudi moji družini in vsem prijateljem, ki so me tekom študija spodbujali in mi vedno stali ob strani.

»Ta stran je namenoma prazna«

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Zgodovina lesenih mostov.....	1
1.2	Brv za pešce in kolesarje pri bohinjski Bistrici	5
1.2.1	Lokacijski podatki	5
1.2.2	Zasnova	5
1.2.3	Geološke značilnosti lokacije	7
1.2.4	Hidrogeološke značilnosti prostora	7
2	MATERIAL	8
2.1	Lepljen les	8
2.2	Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa	12
2.3	Masiven les.....	13
2.4	Jeklo.....	13
3	OBTEŽBE	14
3.1	Lastna teža in stalna obtežba	14
3.2	Temperaturna obtežba	15
3.3	Obtežba vetra.....	16
3.3.1	Obtežba vetra v smeri x.....	19
3.3.2	Obtežba vetra v smeri y	20
3.4	Prometna obtežba	21
3.4.1	Obtežba pešcev in kolesarjev	21
3.4.2	Obtežba servisnega vozila	22
3.5	Potresna obtežba.....	24
3.5.1	Upoštevanje mas.....	27
3.5.2	Nihajni časi in nihajne oblike brvi:	28
3.5.3	Obtežba zaradi nabiranja plavin	30
4	OBTEŽNI PRIMERI IN KOMBINACIJE VPLIVOV	32
4.1	Mejna stanja nosilnosti.....	32
4.2	Mejna stanja uporabnosti.....	33
4.3	Obtežni primeri in kombinacije.....	34
5	UGOTAVLJANJE NAJUGODNEJŠEGA RAZMERJA RAZDALJ MED PODPORAMI IN NAČINA PODPIRANJA KONSTRUKCIJE	36
6	STATIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJE	43
6.1	Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje glavnih nosilcev (MSN).....	44
6.2	Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje prečnika (MSN).....	45

6.3	Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje sekundarnih vzdolžnih nosilcev (MSN)46	
6.4	Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje podnic (MSN)	48
7	DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV	49
7.1	Dimenzioniranje glavnega nosilca	49
7.1.1	Obremenitve	49
7.1.2	Kontrola upogibnih napetosti	49
7.1.3	Kontrola natezних napetosti pravokotno na vlakna	51
7.1.4	Kontrola strižnih napetosti v prerezu	53
7.1.5	Kontrola deformacij glavnega nosilca.....	54
7.1.6	Kontrola vibracij brvi	55
7.2	Dimenzioniranje prečnikov	56
7.2.1	Obremenitve prečnika	56
7.2.2	Kontrola normalnih napetosti	56
7.2.3	Kontrola strižnih napetosti	58
7.2.4	Kontrola kombinacije striga in torzije.....	59
7.2.5	Kontrola deformacij prečnika,.....	59
7.3	Dimenzioniranje jeklenega horizontalnega povezja.....	61
7.3.1	Obremenitve jeklenega povezja	61
7.3.2	Kontrola natezne nosilnosti	61
7.4	Dimenzioniranje sekundarnih vzdolžnih nosilcev.....	63
7.4.1	Obremenitve sekundarnega vzdolžnega nosilca.....	63
7.4.2	Kontrola normalnih napetost	63
7.4.3	Kontrola strižnih napetosti	65
7.5	Dimenzioniranje podnic	66
7.5.1	Obremenitve podnic	66
7.5.2	Kontrola normalnih napetosti	66
7.5.3	Kontrola strižnih napetosti	67
7.5.4	Kontrola izvlečne sile vijaka	68
8	DIMENZIONIRANJE STIKOV IN PRIKLJUČKOV	70
8.1	Priključek glavnega nosilca na vmesni opornik	70
8.1.1	Obremenitev spoja.....	70
8.1.2	Dimenzioniranje vijakov	71
8.1.3	Dimenzioniranje trna	75
8.2	Spoj prečnika in glavnega nosilca	78
8.2.1	Obremenitev spoja.....	79
8.2.2	Dimenzioniranje vijakov	79
8.3	Stik med čevljem in prečnikom.....	85
8.4	Stik med glavnimi nosilci.....	88

8.4.1	Obremenitev spoja.....	88
8.4.2	Dimenzioniranje vijakov	89
9	ZAKLJUČEK	93
	VIRI IN LITERATURA	94

KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Prve prostoležeče brvi (Gojković M., Stevanović B.,1985).....</i>	<i>1</i>
<i>Slika 2: Viseči mostovi iz lijan (Gojković M., Stevanović B.,1985).....</i>	<i>1</i>
<i>Slika 3: Most "Sublicius" v Rimu (Gojković M., Stevanović B.,1985).....</i>	<i>2</i>
<i>Slika 4: Cezarjev most preko reke Ren (Gojković M., Stevanović B.,1985).....</i>	<i>2</i>
<i>Slika 5: Trajanov most preko Donave (Gojković M., Stevanović B.,1985).....</i>	<i>2</i>
<i>Slika 6: Most "Ples smrti" v Luzernu (Gojković M., Stevanović B.,1985)</i>	<i>2</i>
<i>Slika 7: Most čez Kokro pri Kranju (Gojković M., Stevanović B.,1985).....</i>	<i>3</i>
<i>Slika 8: Brv Koprivnica pri Celju (Vir: www.hoja.si, 15.3.2014).....</i>	<i>4</i>
<i>Slika 9: Mikrolokacija brvi.....</i>	<i>5</i>
<i>Slika 10: Vzдолžni prerez idejne zasnove brvi.....</i>	<i>6</i>
<i>Slika 11: Prikaz izvedbe žlebov za lamele širše od 200 mm (Dobrila P., Premrov M., 2008).....</i>	<i>10</i>
<i>Slika 12: Prikaz načina prečnega lepljenja lamel za širine nosilcev b med 20 in 30 cm (Dobrila P., Premrov M.,2008).....</i>	<i>11</i>
<i>Slika 13: Zveza med najvišjo in najnižjo temperaturo v senci najvišjo in najnižjo efektivno temperaturo</i>	<i>15</i>
<i>Slika 14: Smeri vetra in dimenzije preklad L=dolžina v smeri y, b=širina v smeri x, d=globina v smeri z(SIST EN 1991-1-4).....</i>	<i>16</i>
<i>Slika 15: Vrednost koeficienta $C_{f,x}$ (Povzeto po SIST EN 1991-1-4).....</i>	<i>19</i>
<i>Slika 16: Obtežba pešcev v odvisnosti od razpona L (Calgaro J.-A., et. al., 2010).....</i>	<i>21</i>
<i>Slika 17: Obtežna shema servisnega vozila (Calgaro J.-A., et. al., 2010).....</i>	<i>22</i>
<i>Slika 18: Karta projektnega pospeška tal (vir: http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html)</i>	<i>24</i>
<i>Slika 19: Projektni spekter pospeškov.....</i>	<i>27</i>
<i>Slika 20: 1. nihajna oblika konstrukcije ($T=0,235s$).....</i>	<i>28</i>
<i>Slika 21: 2. nihajna oblika konstrukcije ($T=0,187 s$).....</i>	<i>28</i>
<i>Slika 22: 3. nihajna oblika ($T=0,184s$).....</i>	<i>29</i>
<i>Slika 23: Skica območja delovanja obtežbe plavin</i>	<i>31</i>
<i>Slika 24: Shema različni postavitev koristne obtežbe pešcev, lastne teže in servisnega vozila.....</i>	<i>36</i>
<i>Slika 25: Primerjava upogibnih momentov pri različnih razmerjih razdalj med podporami $L1/L2$.....</i>	<i>37</i>
<i>Slika 26: Normiran prikaz upogibnih momentov za posamezna razmerja razpetin in načine podpiranja, glede na izhodiščno stanje ($L1/L2=0,33$ – nepomično)</i>	<i>38</i>
<i>Slika 27: Ovojnica upogibnih momentov (razmerje $L1/L2=0,85$, del podpor je horizontalno pomičen)</i>	<i>39</i>
<i>Slika 28: Ovojnica upogibnih momentov (razmerje $L1/L2=0,85$, vse podpore so horizontalno nepomične).....</i>	<i>39</i>

<i>Slika 29: Ovojnica osnih sil (razmerje $L1/L2=0,85$, del podpor je horizontalno pomičen)</i>	39
<i>Slika 30: Ovojnica osnih sil (razmerje $L1/L2=0,85$, vse podpore so horizontalno nepomične)</i>	39
<i>Slika 31: Analiza izkoriščenosti glede upogibnega momenta in glede povosov za posamezna razmerja razpetin in načine podpiranja</i>	40
<i>Slika 32: Prečni prerez brvi z držalom</i>	41
<i>Slika 33: Izkoriščenost prereza glede na upogibni moment in glede na povesa za različne višine glavnega nosilca pri razmerju razpetin $L1/L2=0,85$</i>	42
<i>Slika 34: 3D računalniški model konstrukcije</i>	43
<i>Slika 35: Florisni pogled računalniškega modela konstrukcije</i>	43
<i>Slika 36: Stranski pogled računalniškega modela konstrukcije</i>	43
<i>Slika 37: Ovojnica upogibnih momentov M_y glavnih nosilcev</i>	44
<i>Slika 38: Ovojnica osnih sil N glavnih nosilcev</i>	44
<i>Slika 39: Ovojnica prečnih sil V_z glavnih nosilcev</i>	44
<i>Slika 40: Upogibni moment M_y v prečnikih</i>	45
<i>Slika 41: Prečna sila V_z v prečnikih</i>	45
<i>Slika 42: Upogibni moment M_z v prečnikih</i>	45
<i>Slika 43: Prečna sila V_y v prečnikih</i>	45
<i>Slika 44: Torzijski moment M_x v prečnikih</i>	45
<i>Slika 45: Momenti M_y v sekundarnih vzdolžnih nosilcih</i>	46
<i>Slika 46: Prečne sile V_z v sekundarnih vzdolžnih nosilcih</i>	46
<i>Slika 47: Osna sila N_x v sekundarnih vzdolžnih nosilcih</i>	47
<i>Slika 48: Obremenitev podnic</i>	48
<i>Slika 49: Upogibni moment M_y v podnicah</i>	48
<i>Slika 50: Prečna sila V_z v podnicah</i>	48
<i>Slika 51: Najbolj neugodna postavitev obtežbe servisnega vozila</i>	66
<i>Slika 52: Priključek glavnega nosilca na opornik</i>	70
<i>Slika 53: Obremenitev priključka na vmesno podporo</i>	71
<i>Slika 54: Geometrijske zahteve za pločevine z luknjo za čep</i>	76
<i>Slika 55: Robne oddaljenosti e_1 in e_2 ter razmaki p_1 in p_2</i>	77
<i>Slika 56: Spoj prečnika in glavnega nosilca</i>	78
<i>Slika 57: Obremenitev spoja prečnika in glavnega nosilca</i>	79
<i>Slika 58: Razdelitev momenta na dvojico sil in prikaz trikotnega poteka napetosti</i>	85
<i>Slika 59: Stik med glavnimi nosilci</i>	88
<i>Slika 60: Obremenitev stika med glavnimi nosilci</i>	88
<i>Slika 61: Določitev kota α med silo in vlakni</i>	92

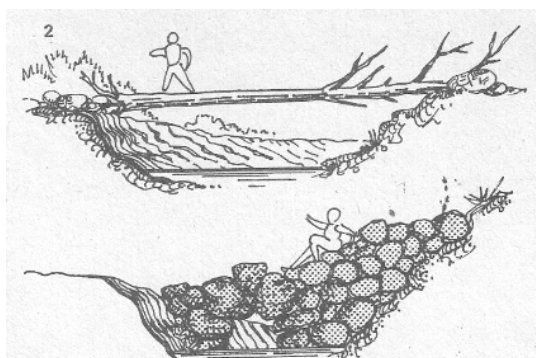
KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Maksimalne predpisane debeline (a) in maksimalne površine prečnega prereza (A) vgrajenih lamel (Dobrila P., Premrov M., 2008)</i>	<i>10</i>
<i>Preglednica 2: Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa</i>	<i>12</i>
<i>Preglednica 3: Mehanske lastnosti masivnega lesa</i>	<i>13</i>
<i>Preglednica 4: Specifične teže materialov</i>	<i>14</i>
<i>Preglednica 5: Kategorije terena in terenska parametra</i>	<i>16</i>
<i>Preglednica 6: Prometna obtežba pri posameznih skupinah obtežb (Calgaro J.-A., et. al., 2010)</i>	<i>23</i>
<i>Preglednica 7: Mejni časi projektnega pospeška in faktor S</i>	<i>26</i>
<i>Preglednica 8: Vrednosti projektnega pospeška tal</i>	<i>26</i>
<i>Preglednica 9: Lastni nihajni časi in lastne frekvence konstrukcije</i>	<i>29</i>
<i>Preglednica 10: Priporočene vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ za brvi (Povzeto po: Calgaro J.-A., et. al., 2010)</i>	<i>33</i>
<i>Preglednica 11: Seznam obtežnih primerov in kombinacij</i>	<i>34</i>
<i>Preglednica 12: Projektne vrednosti upogibnih momentov, osnih sil in navpičnih reakcij pri različnih razmerjih podpiranja</i>	<i>37</i>
<i>Preglednica 13: Projektne vrednosti upogibnih momentov, osnih sil in navpičnih reakcij pri različnih razmerjih razpetin in načinih podpiranja</i>	<i>38</i>
<i>Preglednica 14: Povesi, izkoriščenost povesov in izkoriščenost upogibnega momenta pri različnih razmerjih in načinih podpiranja</i>	<i>40</i>
<i>Preglednica 15: Vrednosti upogibnih momentov in izkoriščenosti prečnega prereza za razmerje razpetin 0,85 in različne višine glavnega nosilca</i>	<i>41</i>
<i>Preglednica 16: Preglednica minimalnih dovoljenih razmakov med vijaki</i>	<i>74</i>

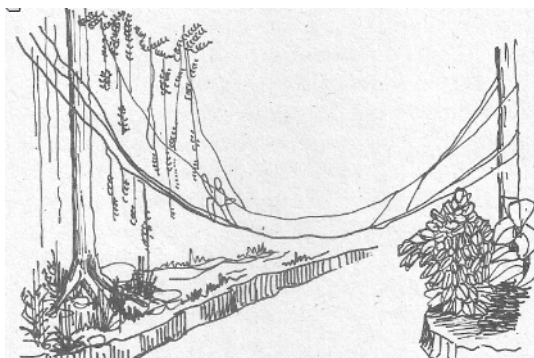
1 UVOD

1.1 Zgodovina lesenih mostov

V sledečem razdelku bom povzel zgodovino lesenih mostov kot sta jo podala Gojković in Stevanović (1985). Les je kot material za izgradnjo preprostih bivalnih in premostitvenih objektov prisoten v človeški zgodovini že od samega začetka. Prve mostove so naši predniki gradili po vzorih, ki jim jih je dala narava, npr. prosto-ležeča brv, ki jo je predstavljalo deblo, ki je padlo preko prepreke in viseči mostovi iz lijan.



Slika 1: Prve prostoležeče brvi (Gojković M., Stevanović B., 1985)

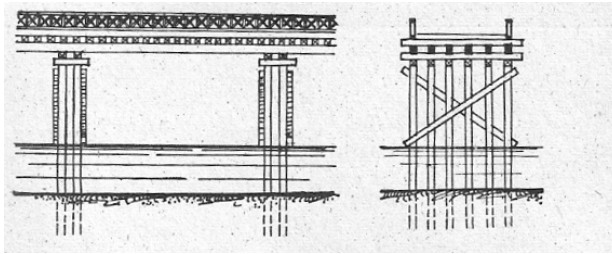


Slika 2: Viseči mostovi iz lijan (Gojković M., Stevanović B., 1985)

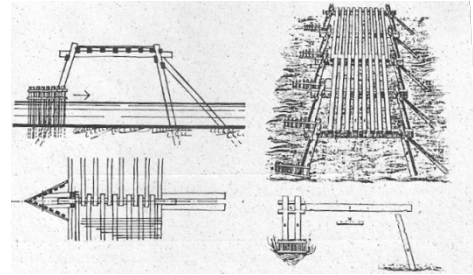
Vzporedno z evolucijo človeškega razuma se je razvijal tudi smisel za konstruiranje lesenih nosilnih sestavov. Tako je človek kmalu med seboj prečno povezal več prostoležečih nosilcev (debel) in s tem dobil širšo pohodno površino in stabilnost v horizontalni ravnini, hkrati pa je z namenom zmanjšanja povesov in premagovanja večjih razponov začel dodajati stebre in opornike.

Prvi večji leseni mostovi so se pojavili v času antike predvsem za potrebe vojskovanja in so premoščali širše ter globlje vodotoke. Tako je bil prvi večji leseni most zgrajen leta 783 p.n.š. čez reko Evfrat pri Babilonu in je bil dolg 200 m. Prvi rimski mostovi so bile enostavne konstrukcije, zgrajene iz nosilcev na pilotih. Prvi rimski most je bil »Pons Sublicius«, ki je bil, po podatkih Plutarha, zgrajen leta 630 p.n.š. v času kralja Ancusa Marciusa in je premoščal reko Tiberu v Rimu. Kot vsi antični mostovi, je bil izpostavljen požarom, naravnim katastrofam in vojnem, a je z rednimi popravili vzdržal kar 900 let (do 337 n.š.). Naslednji večji most je bil most čez reko Ren, zgrajen začasa Julija Cezarja, leta 55 p.n.š. Most je v 16. stoletju na podlagi zapiskov Julija Cezarja rekonstruiral Paladij in podal tudi njegov oris. Dolg naj bi bil 430m in širok 8,3m. Korito reke Ren naj bi bilo premoščeno s 56 razponi. Eden bolj zanih je tudi Trajanov most čez reko Donavo pri

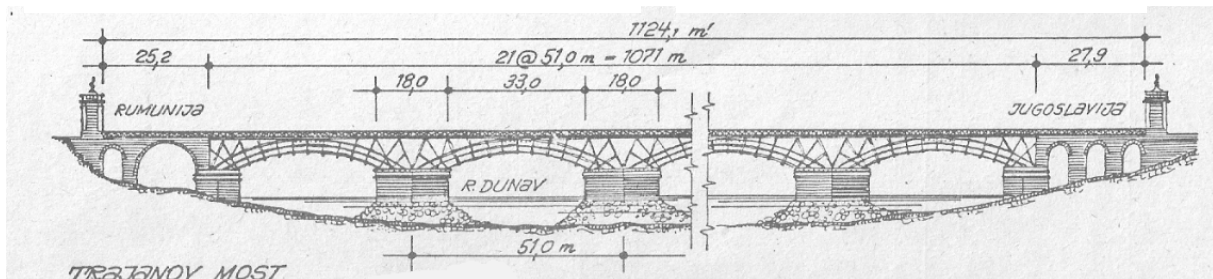
Kladovu, ki je bil zgrajen v času carja Trajana in je imel kamnite temelje ter leseno glavno nosilno konstrukcijo. Dolg naj bi bil približno 1100 m in naj bi premoščal relativno plitvo Donavo v 21 razponih.



Slika 3: Most "Sublicius" v Rimu (Gojković M., Stevanović B., 1985)



Slika 4: Cezarjev most preko reke Ren (Gojković M., Stevanović B., 1985)



Slika 5: Trajanov most preko Donave (Gojković M., Stevanović B., 1985)

Iz obdobja srednjega veka sta znana dva pokrita mostova pri Luzernu v Švici, ki stojita še danes. Prvi je Kapellbrücke, ki je bil zgrajen leta 1333 kot gredna konstrukcija na lesenih pilotih, v območju horizontalnega loma osi pa stoji kamniti stolp. Drugi je bil Sperurbrücke (most »Ples smrti«), zgrajen leta 1568 in je konstrukcijsko bolj zanimiv, saj stoji na masivnih kamnitih podporah, nosilna konstrukcija pa je rešetkasta.



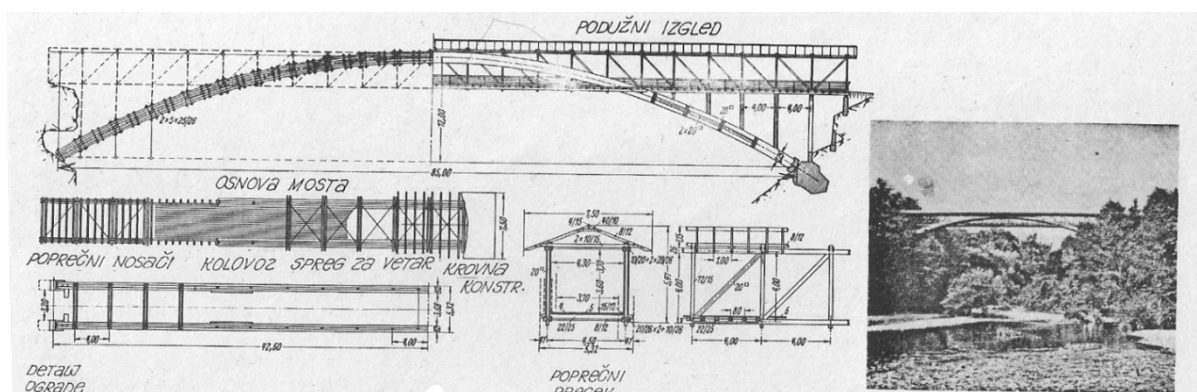
Slika 6: Most "Ples smrti" v Luzernu (Gojković M., Stevanović B., 1985)

V 18. stoletju je nastalo veliko mostov z razpetinami od 25 do 30 m, veliki mojstri pa so bili Francozi. Največji most tega časa je bil most čez reko Ren v Schaffhausnu, ki ga je leta 1758 zgradil predstavnik znane graditeljske družine, Hans Ullrich Grubermann. V tem času je zanimiv tudi projekt ločnega

mostu preko reke Neve v Leningradu, ki ga je izdelal I. P. Kulibin leta 1776. Most naj bi bil dolg cca. 300 m, a do njegove izgradnje ni prišlo.

V 19. stoletju se med lesenimi mostovi pojavijo specifične palične konstrukcije t.i. Howejevi palični nosilci, ki so sestavljeni iz vzporednih lesenih pasnic in lesenih tlačnih elementov ter nateznih elementov iz litega železa. Z začetkom industrijske revolucije so začeli lesene mostove izpodrivati sprva litoželezni, kasneje pa tudi jekleni in armirano-betonski mostovi. Leta 1906 pa je Otto Hetzer prijavil patent lepljenega lameliranega lesa. Sprva se je lepljen les uporabljal predvsem za izgradnjo strešnih konstrukcij železniških postaj, npr. Malmö (1922) in Stockholm (1925). Problem pri uvajanju lesenih konstrukcij je postajal predvsem njihovo dotedanje slabo vzdrževanje, zato se je lesa prijel sloves neobstojnega materiala proti biološkim škodljivcem in visoki vlagi. Ta pomanjkljivost se je odpravila v 60. letih prejšnjega stoletja, ko so začeli učinkovito odvajati meteorno vodo od lesenih elementov in uvajati površinsko in globinsko zaščito lesenih elementov. Tako se je razmahnila uporaba lepljenih lesenih konstrukcij za nosilne elemente mostnih konstrukcij, hkrati pa tudi uporaba masivnega lesa za sekundarne elemente.

V Sloveniji so se večji leseni mostovi začeli pojavljati v 1. polovici 20. stoletja. Eden takšnih je prav gotovo most čez Kokro pri Kranju (projektant inž. Stanko Dimnik), ki je bil zgrajen leta 1938. Leseni most je premoščal 85 m širok kanjon reke Kokre, širok je bil 3,75 m in bil dimenzioniran na prometno obtežbo 30 kN. Isti projektant je avtor tudi ohranjenega lesenega mostu z največjo razpetino v Sloveniji. Gre za 76,8 m dolgo visečo brv čez Savo med Mednim in Vikrami. Nosilno konstrukcijo mostu tvorita dva vzporedna palična nosilca, ki visita na jeklenih vrveh in sta obenem del varovalne konstrukcije ograj in trikotne strehe nad pohodnim delom brvi. Večja lesena mostova sta še mostova čez reko Krko na obeh dostopih v Kostanjevico na Krki.



Slika 7: Most čez Kokro pri Kranju (Gojković M., Stevanović B., 1985)

V zadnjem času pa se je v Sloveniji razmahnila tudi izgradnja mostov iz lepljenega lesa. Eden prvih je brv za pešce čez Kamniško Bistrico pri Kamniku, z razpetino 21,7 m. Poleg tega je v Sloveniji zgrajenih še kar nekaj mostov za pešce (na Igu, v Gaju pri Kočevju, v Celju,..), na prvi cestni most z nosilno konstrukcijo iz lepljenega lesa na pomembnejših cestah pa v Sloveniji še čakamo.



Slika 8: Brv Koprivnica pri Celju (Vir: www.hoja.si, 15.3.2014)

1.2 Brv za pešce in kolesarje pri bohinjski Bistrici

1.2.1 Lokacijski podatki

Lokacija: Bohinjska Bistrica

Nadmorska višina: 505 m

Tip tal: Tip C (glede na preglednico 3.1 v SIST EN 1998-1)



Slika 9: Mikrolokacija brvi

1.2.2 Zasnova

Brv je v osnovi zasnovana kot objekt tlorisne dolžine 53,6 m in osne tlorisne širine 3,36 m. Po vertikalnem gabaritu je objekt ukrivljen v radiju ~ 180 m tako, da je najvišnja točka nivelete $\sim 1,41$ m nad zveznico podpor na brežinah.

Nosilna prekladna konstrukcija sestoji iz dveh vzporednih lameliranih lepljenih nosilcev, ki sta na vsaki strani pritrjena na točkovni temeljni blok v brežini. Pritrditev je izvedena členkasto preko ojačenih jeklenih sidrnih plošč ter sidrnih vijakov. Na vmesnem delu sta lepljena nosilca na enak način pritrjena na ležišča vmesnih podpornikov. V prečni smeri sta nosilca med seboj povezana z lesenimi prečniki v rastru $\sim 3,85$ m, ki so na prekladne nosilce pritrjeni preko jeklenih čevljev. Čez prečnike so nato v vzdolžni smeri pritrjeni sekundarni nosilci na medosnih razdaljah 0,85 m, preko katerih se položi lesena pohodna in povozna podloga.

Prezmem horizontalnih sil zagotavljajo diagonalna jeklena povezja iz jeklenih palic, ki se jih pritrdi na vzdolžne prekladne nosilce preko sidrnih ploščic z vijaki.

Temeljna tla so dobro nosilna in malo deformabilna. Temelje objekta predstavljajo krajni oporniki in vmesne točkovne podpore. Krajna opornika U oblike tvorijo stene debeline 30 cm na pasovnih temeljih dimenzij 80x60 cm. Vmesne podpore tvorijo dvokraki stenasti AB nosilci debeline 50 cm na AB gredi dimenzije 100x100 cm, ki je podprta z dvema uvrtanima pilotoma premera 80 cm. Vmesne podpore so postavljene izven struge reke.

1.2.3 Geološke značilnosti lokacije

Geološko poročilo vsebuje naslednje podatke. Brežine so obložene z bloki kamenja, ki ščitijo pred erozijo v času močnega nihanja nivojev talne vode. Pod bloki kamenja se nahajajo prodno-peščena tla (GP) z vmesnimi bloki kamenja do premera 40 cm.

Geofizikalne karakteristike sloja so ocenjene na naslednje vrednosti.

- Prostorninska teža: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Strižni kot: $\varphi = 32^\circ$
- Koeficient vodoprepustnosti: $k = 10^{-1} \text{ m/s}$
- Modul stisljivosti: $M_s = 40 \text{ MPa}$

1.2.4 Hidrogeološke značilnosti prostora

Talna voda se nahaja na nivoju vode v strugi reke Save Bohinjke. Tla so za vodo dobro prepustna. V času obilnih padavin, ko nivo vode v strugi reke močno naraste, je pričakovati zasičenje okolnih zemljin s talno vodo.

2 MATERIAL

2.1 Lepljen les

Zgodovina lepljenega lesa izvira že iz časa starega Egipta, kjer so v grobnicah faraonov uporabljali lepljene lesene dele. Njegova uporaba, kot gradbenih material, se je začela v začetku 20. Stoletja, razmahnila pa šele v zadnjih petdesetih letih.

Prednosti lepljenega lesa so (Gojković M, Stojić D., 1996):

- visoke mehanske lastnosti glede na majhno prostorninsko težo, kar glede na ostale materiale daje prednost pri transportu in montaži;
- industrijska proizvodnja, ki je lahka, enostavna, hitra in neodvisna od vremenskih pogojev, obenem pa jo enostavno nadzorujemo;
- je dober zvočni absorbent, zato je primeren za prostore z velikim hrupom, hkrati pa tudi njegove mehanske lastnosti niso odvisne od temperature in je slab toplotni prevodnik;
- možnost uporabe najrazličnejših oblik in statičnih sistemov ter uporabe najrazličnejših velikosti in oblik prečnih prereзов, zato lahko s spreminjanjem višine sledimo poteku momentne črte;
- možnost inovativnih arhitekturnih rešitev, ki sledijo sodobnih arhitekturnim načelom;
- odpornost na najrazličnejše kemične vplive je v primerjavi z drugimi materiali velika (uporaba pri konstrukcijah v agresivnih okoljih);
- možnost premoščanja velikih razponov in možnost premeščanja same konstrukcije brez velikih problemov in stroškov.

Splošne značilnosti, ki jih je potrebno upoštevati pri izdelavi lepljenih lameliranih elementov, nam podaja standard SIST EN 386:202 in so predvsem (Dobrila P., Premrov M., 2008):

- Lamele vgrajujemo tako, da so njihova vlakna med seboj vzporedna.
- Lepi se le dober les, brez večjih napak, vlažnosti manjše od 15 % vendar večje od 8 %. Razlika vlažnosti med posameznimi lamelami v enem gradbenem elementu pa ne sme presegati 4 %.
- Tekom proizvodnje lepljencev je potrebno nenehno nadzorovati temperaturo in vlažnost zraka. Temperatura v proizvodnem obratu mora biti najmanj 15 °C, relativna vlažnost zraka pa med 40 % in 75 %, kar zagotavlja vlažnost lesa izpod 15 %.
- Najmanj 7 dni pred lepljenjem se lamele prenesejo iz sušilnice v delavnico, kjer se vrši lepljenje. Vlažnost in temperatura v prostoru morata biti konstantna in se morata venomer preverjati.

- Da zagotovimo boljšo sprijemnost lepila, je potrebno površino lamel pred lepljenjem pazljivo očistiti.
- Za izdelavo lepljenih lameliranih konstrukcij uporabljamo v glavnem les smreke in jelke, topola in macesna, možna pa je tudi uporaba drugih vrst lesa.
- Lepljenje se vrši pod konstantnim pritiskom, ki se mora po celemu elementu enakomerno razporediti. Vrednost pritiska pravokotno na lamele je odvisna od vrste lepila, vendar ne sme biti manjša od 60 N/cm^2 za lamele debele do 35 mm in ne manjša od 80 N/cm^2 za lamele debele od 35-45 mm.

Napredek v razvoju lepljenih lameliranih elementov je pogojen tudi z razvojem lepil. Lepila morajo ustrezati zahtevam, ki jih podaja standard SIST EN 301. Pogoji, ki jih morajo lepila izpolnjevati za izdelavo lepljenih lameliranih konstrukcij, so:

- ustrezna natezna trdnost,
- ustrezna strižna trdnost,
- odpornost na organske in anorganske snovi,
- odpornost na kemične vplive,
- strjevanje pri temperaturah do 25°C ,
- ognjeodpornost in trajnost lepil.

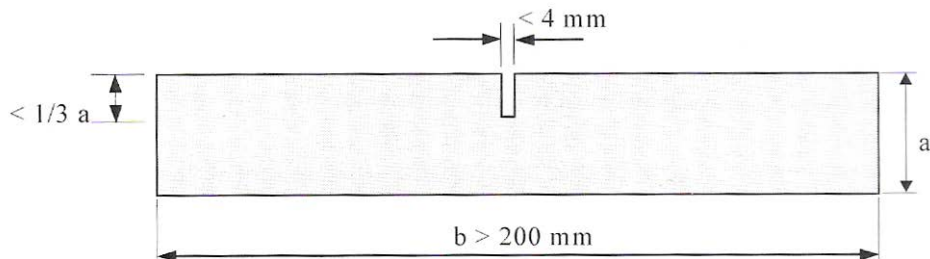
Za gradbene konstrukcije se največ uporabljajo lepila iz sintetičnih smol. Najbolj pogosta so:

- **Urea-formaldehidno lepilo** se uporablja predvsem za konstrukcije v zaprtih in neogrevanih prostorih, ki so dobro prezračevani, vendar zaščitni pred vremenskimi pogoji (vlažnost manjša od 15%).
- **Rezorcilno lepilo** je tekoča zmes rezorcin-formaldehidne smole z dodatkom praškastega katalizatorja K2. Je zelo kvalitetno lepilo in se ga uporablja za konstrukcije v najtežjih klimatskih pogojih.
- **Fenolno lepilo** se uporablja za konstrukcije, ki bodo izpostavljene spremembam vlažnosti in temperature.

S pomočjo lepil spajamo lamele tako prečno kot vzdolžno. Temeljna pravila o velikosti in odstopanjih lamel nam daje standard SIST EN 386:2002 (Dobrila P., Premrov M., 2008):

- Debelina lamel mora biti v vsakem primeru manjša od maksimalne predpisane vrednosti v odvisnosti od vrste lesa in uporabnostnega razreda (Preglednica 1).
- Maksimalna širina lamel je odvisna od predpisane maksimalne površine prečnega prereza in izbrane debeline lamel.
- Neto širina lamel naj bo manjša od 200 mm. Običajne širine so med 80 in 200 mm.

- Pri uporabi lamel širine večje od 200 mm moramo z vzdolžnimi žlebovi preprečiti deformacije zaradi sušenja lesa. Širina žlebu, lociranega v sredini prereza, naj bo manjša od 4 mm, globina pa manjša od tretjine debeline lamele. Pri vzdolžnih žlebovih lahko širino lamele povečamo največ do 300 mm



Slika 11: Prikaz izvedbe žlebov za lamele širše od 200 mm (Dobrila P., Premrov M., 2008)

- Maksimalno odstopanje debeline lamele po širini je lahko največ 0,15 %, vendar v nobenem primeru ne več kot 0,3 mm.
- Vse lamele morajo imeti pri lepljenju podobno vlažnost. Dopustna razlika vlažnosti je največ 4 %, med sosednjima lamelama pa največ 2 %.

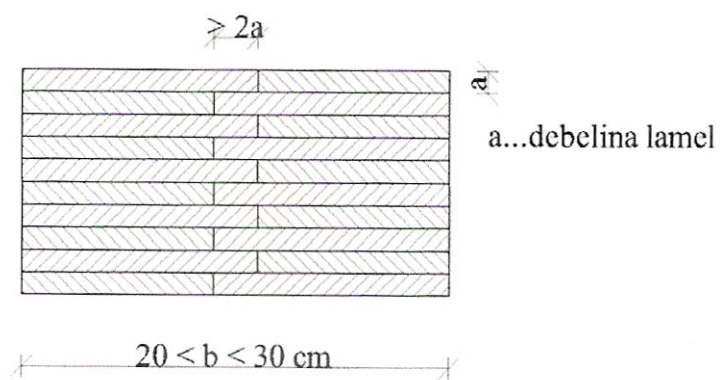
Preglednica 1: Maksimalne predpisane debeline (a) in maksimalne površine prečnega prereza (A) vgrajenih lamel (Dobrila P., Premrov M., 2008)

	uporabnostni razred S1($v \leq 12\%$)		uporabnostni razred S2($12\% \leq v \leq 20\%$)		uporabnostni razred S3($v > 20\%$)	
	a [mm]	A [mm^2]	a [mm]	A [mm^2]	a [mm]	A [mm^2]
iglavci	45	12000	45	12000	35	10000
listavci	40	7500	40	7500	30	6000

Lamele vzdolžno podaljšujemo s prečnim spajanjem. Pri tem je lahko stik izveden na tri različne načine:

- a) s čelnim stikom,
- b) s poševnim stikom ali
- c) z zobčastim stikom.

Stiki morajo biti razporejeni tako, da je število stikov lamel v enem prerezu nosilca manjše od 25 % števila vseh lamel v nosilcu, minimalna dolžina lamele je 170 cm pri tem pa stikov ni potrebno stopničasto razporediti. Če želimo imeti nosilec s širino večjo od $b = 20$ cm moramo lamele lepiti tudi po bočnih površinah. Pri tem je potrebno stike izmenično zamakniti za najmanj dvakratno debelino lamele a kot kaže spodnja slika.



Slika 12: Prikaz načina prečnega lepljenja lamel za širine nosilcev b med 20 in 30 cm (Dobriča P., Premrov M., 2008)

2.2 Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa

Standard SIST EN 1194 pri lepljenem lesu predvideva štiri trdnostne razrede: GL 24, G128, GL 32, GL 36. Prav tako loči med homogenim lepljenim lesom (h), pri katerem so vse lamele so enake kvalitete, in kombiniranim lepljenim lesom (c), pri katerem so v sredini nosilca so lamele slabše kvalitete. Za izdelavo konstrukcije brvi izberemo les GL28h, ki izkazuje naslednje materialne lastnosti (prikazane so karakteristične vrednosti).

Preglednica 2: Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa

		GL 28h
Karakteristična upogibna trdnost	$f_{m,g,k} [N/mm^2]$	28,0
Karakteristična natezna trdnost vzporedno z vlakni	$f_{t,0,g,k} [N/mm^2]$	19,5
Karakteristična natezna trdnost pravokotno na vlakna	$f_{t,90,g,k} [N/mm^2]$	0,45
Karakteristična tlačna trdnost vzporedno z vlakni	$f_{c,0,g,k} [N/mm^2]$	26,5
Karakteristična tlačna trdnost pravokotno na vlakna	$f_{c,90,g,k} [N/mm^2]$	3,0
Karakteristična strižna trdnost	$f_{v,g,k} [N/mm^2]$	3,2
Povprečni modul elastičnosti vzporedno z vlakni	$E_{0,g,mean} [N/mm^2]$	12600
Elastični modul vzporedno z vlakni s 5 % fraktilo	$E_{0,g,05} [N/mm^2]$	10200
Povprečni modul elastičnosti pravokotno na vlakna	$E_{90,g,mean} [N/mm^2]$	420
Strižni modul	$G_{g,mean} [N/mm^2]$	780
Gostota materiala	$\rho_{g,k} [kg/m^3]$	410

2.3 Masiven les

Masiven les je bil poleg kamna dolgo osnovni material za gradnjo. Tudi v sodobni gradnji ima les pomembno funkcijo – če ne kot primarni material, pa kot pomožni material (odri, opaži,...). Glavne prednosti mu daje majhna prostorninska masa, saj je les približno 13-krat lažji od jekla in 4-krat lažji od betona, s katerim imata tudi približno enako tlačno trdnost (vzporedno z vlakni), vendar les izkazuje večjo natezno trdnost. Na drugi strani pa ima v primerjavi z betonom približno 3-krat manjši elastični modul. V primerjavi z jeklom je modul celo 20-krat manjši.

Les ima kot naraven material tudi svoje slabosti, ki se kažejo v anizotropiji, izpostavljenosti škodljivcem, napakam v lesu in gorljivosti. Da bi preprečili vpliv škodljivcev in mu s tem zagotovili določeno trajnost, ga moramo pred vgradnjo kar najbolje osušiti in preprečiti vdor vlage.

Preglednica 3: Mehanske lastnosti masivnega lesa

		D60
Karakteristična upogibna trdnost	$f_{m,g,k} [N/mm^2]$	60,0
Karakteristična natezna trdnost vzporedno z vlakni	$f_{t,0,g,k} [N/mm^2]$	36,0
Karakteristična natezna trdnost pravokotno na vlakna	$f_{t,90,g,k} [N/mm^2]$	0,6
Karakteristična tlačna trdnost vzporedno z vlakni	$f_{c,0,g,k} [N/mm^2]$	32,0
Karakteristična tlačna trdnost pravokotno na vlakna	$f_{c,90,g,k} [N/mm^2]$	10,5
Karakteristična strižna trdnost	$f_{v,g,k} [N/mm^2]$	5,3
Povprečni modul elastičnosti vzporedno z vlakni	$E_{0,g,mean} [N/mm^2]$	17000
Elastični modul vzporedno z vlakni s 5 % fraktilo	$E_{0,g,05} [N/mm^2]$	14300
Povprečni modul elastičnosti pravokotno na vlakna	$E_{90,g,mean} [N/mm^2]$	1130
Strižni modul	$G_{g,mean} [N/mm^2]$	1060
Gostota materiala	$\rho_{g,k} [kg/m^3]$	700

2.4 Jeklo

Na konstrukciji je za potrebe prenosa horizontalnih sil na konstrukcijo med prečniki izvedeno diagonalno povezje. Povezje je narejeno iz konstrukcijskega jekla S235. Prav tako se iz jekla kvalitete S235 izvedejo vse priključne pločevine v stikih in jekleni čevlji za pritrditev prečnikov.

3 OBTEŽBE

3.1 Lastna teža in stalna obtežba

V skladu s standardom SIST EN 1991-1-1 (del. 5.1 (2)) pod lastno težo mostu spada teža konstrukcije, konstrukcijskih elementov in nekonstrukcijskih elementov. Med nekonstrukcijske elemente štejemo opremo mostu: hidroizolacija, pohodne površine, zaščitne ograje, parapeti za voznike in pešce, protihrupne in proti-vetrne ograje.

Ko kombiniramo obtežbe vzamemo celotno lastno težo kot en obtežni primer, ter pri tem upoštevamo nominalne specifične teže materialov, ki jih podaja standard SIST EN 1991-1-1, v preglednicah A.1, A.2, A.3).

Preglednica 4: Specifične teže materialov

Material	Specifična teža γ (kN/m ³)
Betoni (v skladu z EN 206)	
- običajni beton*	24
Les (v skladu z EN 338)	
- C30	4,6
- C35	4,8
- C40	5,0
- D30	6,4
- D35	6,7
- D40	7,0
- D50	7,8
- D60	8,4
- D70	10,8
Lepljen les (v skladu z EN 1194) - homogen	
- GL24h	3,7
- GL28h	4,0
- GL32h	4,2
- GL36h	4,4
Kovine	
- Jelko	77-78,5
* ; Pri običajnem odstotku armiranja in/ali prednapetja z jeklenimi kabli se poveča za 1 kN/m ³	

Poleg lastnih tež, ki jih program upošteva sam, dodam na glavna nosilca in sekundarne vzdolžne nosilce še naslednje obtežbe:

- ograja na glavnih nosilcih $q = 0,25 \text{ kN/m}$,
- obloga glavnih nosilcev (skodle) $q = 0,79 \text{ kN/m}$,
- teža podnic, ki so položene na sekundarne vzdolžnih nosilcih $q = 0,45 \text{ kN/m}$.

3.2 Temperaturna obtežba

Temperaturno obtežbo določim v skladu s SIST EN 1991-2-5 in jo upoštevam s pomočjo linearnega temperaturnega razteznostnega koeficienta, ki ima za les vrednost $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-3} / ^\circ\text{C}$.

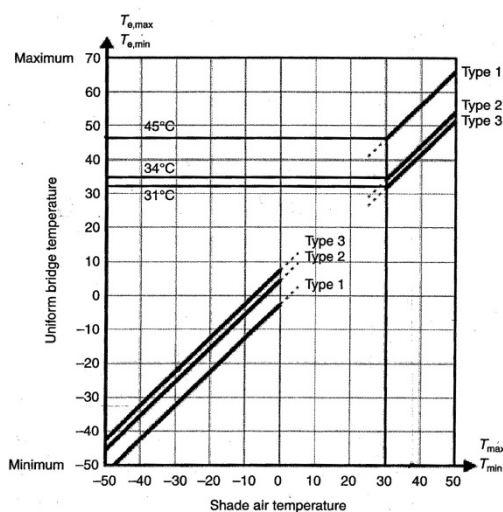
Upoštevam le enakomerno temperaturno obtežbo na glavnih nosilcih, saj so podnice, ki bi jih lahko upošteval kot »mostno ploščo«, razmaknjene med seboj, in tako ne povzročajo dodatnih sil v konstrukciji, ko se le te raztezajo oz. krčijo.

Najprej določim za lokacijo brvi temperaturi T_{max} in T_{min} , ki predstavljata najvišjo oziroma najnižjo temperaturo v senci. Za območje Stare Fužine znašata temperaturi $T_{max} = 36,9^\circ\text{C}$ in $T_{min} = -27,9^\circ\text{C}$ (preglednica 1.26 in 1.27, Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.), 2009).

Nadalje določim efektivni temperaturi T_{emax} in T_{emin} , ki jih na podlagi T_{max} in T_{min} s pomočjo spodnjega diagrama .

$$T_{emax} = 31,2^\circ\text{C}$$

$$T_{emin} = -23,5^\circ\text{C}$$



Slika 13: Zveza med najvišjo in najnižjo temperaturo v senci najvišjo in najnižjo efektivno temperaturo

Enakomerno temperaturno spremembo določimo s pomočjo spodnjih izrazov:

$$\Delta T_{n,pos}(\text{raztezanje}) = T_{emax} - T_0 = 31,2^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C} = 21,2^\circ\text{C} \quad (1)$$

$$\Delta T_{n,pos}(\text{krčenje}) = T_{emin} - T_0 = -23,5^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C} = -33,5^\circ\text{C} \quad (2)$$

pri čemer predstavlja T_0 dejansko temperaturo, ki je bil most zgrajen. Če tega podatka nimamo, standard predvideva $T_0 = 10^\circ\text{C}$.

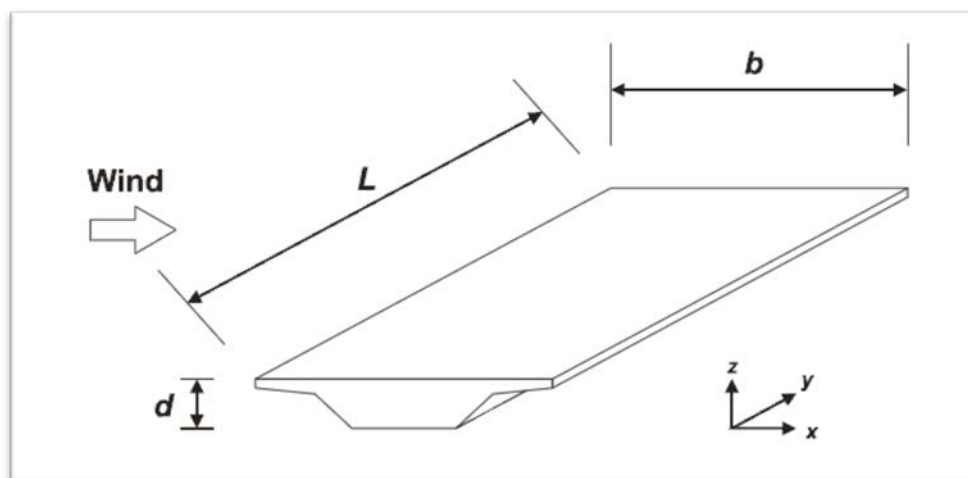
3.3 Obtežba vetra

Obtežbo vetra sem določil po standardu SIST EN 1991-1-4. Veter obravnavam kot kvazi-statično obtežbo in pri tem zanemarim aerodinamične učinke. Slovenija je v splošnem razdeljena na 3 vetrne cone. V cono 1 sodi večji del Slovenije, v cono 2 Notranjska, Trnovski gozd in Karavanke ter v cono 3 Primorje, Kras in del Vipavske doline. Obravnavana brv je umeščena v prostor pri Bohinjski Bistrici, zato jo uvrščamo v 1. vetrno cono, teren na obravnavani lokaciji pa uvrščamo v III. kategorijo terena (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd).

Preglednica 5: Kategorije terena in terenska parametra

Kategorija terena		z_0 m	z_{min} m
0	morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20-tih višin ovir	0,05	2
III	področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20-tih višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV	področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1	10

Obtežbo vetra določim za primer, ko servisno vozilo ni na brvi, saj se v kombinacijah obtežba vetra izključuje z vsemi skupinami prometne obtežbe. Smeri vplivov vetra na mostno konstrukcijo so prikazane na spodnji sliki.



Slika 14: Smeri vetra in dimenzije preklad L =dolžina v smeri y , b =širina v smeri x , d =globina v smeri z (SIST EN 1991-1-4)

S pomočjo zgornje slike (Slika 14) določimo smeri delovanja vetrne obtežbe:

- smer x: smer, vzporedna širini preklade, pravokotno na razpon,
- smer y: smer vzdolž razpona in
- smer z: smer pravokotna na zgornjo ploskev preklade.

Sprva določim osnovne količine, ki so potrebne za račun vpliva vetra.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ je 10 minutna srednja hitrost vetra ne glede na smer in letni čas, na višini 10 m nad ravnim odprtim terenom z nizkim rastlinjem (npr. travo) in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovir. V skladu s točko 8.1(4) standarda SIST EN 1991-1-4:2005 upoštevam $v_{b,0} = 20$ m/s.

Osnovno hitrost vetra dobim po enačbi:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3)$$

kjer so:

v_b	osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije
$v_{b,0}$	temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra
c_{dir}	smerni faktor ($c_{dir} = 1,0$)
c_{season}	faktor letnega časa ($c_{season} = 1,0$)

Po enačbi (3) zgoraj dobim : $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20$ m/s = 20 m/s.

Srednja hitrost vetra v_m je hitrost vetra na višini z nad tlemi in je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra v_b , in je določena z izrazom:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4)$$

kjer sta:

c_r	faktor hrapavosti
c_0	faktor hribovitosti (priporočena vrednost 1,0)

Faktor hrapavosti upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani konstrukcije v smeri vetra ter temelji na logaritmičnem profilu hitrosti:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ za } z_{min} < z \leq z_{max} \quad (5)$$

kjer so:

- z_0 hrapavostna dolžina (za III. kategorijo terena, Preglednica 5) $z_0 = 0,3 \text{ m}$
 z višina nad tlemi, $z = 6 \text{ m}$
 k_r faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine z_0 in se izračuna po spodnjem izrazu:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (6)$$

kjer so:

- $z_{0,II}$ hrapavostna dolžina za II. kategorijo terena $z_{0,II} = 0,05$ (Preglednica 5)
 z_{min} minimalna višina, določena v preglednici 5.
 z_{max} 200 m.

Po enačbah (4), (5) in (7) dobimo:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,2153$$

$$c_r(z) = 0,2153 \cdot \ln \left(\frac{6}{0,3} \right) = 0,645$$

$$v_m(z) = 0,645 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 12,9 \text{ m/s}$$

Faktor hribovitosti c_0 po točki (4) aneksa A3 SIST EN 1991-1-4 za doline upoštevamo $c_0 = 1,0$.

Intenziteta turbulence $I_v(z)$ na višini z je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena srednjo hitrostjo vetra in se izračuna po izrazu:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{za } z_{min} < z \leq z_{max} \quad (7)$$

kjer je:

k_1 turbulenčni faktor, ki je po priporočilu enak $k_1 = 1,0$

Po enačbi (7) sledi $I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln \frac{6}{0,3}} = 0,334$

Tlak pri konični hitrosti $q_p(z)$ določim na višini z in vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (8)$$

kjer so:

- ρ gostota zraka, ki je odvisna od višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)
 $c_e(z)$ faktor izpostavljenosti

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (9)$$

q_b osnovni tlak vetra

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 250 \text{ N/m}^2$$

Po zgornji enačbi (8) dobim:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,344] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 12,9^2 = 347,17 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,347 \text{ kN/m}^2.$$

3.3.1 Obtežba vetra v smeri x

Ko imam izračunane vse količine, lahko določim silo vetra $F_{Wk,x}$, ki deluje na konstrukcijo v x-smeri po enačbi:

$$F_{Wk,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref,x} \quad (10)$$

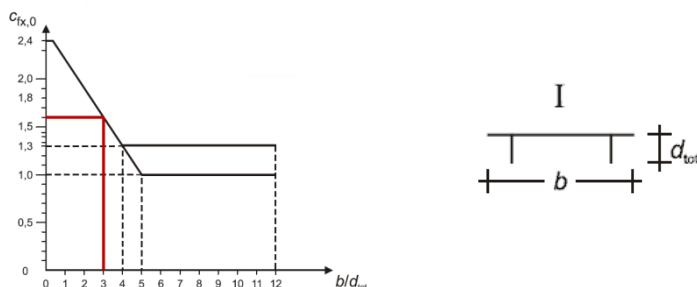
kjer so:

- $c_s c_d$ konstrukcijski faktor, sestavljen iz dveh faktorjev. c_s predstavlja faktor velikosti konstrukcije, c_d pa je dinamični faktor in upošteva vpliv vibracij zaradi turbulence vetra in resonance konstrukcije. Za kvazi-statično določitev vplivov vetra lahko za mostove vzamemo faktor $c_s c_d = 1$ (faktorja c_s in c_d se med seboj dopoljujeta)
- $c_{f,x}$ koeficient sile v x-smeri, ki ga določimo po spodnji sliki
- $A_{ref,x}$ referenčna površina v x-smeri

V računu upoštevam veter brez prometne obtežbe.

Referenčno površino glavnih nosilcev določim na podlagi preglednice 8.1 standarda SIST EN 1991-1-4:2005 in znaša $A_{ref,x} = d_{TOT} \cdot l = 1,2 \cdot 42,3 = 50,76 \text{ m}^2$.

Koeficient $c_{f,x}$ določimo v odvisnosti od razmerja $\frac{b}{d_{TOT}} = \frac{3,6}{1,2} = 3$ iz spodnjega grafa:



Slika 15: Vrednost koeficienta $c_{f,x}$ (Povzeto po SIST EN 1991-1-4)

Odčitani $c_{f,x}$ iz gornjega grafa znaša: $c_{f,x} = 1,6$.

Po zgornji(10) enačbi dobim

$$F_{Wk,x} = 1 \cdot 1,6 \cdot 0,347 \cdot 50,76 = 28,78 \text{ kN} \rightarrow f_{Wk,x} = 0,666 \text{ kN/m}$$

3.3.2 Obtežba vetra v smeri y

Vpliv vetra v smeri Y (vzporedno z prekladnimi nosilci) določimo po točki 8.3.4 standarda SIST EN 1991-1-4:2005.

Ta pravi, da znašajo vzdolžne sile vetra:

- za polnostenske mostove 25 % sile vetra v smeri x,
- za palične mostove 50 % sile vetra v smeri x.

Dobim:

$$F_{Wk,y} = 0,25 \cdot 28,78 = 7,195 \text{ kN} \rightarrow f_{Wk,y} = 0,167 \text{ kN/m}$$

3.4 Prometna obtežba

Prometno obtežbo brvi določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-2:2004, ki opisuje in definira prometno obtežbo mostov (brvi) v trajnih in začasnih projektnih stanjih. Pod prometno obtežbo brvi upoštevamo pešce, kolesarje, servisna vozila in vozila reševalnih služb. V splošnem upoštevamo prometno obtežbo brvi kot statično obtežbo, vendar se moramo zavedati, da lahko pride tudi do dinamičnih učinkov, ki lahko privedejo tudi do resonance konstrukcije in s tem trajnih poškodb oz. porušitve le te.

Vertikalno prometno obtežbo lahko razdelimo na 3 dele:

- enakomerno porazdeljeno obtežbo: q_{fk} (pešci),
- koncentrirano silo Q_{fwk} ,
- obtežbo servisnega vozila Q_{serv} (lahko jo smatramo kot “normalno” oz. nezgodno obtežbo).

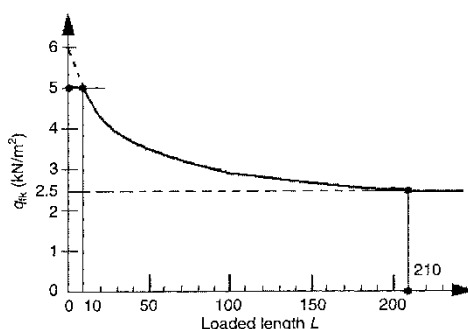
3.4.1 Obtežba pešcev in kolesarjev

Standard za brvi predvidevava za karakteristično vrednost porazdeljene obtežbe $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, ki jo porazdelimo po konstrukciji tako, da deluje najbolj neugodno. Vendar tam kjer ni nevarnosti velike množice (kot npr. pri izhodih iz stadionov) standard dovoljuje, da lahko porazdeljeno obtežbo zmanjšamo po naslednjem izrazu:

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

kjer je:

L obremenjena dolžina v m



Slika 16: Obtežba pešcev v odvisnosti od razpona L (Calgaro J.-A., et. al., 2010)

Zgornjo enačbo lahko nazorno prikažemo z zgornjo sliko:

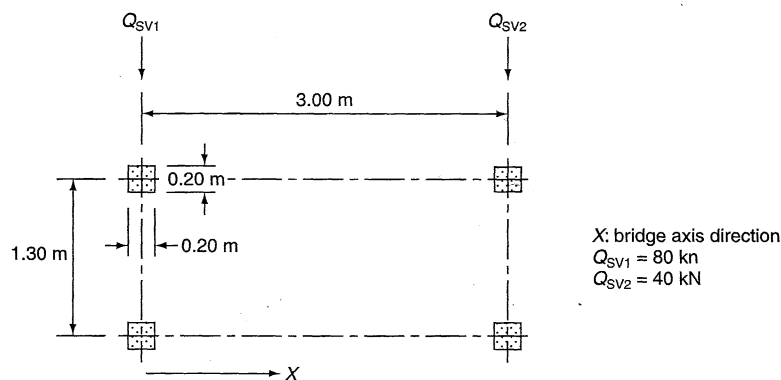
Ker je obtežba pešcev in kolesarjev sorazmerno majhna, pri računu upoštevam $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

3.4.2 Obtežba servisnega vozila

Standard obravnava 3 primere prisotnosti vozil na brveh:

- imamo trajne ovire, ki preprečujejo pristop k brvi;
- prisotnost težjih vozil ni predvidena, vendar nimamo trajnih ovir, ki bi preprečevale pristop vozilom k brvi (nezgodna obtežba vozila);
- prisotnost težjih vozil kot so reševalna vozila, gasilci, servisno vozilo je predvidena, vendar moramo poznati njihove karakteristike (osna obtežba, kolotek, medosna razdalja).

V konkretnem primeru vemo, da je promet čez brv mogoč, vendar ne poznamo natančne osne obtežbe servisnega vozila. V tem primeru nam standard dopušča uporabo vozila, ki je definirano za nezgodno obtežbo, vendar sedaj s karakterističnimi vrednostmi. Gre za dvoosno vozilo z medosno razdaljo 3 m in kolotekom 1,3 m, pri katerem je ena os obremenjena s 40 kN, druga pa z 80 kN. Shemo obtežbe kaže spodnja slika:



Slika 17: Obtežna shema servisnega vozila (Calgaro J.-A., et. al., 2010)

Horizontalna prometna obtežba

Standard predlaga, da se za horizontalne obtežbe vzamejo naslednji deleži skupne vertikalne prometne obtežbe:

- 10 % skupne vertikalne obtežbe od enakomerne porazdeljene obtežbe,
- 60 % karakteristične vrednosti teže servisnega vozila.

Dobim:

$$Q_{hor1} = 0,1 \cdot q_{fk} \cdot A = 0,1 \cdot 3,5 \cdot 179,24 = 62,7 \text{ kN} \quad (12)$$

$$Q_{hor2} = 0,6 \cdot 120 \text{ kN} = 72 \text{ kN} \quad (13)$$

Skupine prometnih obtežb

Skupine prometnih obtežb so definirane v spodnji preglednici.

Preglednica 6: Prometna obtežba pri posameznih skupinah obtežb (Calgaro J.-A., et. al., 2010)

Smer obtežbe		Vertikalna obtežba		Horizontalna obtežba
Sistem obtežbe		Enakomerno poraz.	Servisno vozilo	
Skupine obtežb	Gr 1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	Gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

Pod horizontalno obtežbo, ki jo označimo s Q_{flk} , smatramo večjo od obeh horizontalni obtežb, definiranih zgoraj z enačbama (12) in (13):

$$Q_{flk} = \max\{Q_{hor1}, Q_{hor2}\} = 72 \text{ kN}$$

Projektni pospešek tal odčitam iz karte potresne nevarnosti in znaša za Bohinjsko Bistrico:

$$a_g = 0,200 \cdot g$$

kjer sta:

a_g projektni pospešek tal in

g težnostni pospešek.

Kategorija pomembnosti za mostove

Standard SIST EN 1998-2:2006 deli mostove v tri kategorije pomembnosti.

V kategorijo II (povprečna pomembnost) spadajo železniški mostovi in mostovi na avtocestah ter nacionalnih cestah. V kategorijo III (velika pomembnost) pa standard uvršča mostove, ki so pomembni za vzdrževanje transportnih poti in komunikacij v času po potresu in bi porušitev le teh zahtevala veliko žrtev. V III. kategorijo spadajo tudi mostovi z daljšo zahtevano življenjsko dobo.

Obravnavano brv uvrščamo v I. kategorijo pomembnosti (podpovprečna pomembnost), ker sta izpolnjena naslednja pogoja:

- most ni kritičen za komunikacije,
- izbira referenčne verjetnosti prekoračitve P_{NCR} potresnega vpliva v 50. letih ali standardne življenjske dobe mostu 50 let ni ekonomsko upravičena

Faktor pomembnosti za obravnavano brv znaša $\gamma_I = 0,85$.

Faktor obnašanja upošteva razmerje med potresnimi silami, ki delujejo na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se le ta obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju nekega inženirskega objekta (elastični model) ter še optimalno opišejo obnašanje konstrukcije. Pri tem moramo upoštevati tudi **stopnjo duktilnosti**, ki jo standard SIST EN 1998-1 določa v preglednici 8.1. Obravnavano brv skladno s preglednico 4.1 (SIST EN 1998-2:2006) uvrščamo med konstrukcije z omejeno sposobnostjo duktilnosti (DCL), zato znaša faktor obnašanja $q = 1,5$.

V programu Tower 6 izvedem modalno analizo, ki je zasnovana na projektnem spektru odziva, ki je reduciran glede na elastični spekter psevdopospeškov. Tako določim **projektni spekter** S_d :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] > \beta \cdot a_g \quad (16)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] > \beta \cdot a_g \quad (17)$$

kjer so:

$S_d(T)$	vrednost v projektnem spektru pospeškov,
a_g	projektni pospešek tal,
S	modifikacijski faktor, ki zajema vplive zemljine,
T_B, T_C, T_D	mejni nihajni čas, ki je odvisen od kategorije tipa tal,
q	faktor obnašanja konstrukcije, ki upošteva stopnjo duktilnosti konstrukcije,
β	faktor spodnje meje za horizontalni projektni spekter pospeškov,

Tip tal na lokaciji brvi po preglednici 3.1 standarda SIST EN 1991-1 je *tip C*. Nato s pomočjo preglednice 3.2 istega standarda določim mejne nihajne čase T_B, T_C, T_D in faktor S .

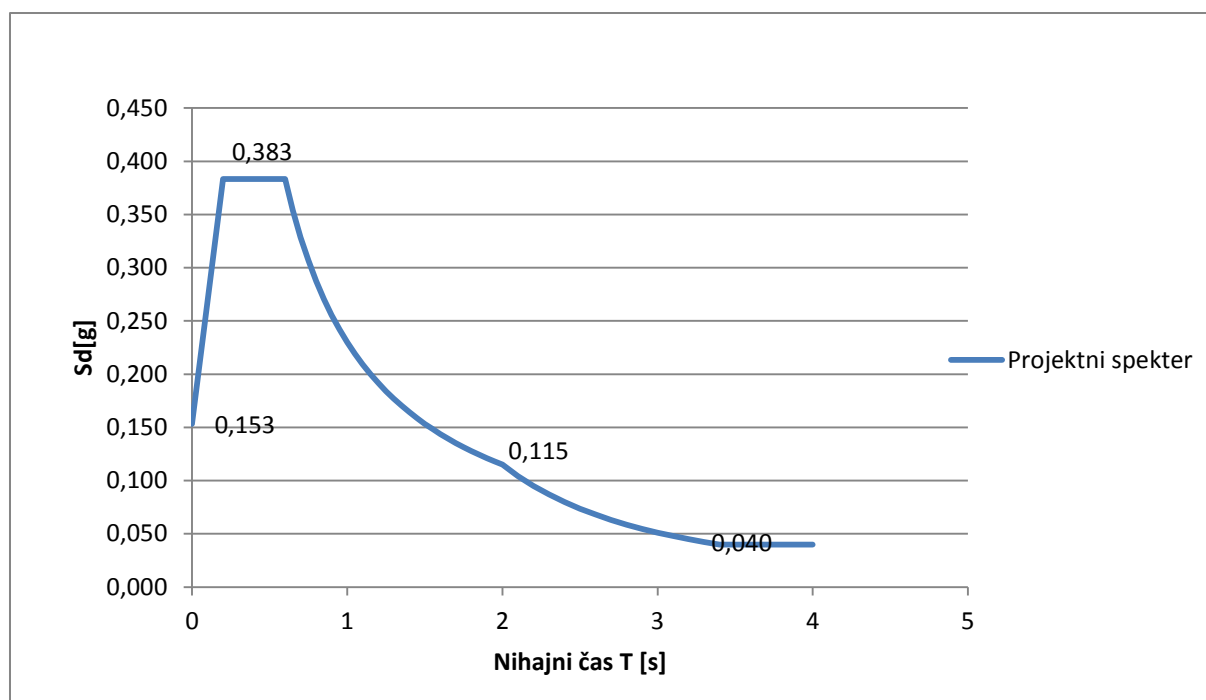
Preglednica 7: Mejni časi projektnega pospeška in faktor S

Tip tal	S	T_B	T_C	T_D
C	1,15	0,2	0,6	2

Dobim projektni spekter, ki je prikazan v spodnji preglednici (Preglednica 8) in na spodnji sliki (Slika 19).

Preglednica 8: Vrednosti projektnega pospeška tal

T [s]	Sd [g]	T [s]	Sd [g]	T [s]	Sd [g]	T [s]	Sd [g]
0	0,1533	1,3	0,1769	2,2	0,0950	3,1	0,0479
0,2	0,3833	1,4	0,1643	2,3	0,0870	3,2	0,0449
0,6	0,3833	1,5	0,1533	2,4	0,0799	3,3	0,0422
0,7	0,3286	1,6	0,1438	2,5	0,0736	3,4	0,0400
0,8	0,2875	1,7	0,1353	2,6	0,0680	3,5	0,0400
0,9	0,2556	1,8	0,1278	2,7	0,0631	3,6	0,0400
1	0,2300	1,9	0,1211	2,8	0,0587	3,7	0,0400
1,1	0,2091	2	0,1150	2,9	0,0547	3,8	0,0400
1,2	0,1917	2,1	0,1043	3	0,0511	3,9	0,0400



Slika 19: Projektni spekter pospeškov

3.5.1 Upoštevanje mas

Skladno s točko 4.1.2 standarda SIST EN 1998-2:2006 je potrebno pri analizi potresnega vpliva upoštevati mase, ki izhajajo iz naslova stalnih obtežb in kvazi-stalnih vrednosti mas spremenljivih obtežb. Za analizo potresnega vpliva upoštevamo naslednjo kombinacijo vplivov: $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$,

kjer so:

$G_{k,j}$ vplivi iz naslova stalnih obtežb,

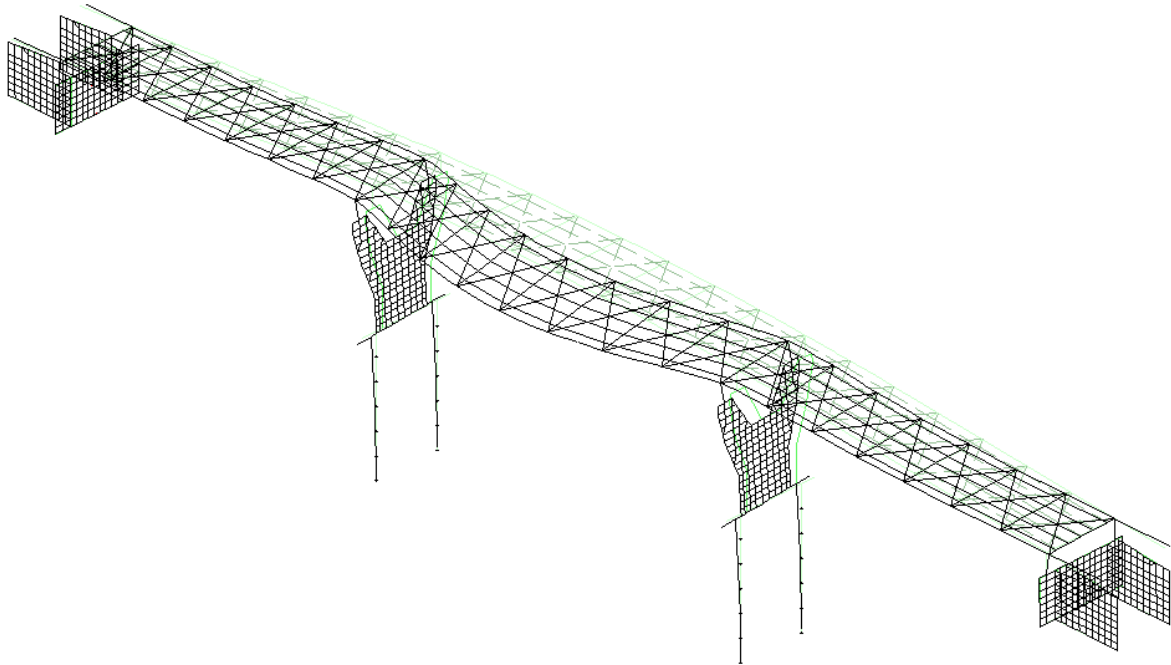
$Q_{k,i}$ vplivi iz naslova spremenljivi obtežb,

$\psi_{2,i}$ kombinacijski faktor pri navidezno-stalni kombinaciji.

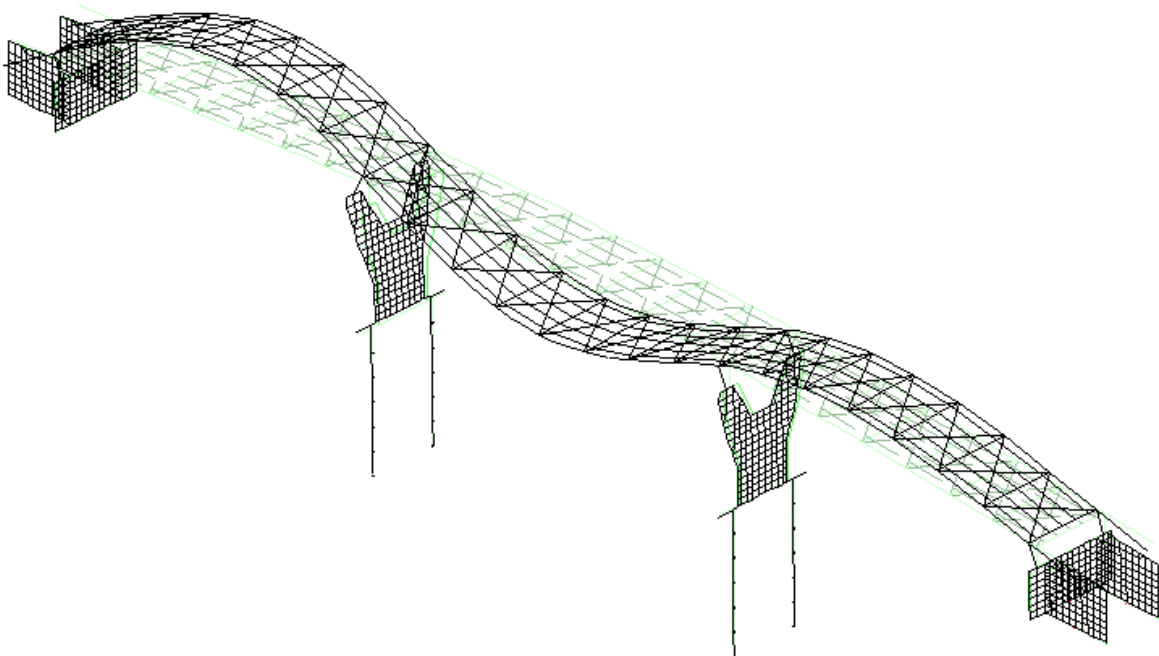
Skladno z dodatkom A2 SIST EN 1990:2002 za brvi upoštevam vrednost koeficienta $\psi_{2,i} = 0$.

3.5.2 Nihajni časi in nihajne oblike brvi:

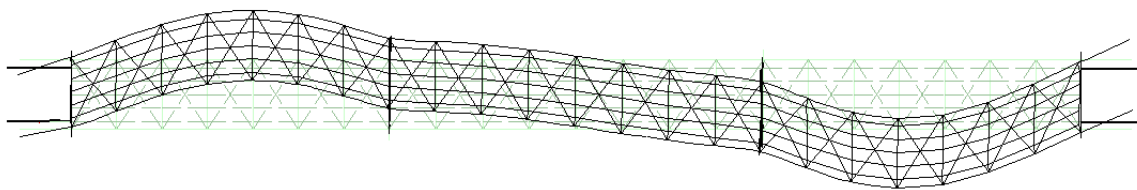
Nihajne čase in nihajne oblike dobim z modalno analizo konstrukcije v programu Tower 6 in jih prikažem na spodnjih slikah in v spodnji preglednici (Preglednica 9).



Slika 20: 1. nihajna oblika konstrukcije ($T=0,235s$)



Slika 21: 2. nihajna oblika konstrukcije ($T=0,187s$)



Slika 22: 3. nihajna oblika ($T=0,184s$)

V spodnji preglednici so podani lastni nihajni časi oz. lastne frekvence konstrukcije. Opazim, da je brv zelo toga, saj so nihajni časi razmeroma majhni.

Preglednica 9: Lastni nihajni časi in lastne frekvence konstrukcije

Nihajna oblika	T[s]	f[Hz]	način nihanja
1.	0,234	4,26	Horizontalno – prečno
2.	0,187	5,35	Vertikalno
3.	0,184	5,40	Horizontalno - torzijsko
4.	0,173	5,78	Horizontalno – prečno
5.	0,167	5,99	Vertikalno
6.	0,122	8,17	Horizontalno - torzijsko

3.5.3 Obtežba zaradi nabiranja plavin

Standard SIST EN 1991-1-6 podaja pravila za določevanje (Calgaro J.-A., et. al., 2010).

Standard določa silo plavin (eng. debries) :

$$F_{deb} = k_{deb} \cdot A_{deb} \cdot v_{wa}^2 \quad (18)$$

kjer so:

v_{wa} srednja hitrost vode, povprečna po višini, v m/s ,

A_{deb} površina narbranih plavin, ki omejujejo pretok,

k_{deb} parameter gostote plavin; priporočena vrednost je 666 kg/m^3 .

Vmesni oporniki brvi med normalnim vodostajem Save Bohinjke, pri razmerju razdalj med podporami $L1/L2, = 0,85$ ležijo v rečni strugi, zato je ob visokih vodah pričakovati nabiranje plavin ob vmesnih opornikih.

Pretok ob 100-letnih vodah za merilno mesto Sv. Janez, ki leži cca. 5 km gorvodno od brvi, znaša $236 \text{ m}^3/s$. Srednjo hitrost vode lahko dobimo tako, da delimo maksimalni pretok ob visokih vodah s površino, ki naj bi jo v profilu zasedla reka ob visokih vodah.

(Vir: http://obcina.bohinj.si/fileadmin/user_upload/razpisi/PGD_PZI_CCN/Priloga_2_-_Elaborat_CN_-_hidro_studija.pdf)

Dobim:

$$v_{wa} = 236 \text{ m}^3/s / 121 \text{ m}^2 = 1,95 \text{ m/s}$$

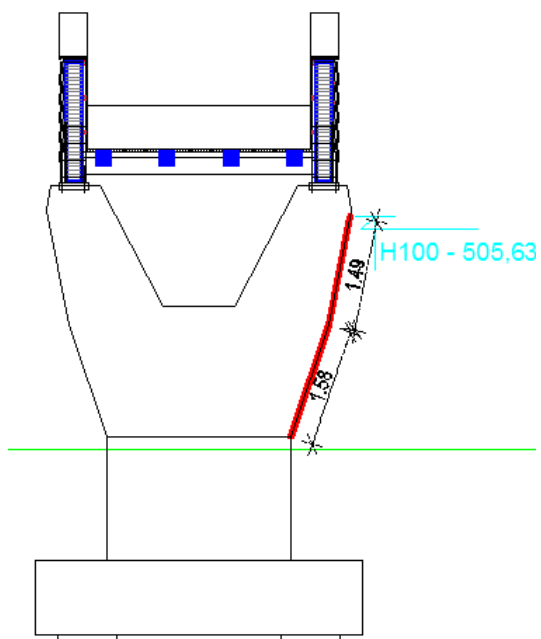
$$k_{deb} = 666 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{deb} = 3,07 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 6,14 \text{ m}^2$$

Površino plavin, ki delujejo na posamezno podporo, sem upošteval $3,07 \text{ m}$ v višino in $2,0 \text{ m}$ v širino kot kaže priložena skica. (Slika 23)

Po enačbi (18) dobim silo zaradi plavin na eno podporo:

$$F_{deb} = 666 \cdot 1,95^2 \cdot 6,14 = 15550 \text{ N} = 15,5 \text{ kN}$$



Slika 23: Skica območja delovanja obtežbe plavin

4 OBTEŽNI PRIMERI IN KOMBINACIJE VPLIVOV

V tem poglavju so definirani obtežni primeri računa konstrukcije in kombinacije obtežnih primerov za mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti.

4.1 Mejna stanja nosilnosti

Standard SIST EN 1990:2004 v delu 6, za stalna projektna stanja, predvideva naslednjo obliko kombinacije učinkov za mejno stanje nosilnosti:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (19)$$

Za neugodna projektna stanja (potres) pa:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{ED} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (20)$$

kjer so:

E_d	projektna vrednost vpliva,
$\gamma_{G,j}$	parcialni faktor varnosti za stalne vplive (1,35 za neugodne vplive, 1,0 za ugodne vplive),
$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnih vplivov,
$\gamma_{Q,1}$	parcialni faktor varnosti za prevladujoči spremenljiv vpliv (1,5 za veter neugodno, 1,35 za promet neugodno, drugače 0),
$Q_{k,1}$	karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva,
$\gamma_{Q,i}$	parcialni faktor varnosti za ostale spremenljive vplive (1,5 – neugodno, sicer 0),
$\psi_{0,i}$	faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov,
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva,
$\psi_{2,i}$	kombinacijski faktor pri navidezno-stalni kombinaciji,
A_{ED}	projektna vrednost potresnega vpliva.;

Za brvi standard podaja poenostavljena pravila za kombiniranje vplivov:

- obtežba snega se ne kombinira z nobeno skupino prometne obtežbe;
- vplivi vetra ne nastopajo sočasno z nobeno skupino prometne obtežbe.

Preglednica 10: Priporočene vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ za brvi (Povzeto po: Calgaro J.-A., et. al., 2010)

	Oznaka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Prometna obt.	Gr1	0,4	0,4	0
	Gr2	0	0	0
Veter	$F_{W,k}$	0,3	0,2	0
Temperatura	T_K	0,6	0,6	0,5

Tako lahko za stalna projektna stanja za peš mostove in brvi uporabimo poenostavljena pravila kombiniranja in dobimo naslednje kombinacije: (Calgaro J.-A., et. al., 2010)

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35 \cdot G_{kj,sup} + 1,0 \cdot G_{kj,inf}) \right\} + \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot Gr1 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot F_{W,k} \\ 1,35 \cdot Gr2 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot F_{W,k} \\ 1,5 \cdot T_K + 1,35 \cdot 0,4 \cdot gr1 \\ 1,5 \cdot F_{W,k} \end{array} \right\}$$

4.2 Mejna stanja uporabnosti

Standard SIST EN 1990 v razdelku 6.5.3 predpisuje za kontrolo mejnega stanja uporabnosti naslednje izraze za kombinacije:

karakteristična kombinacija
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (21)$$

pogosta kombinacija
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (22)$$

navidezno stalna kombinacija
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (23)$$

Nadalje standard za primere mostov za pešce oz. brvi predpisuje naslednje kombinacije vplivov: (Calgaro J.-A., et. al., 2010)

- Karakteristične kombinacije vplivov:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + \left\{ \begin{array}{l} Gr1 + 0,3 \cdot F_{W,k} \\ Gr2 + 0,3 \cdot F_{W,k} \\ Gr1 + 0,6 \cdot T_K \\ Gr2 + 0,6 \cdot T_K \\ T_K + 0,4 \cdot Gr1 \\ F_{W,k} \end{array} \right\}$$

- Pogoste kombinacije vplivov

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot Gr1 + 0,5 \cdot T_k \\ 0,2 \cdot F_{W,k} \\ 0,6 \cdot T_k \end{array} \right\}$$

- Navidezno stalne kombinacije vplivov

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + \{0.5T_k\}$$

4.3 Obtežni primeri in kombinacije

Preglednica 11: Seznam obtežnih primerov in kombinacij

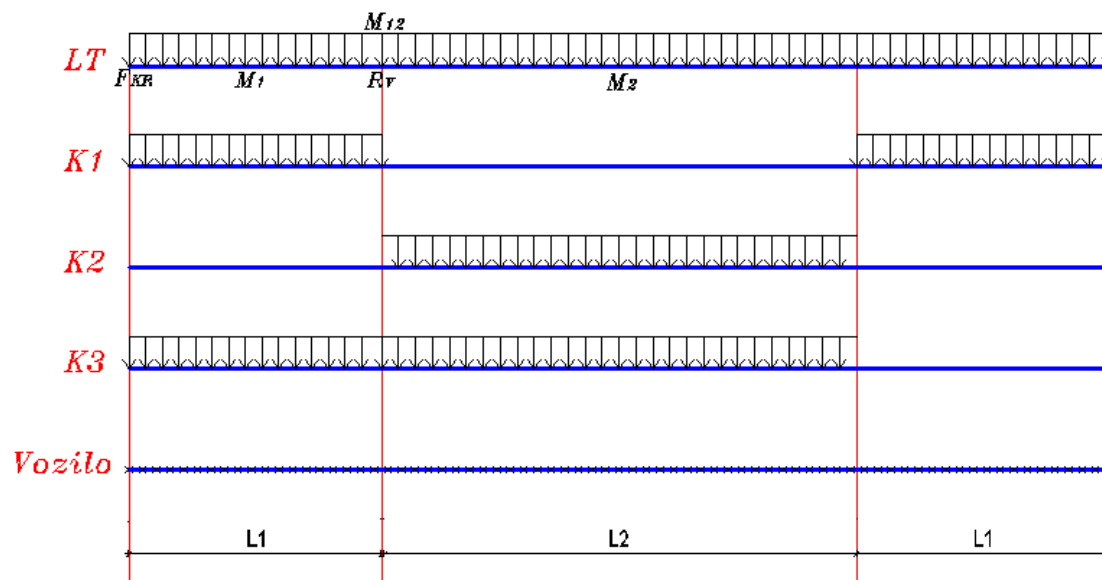
Št.	Obtežba	Tip
1.	I. : Lastna (g)	O.P
2.	II. : Pešci 1. polje	O.P
3.	III. : Pešci 2. polje	O.P
4.	IV. : Pešci 1.+2. polje	O.P
5.	V. : Pešci 1.+3. polje	O.P
6.	VI. : Servisno vozilo	O.P
7.	VII. : Veter	O.P
8.	VIII. : Obtežba plavin	O.P
9.	IX. : EnakomernaT_segrevanje	O.P
10.	X. : EnakomernaT_ohlajanje	O.P
11.	XI. : Potres X	O.P
12.	XII. : Potres Y	O.P
13.	SRSS: I+XI+0.3xXII	SRSS
14.	SRSS: I+0.3xXI+XII	SRSS
15.	Komb.: 1.35xI+1.35xII+0.45xVII	MSN
16.	Komb.: 1.35xI+.35xIII+0.45xVII	MSN
17.	Komb.: 1.35xI+1.35xIV+0.45xVII	MSN
18.	Komb.: 1.35xI+1.35xV+0.45xVII	MSN
19.	Komb.: 1.35xI+1.35xVI+0.45xVII	MSN
20.	Komb.: 1.35xI+1.5xVII+1.5xVIII	MSN
21.	Komb.: 1.35xI+0.54xII+1.5 xIX	MSN
22.	Komb.: 1.35xI+0.54xIII+1.5xIX	MSN
23.	Komb.: 1.35xI+0.54xIV+1.5 xIX	MSN
24.	Komb.: 1.35xI++0.54xV+1.5xIX	MSN
25.	Komb.: 1.35xI+0.54xII+1.5xX	MSN
26.	Komb.: 1.35xI+0.54xIII+1.5xX	MSN
27.	Komb.: 1.35xI+0.54xIV+1.5xX	MSN
28.	Komb.: 1.35xI+0.54xV+1.5xX	MSN
29.	Komb.: I+II+0.3xVII	MSU
30.	Komb.: I+III+0.3xVII	MSU
31.	Komb.: I+IV+0.3xVII	MSU
32.	Komb.: I+V+0.3xVII	MSU
33.	Komb.: I+VI+0.3xVII	MSU
34.	Komb.: I+II+0.6xIX	MSU
35.	Komb.: I+III+0.6xIX	MSU
36.	Komb.: I+IV+0.6xIX	MSU
37.	Komb.: I+V+0.6xIX	MSU
38.	Komb.: I+VI+0.6xIX	MSU
39.	Komb.: I+II+0.6xX	MSU
40.	Komb.: I+III+0.6xX	MSU
41.	Komb.: I+IV+0.6xX	MSU
42.	Komb.: I+V+0.6xX	MSU
43.	Komb.: I+VI+0.6xX	MSU
44.	Komb.: I+0.4xII+IX	MSU
45.	Komb.: I+0.4xIII+IX	MSU
46.	Komb.: I+0.4xIV+IX	MSU
47.	Komb.: I+0.4xV+IX	MSU
48.	Komb.: I+0.4xII+X	MSU
49.	Komb.: I+0.4xIII+X	MSU

50.	Komb.: I+0.4xIV+X	MSU
51.	Komb.: I+0.4xV+X	MSU
52.	Komb.: I+VII	MSU
53.	Komb.: I+0.4xII+0.5xIX	MSU
54.	Komb.: I+0.4xIII+0.5xIX	MSU
55.	Komb.: I+0.4xIV+0.5xIX	MSU
56.	Komb.: I+0.4xV+0.5xIX	MSU
57.	Komb.: I+0.4xII+0.5xX	MSU
58.	Komb.: I+0.4xIII+0.5xX	MSU
59.	Komb.: I+0.4xIV+0.5xX	MSU
60.	Komb.: I+0.4xV+0.5xX	MSU
61.	Komb.: I+0.6xIX	MSU
62.	Komb.: I+0.6xX	MSU
63.	Komb.: I+0.2xVII	MSU
64.	Komb.: I+0.5xIX	MSU
65.	Komb.: I+0.5xX	MSU

5 UGOTAVLJANJE NAJUGODNEJŠEGA RAZMERJA RAZDALJ MED PODPORAMI IN NAČINA PODPIRANJA KONSTRUKCIJE

Ker je cilj konstruiranja nosilnih elementov čim boljša soizkoriščenost elementov oz. čim bolj smiselna porazdelitev notranjih sil, sem v sledečem razdelku skušal poiskati najbolj ugodno razmerje razmakov med vmesnimi in krajnimi podporami ter najbolj primeren način podpiranja.

S kombiniranjem lastne teže (LT) in različnih postavitev obtežbe (K1-K3) pešcev in servisnega vozila, sem poiskal maksimalne vrednosti naslednjih količin (prikazane na spodnji skici): M_1 (maksimalni upogibni moment v prvem polju), M_{12} (minimalni upogibni moment nad vmesno podporo), M_2 (maksimalni upogibni moment v srednjem polju), R_V (maksimalna vrednost navpične reakcije nad vmesno podporo), R_{KR} (maksimalna vrednost navpične reakcije nad krajno vmesno podporo) in N_{MAX} (maksimalna osna sila v srednjem polju). Iz arhitekturnih podlog brvi izhaja razmerje $L1/L2 = 0,33$. Poleg tega pa sem obravnaval še naslednja razmerja $L1/L2 = 0,45, 0,65, 0,75, 0,85, 0,93$.



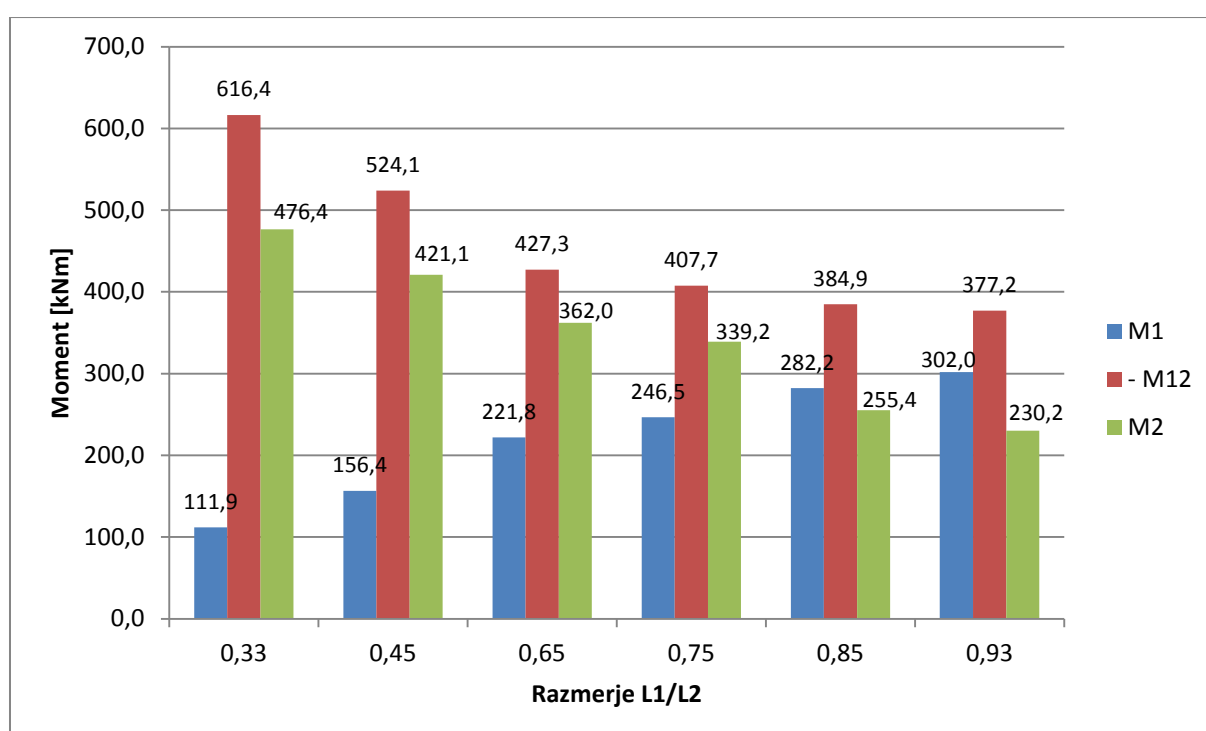
Slika 24: Shema različni postavitev koristne obtežbe pešcev, lastne teže in servisnega vozila

Najugodnejše razmerje razdalj med podporami sem iskal le na enem glavnem nosilcu. Za iskanje največjih upogibnih momentov v prvem polju M_1 sem iz programa Tower 6 izpisal vrednosti momenta v posameznih točkah (cca. na 1 m), nato pa z ustreznim kombiniranjem poiskal vrednosti in mesta ekstremov. V prvem polju je pri razmerju $L1/L2 = 0,33$ in $0,45$ merodajna kombinacija LT in VOZILA (z ustreznim faktorjem delovanja LT). V preostalih razmerjih je merodajna kombinacija LT in K1. Maksimalne vrednosti iskanih količin so prikazane v spodnji preglednici (Preglednica 12).

Preglednica 12: Projektne vrednosti upogibnih momentov, osnih sil in navpičnih reakcij pri različnih razmerjih podpiranja

Projektne vrednosti/Razmerje L1/L2	M1[kNm]	M1,2[kNm]	M2[kNm]	Rv[kN]	Rkr[kN/m]	Nmax[kN]
0,33	111.9	616.4	476.4	310.78	57.36	-504.10
0,45	156.4	524.1	421.1	284.37	66.37	-362.79
0,65	221.8	427.3	362.0	259.33	82.60	-205.73
0,75	246.5	407.7	339.2	253.9	86.89	-168.63
0,85	282.2	384.9	255.4	246.7	93.47	-119.39
0,93	302.0	377.2	230.2	243.5	96.8	-96.25

Razmerja med velikostjo posameznih momentov pri različnih razmerjih razpetin sem prikazal s spodnjim grafom.



Slika 25: Primerjava upogibnih momentov pri različnih razmerjih razdalj med podporami L1/L2

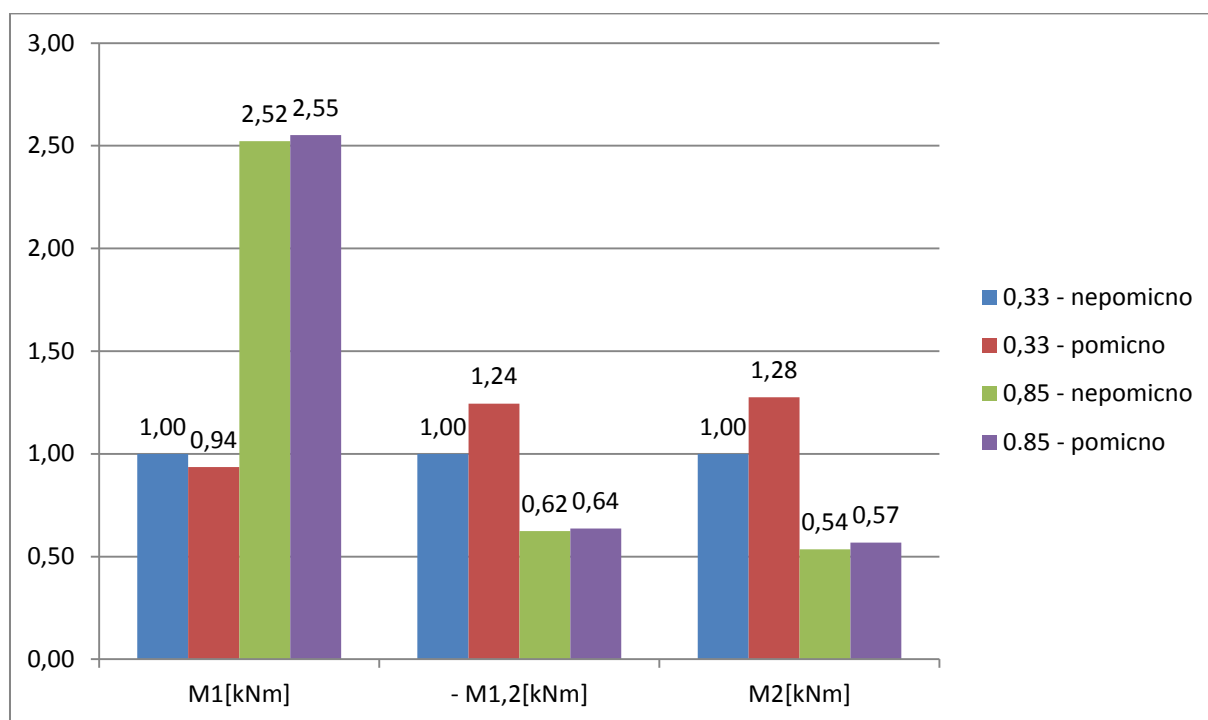
Opazim, da se je po pričakovanju ob večanju razmerja $L1/L2$ povečal moment M_1 in zmanjšal moment M_2 . Pri razmerju $L1/L2 = 0,85$ preideta momenta M_1 in M_2 v isti velikostni razred. Opazil sem tudi, da se v srednjem polju pojavi razmeroma velika osna sila, ki pa je nerealna, saj sem vmesne podpore modeliral kot nepomično členkasto podprte in se je formiral ločni mehanizem, kar pa pri betonskem stebri višine 4 m ne gre pričakovati. Zato sem se odločil, da bom 3 podporam omogočil vodoravni pomik (ena podpora ima še vedno preprečen vodoravni pomik, da zagotovimo stabilnost konstrukcije).

Nadalje sem primerjal vse količine pri razmerjih 0,33 in 0,85 za različice s pomičnimi podporami in brez njih.

Preglednica 13: Projektne vrednosti upogibnih momentov, osnih sil in navpičnih reakcij pri različnih razmerjih razpetin in načinih podpiranja

Projektne vrednosti /Razmerje	M1[kNm]	M1,2[kNm]	M2[kNm]	Rv[kN]	Rkr[kN/m]	Nmax[kN]
0.33- nepomično	111.9	-616.4	476.4	310.78	57.36	-504.10
0.33-pomično	104.65	-766.9	607.7	326.5	88.95	-14.26
0.85-nepomično	282.2	-384.9	255.4	246.7	93.47	-119.39
0.85-pomično	285.63	-392.9	270.3	248.1	105.4	-5.71

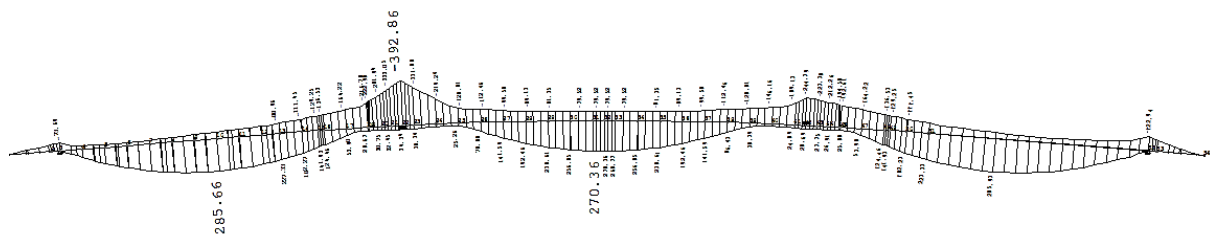
Zgornja preglednica (Preglednica 13) prikazuje absolutne vrednosti posameznih količin za različna razmerja razpetin ($L1/L2$) pri različnih načinih podpiranja konstrukcije. Za lažjo predstavo sem upogibne momente iz zgornje preglednice prikazal na spodnjem grafu, kjer sem jih normiral glede na izhodiščno stanje pri razmerju $L1/L2=0,33$.



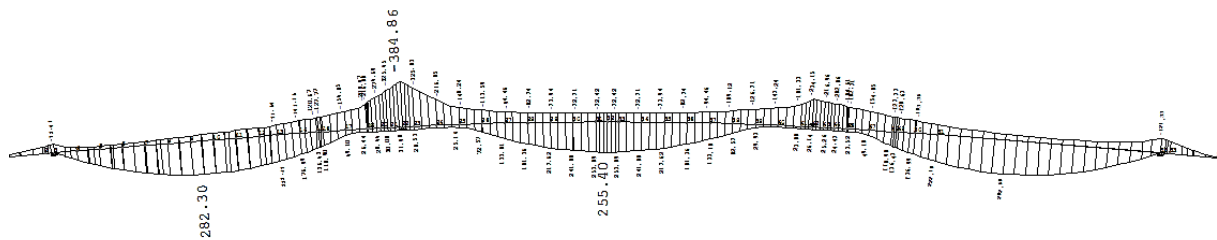
Slika 26: Normiran prikaz upogibnih momentov za posamezna razmerja razpetin in načine podpiranja, glede na izhodiščno stanje ($L1/L2=0,33$ – nepomično)

Opazim, da se relativno najbolj poveča moment M_1 , ki s spremembo načina podpiranja in razmerja razpetin preide v absolutni vrednosti v isti velikostni razred kot moment M_2 .

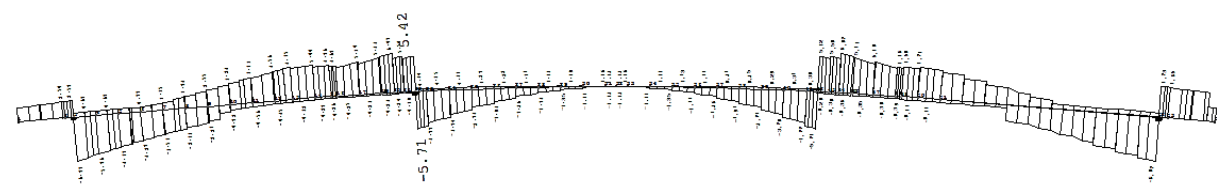
Na spodnjih slikah so prikazane ovojnice upogibnih momentov in osnih sil za pomično in nepomično različico podpiranja pri razmerju razdalj med podporami 0,85.



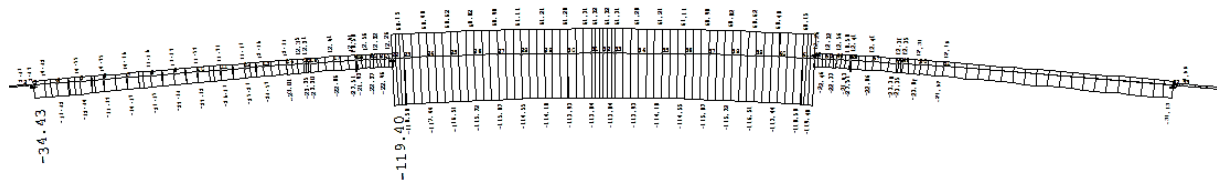
Slika 27: Ovojnica upogibnih momentov (razmerje $L1/L2=0,85$, del podpor je horizontalno pomičen)



Slika 28: Ovojnica upogibnih momentov (razmerje $L1/L2=0,85$, vse podpore so horizontalno nepomične)



Slika 29: Ovojnica osnih sil (razmerje $L1/L2=0,85$, del podpor je horizontalno pomičen)



Slika 30: Ovojnica osnih sil (razmerje $L1/L2=0,85$, vse podpore so horizontalno nepomične)

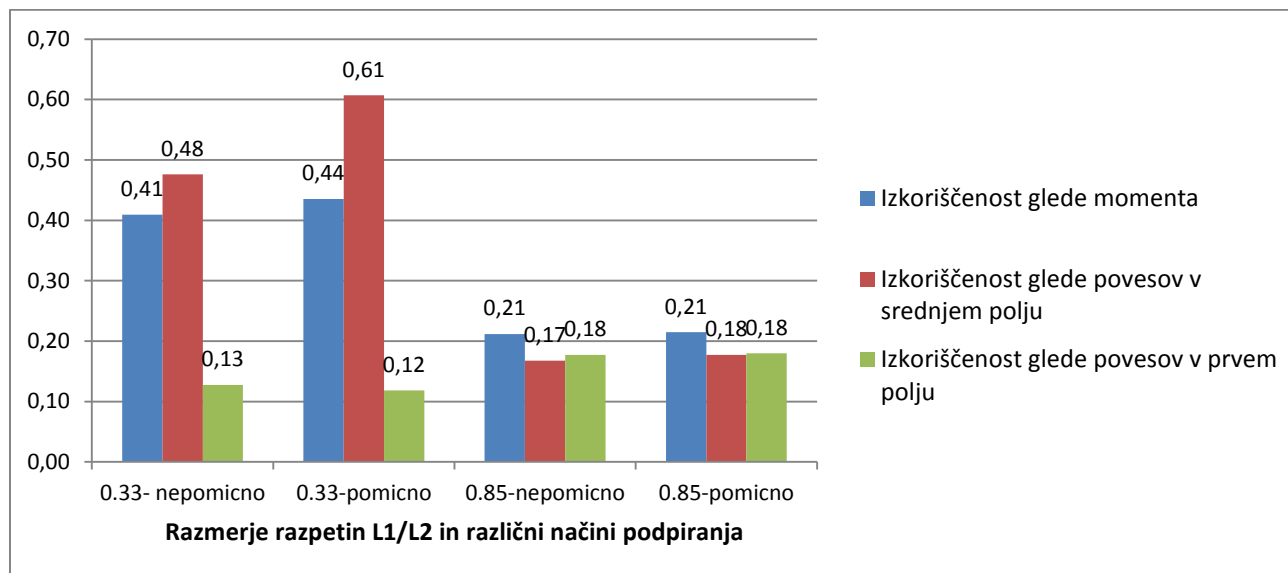
Po pričakovanjih pride do majhne spremembe v velikosti upogibnim momentov pri različicah z pomičnimi in nepomičnimi hor. podporami pri razmerju razpetin $L1/L2=0,85$. M_1 se poveča za 1.5%, M_2 za 6% in M_{12} za 2%.

Razlika med različico s horizontalno nepomičnimi oz. pomičnimi podporami je v poteku osnih sil. Opazim, da se maksimalna osna sila pri pomični varianti zmanjša za 20krat. Vertikalni reakciji v vmesni in krajni podpori ostajata v istem velikostnem razredu ne glede na način podpiranja.

Preglednica 14: Povesi, izkoriščenost povesov in izkoriščenost upogibnega momenta pri različnih razmerjih in načinih podpiranja

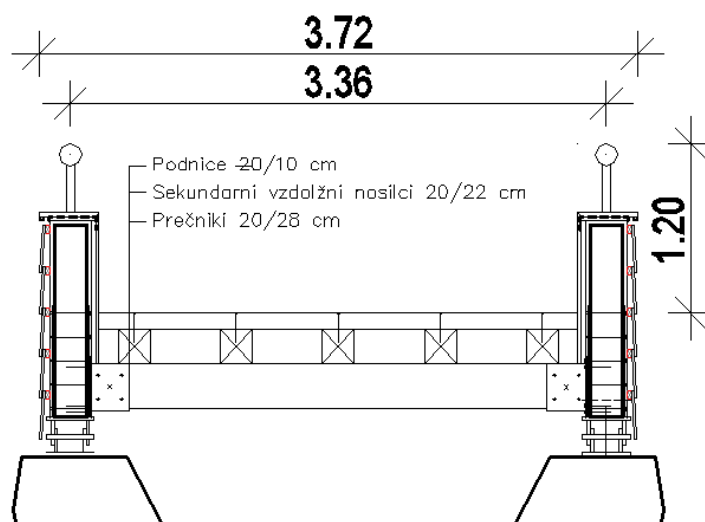
Projektne vrednosti / razmerje	max. poves v srednjem polju [mm]	max poves v prvem polju [mm]	Izkoriščenost momenta M_{12}	Izkoriščenost glede povesov v srednjem polju	Izkoriščenost povesov v prvem polju
0,33 - nepomično	-26,62	2,63	0,41	0,48	0,13
0,33 - pomično	-33,94	2,44	0,44	0,61	0,12
0,85 - nepomično	-6,03	-5,42	0,21	0,17	0,18
0,85 - pomično	-6,39	-5,51	0,21	0,18	0,18

Ker je za čim bolj smotrno konstruiranje poleg smiselne porazdelitve notranjih sil, pomembno tudi čim bolj smotrno razmerje povesov, zgornja preglednica (Preglednica 14) prikazuje izkoriščenost glede povesov glavnega nosilca gleda na mejni poves in upogibnega momenta glede na maksimalen upogibni moment, ki ga je zmožen prevzeti glavni nosilec. Pri tem sem poves omejil z vrednostjo $L/500$, ki znaša 20,6 mm za prvo polje in razmerje razpetin 0,33, 55,9 mm za srednje polje pri razmerju razpetin $L1/L2=0,33$, 30,6 mm za prvo polje pri razmerju razpetin 0,85 in 36 mm za srednje polje in pri razmerju razpetin $L1/L2=0,85$. Opazil sem tudi, da se pri pomičnih podporah in razmerju razpetin 0,85 velikost povesov poenoti, kar je tudi cilj čim bolj smotrnega snovanja konstrukcije.



Slika 31: Analiza izkoriščenosti glede upogibnega momenta in glede povesov za posamezna razmerja razpetin in načine podpiranja

Pri izračunu izkoriščenosti glavnega nosilca glede upogibnega momenta M_{12} sem upošteval enačbo $M_{max} = f_{md} \cdot W = 1.792 \text{ kN/cm}^2 \cdot b \cdot h^2/6$. Opazil sem, da je izkoriščenost momenta precej majhna. Dimenzija glavnih nosilcev pri izvedenih konstrukciji $h = 160 \text{ cm}$ je bila izbrana predvsem zaradi zahteve, da je višina ograje na mostu 120 cm . Sam sem izbral manjše dimenzije glavnega nosilca na brvi in preveril njegovo izkoriščenost glede momenta in povesa. Pogoj, da je višina ograje na brvi vsaj 120 cm rešim tako, da na nosilec sidram leseno držalo krožnega prereza s premerom $\phi = 7 \text{ cm}$, kot prikazujeta spodnji sliki. Za leseno držalo se odločim, ker želim ohraniti sonaraven videz konstrukcije.

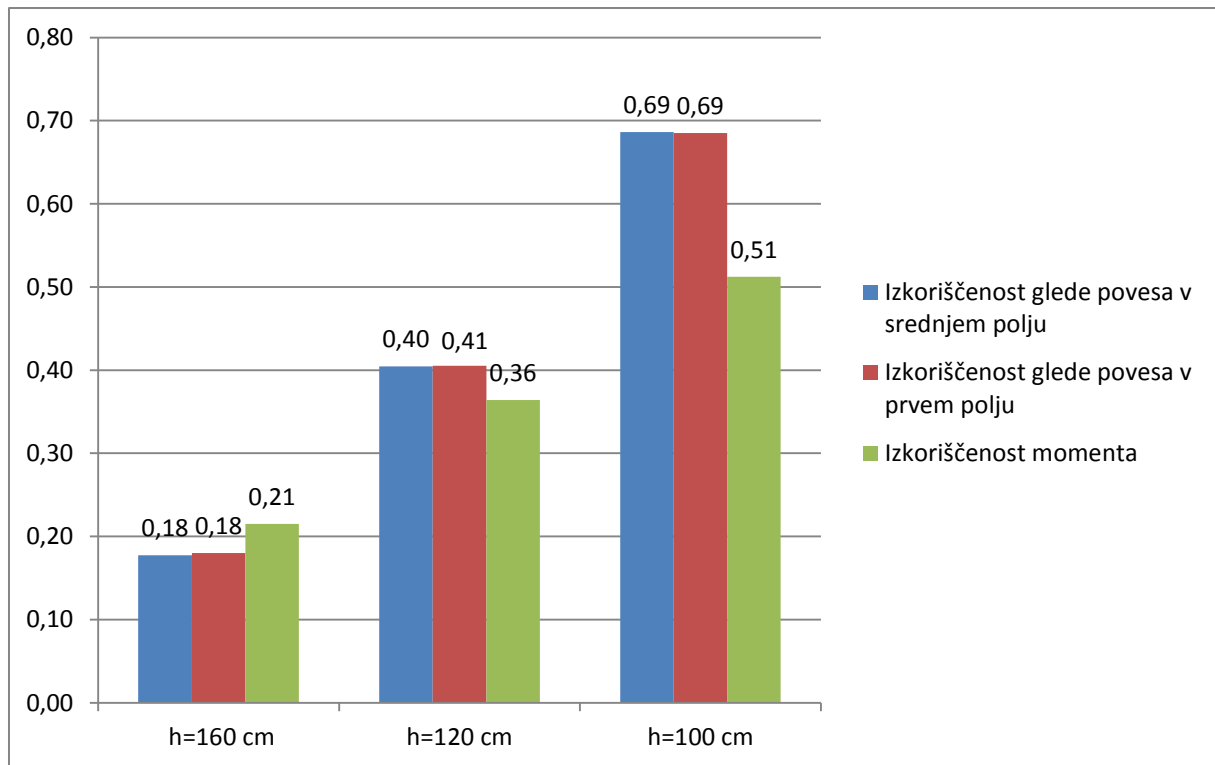


Slika 32: Prečni prerez brvi z držalom

Preglednica 15: Vrednosti upogibnih momentov in izkoriščenosti prečnega prereza za razmerje razpetin 0,85 in različne višine glavnega nosilca

Projektne vrednosti /	M1[kNm]	M1,2[kNm]	M2[kNm]	Izkoriščenost glede povesov srednje polje	Izkoriščenost glede povesov prvo polje	Izkoriščenost momenta M12
h=160 cm	285,6	-392,90	270,30	0,20	0,20	0,20
h=120 cm	220,52	-375,78	261,12	0,40	0,41	0,36
h=100 cm	214,95	-367,12	257,19	0,69	0,69	0,51

Iz zgornje preglednica (Preglednica 15) je razvidno, da se absolutna vrednost momentov spremeni le malo, večja sprememba pa je pri izkoriščenosti prereza glede na moment in poves, ker se zmanjšata tudi odpornostni in vztrajnostni moment prereza. Povečanje izkoriščenosti prikažem s spodnjim grafom (Slika 33).

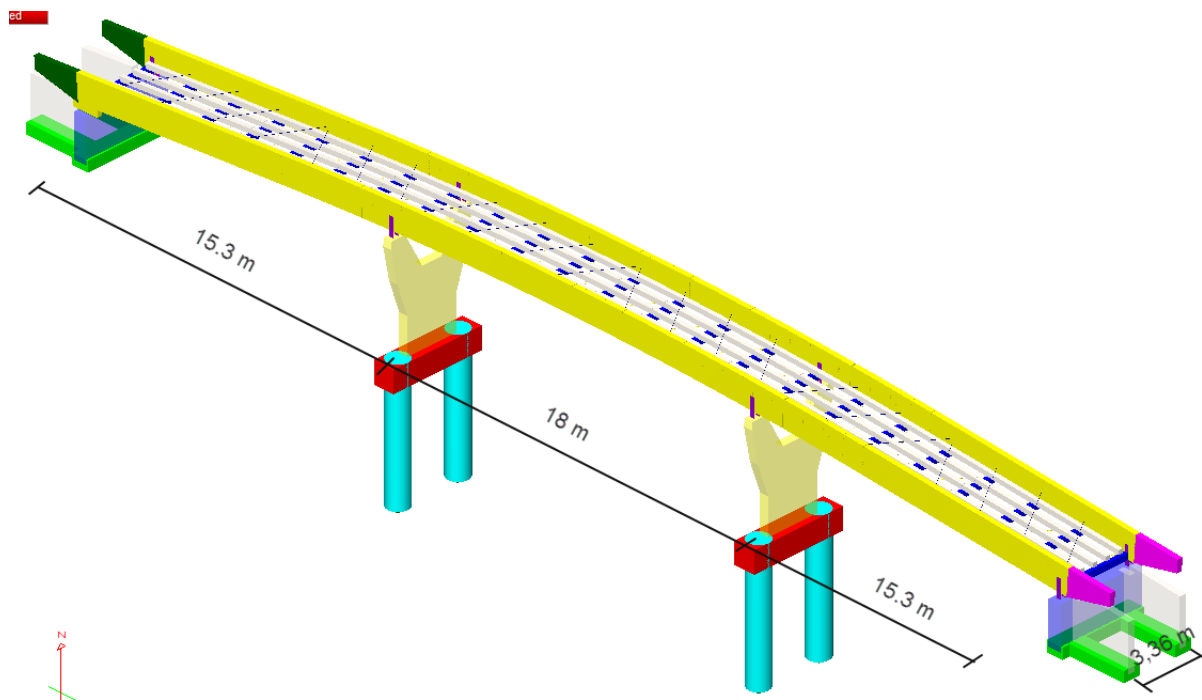


Slika 33: Izkoriščenost prereza glede na upogibni moment in glede na povesa za različne višine glavnega nosilca pri razmerju razpetin $L1/L2=0,85$

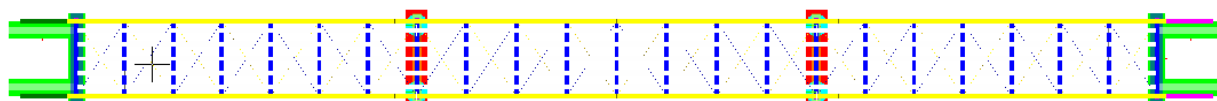
Četudi je izkoriščenost boljša pri višini prereza h=100 cm, sem se odločil, da bo glavni nosilec konstrukcije dimenzije h=120 cm, saj se pri različici h=100 cm pokvari vizualni izgled konstrukcije.

6 STATIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

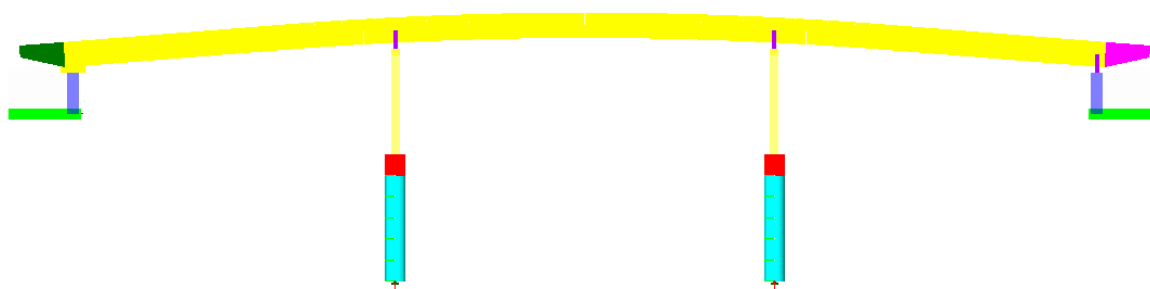
V računalniškem programu Tower 6 sem izdelal 3D model celotne konstrukcije ter na njem izvedel statično in modalno analizo konstrukcije. Rezultati statične analize so dobljene notranje statične količine, ki so merodajne za dimenzioniranje konstrukcije in so prikazane na spodnjih slikah oz. diagramih notranjih statičnih količin.



Slika 34: 3D računalniški model konstrukcije



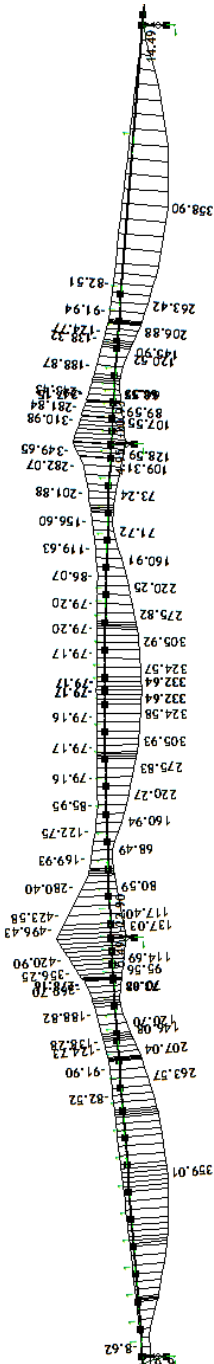
Slika 35: Tlorisni pogled računalniškega modela konstrukcije



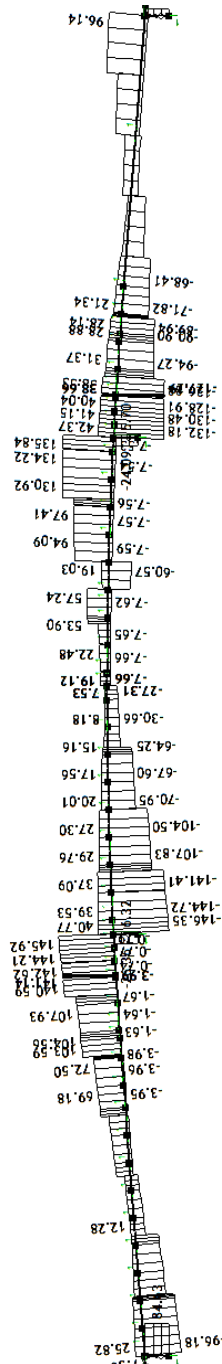
Slika 36: Stranski pogled računalniškega modela konstrukcije

6.1 Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje glavnih nosilcev (MSN)

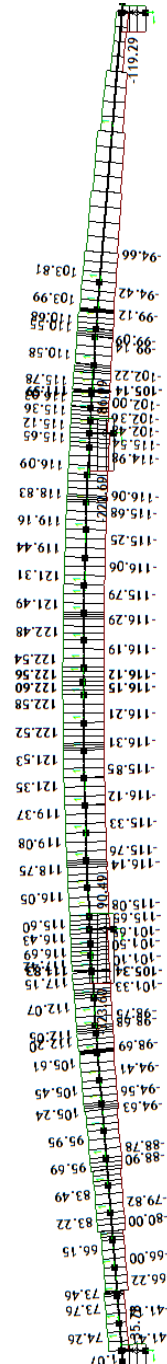
Na spodnjih diagramih so prikazane ovojnice upogibnega momenta M_Y , prečne sile V_Z in osne sile N_X . Prikazan je glavni nosilec, ki je je bolj obremenjen.



Slika 37: Ovojnica upogibnih momentov M_Y glavnih nosilcev



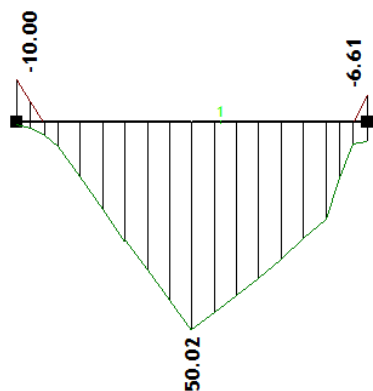
Slika 39: Ovojnica prečnih sil V_Z glavnih nosilcev



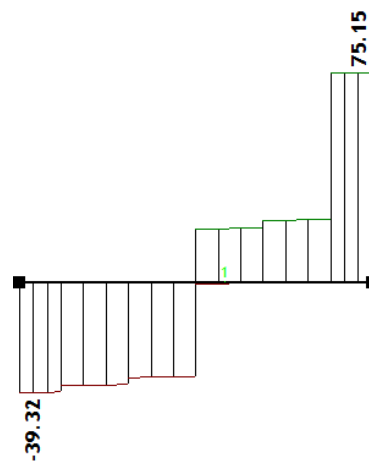
Slika 38: Ovojnica osnih sil N_X glavnih nosilcev

6.2 Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje prečnika (MSN)

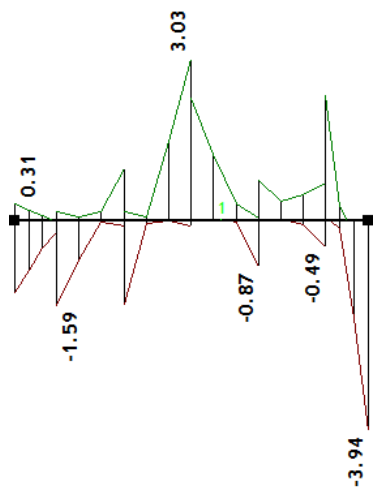
Na spodnjih slikah so prikazani diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje prečnika. Najbolj obremenjen prečnik nam pokaže program Tower 6 sam. Na slikah sta prikazana dva ločena obtežna primera. Rezultate prvega uporabljamo za dimenzioniranje upogibnih napetosti (Slika 40, Slika 42), rezultate drugega pa za kontrolo strižnih napetosti zaradi prečnih sil in torzije (Slika 41, Slika 43, Slika 44).



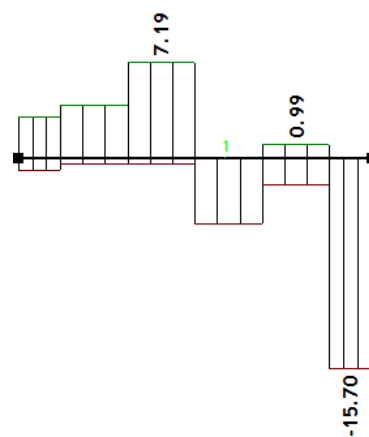
Slika 40: Upogibni moment M_y v prečnikih



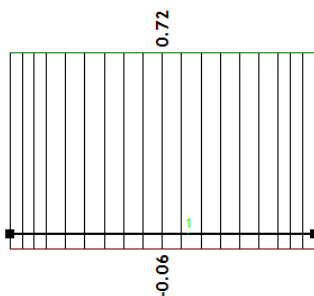
Slika 41: Prečna sila V_z v prečnikih



Slika 42: Upogibni moment M_z v prečnikih



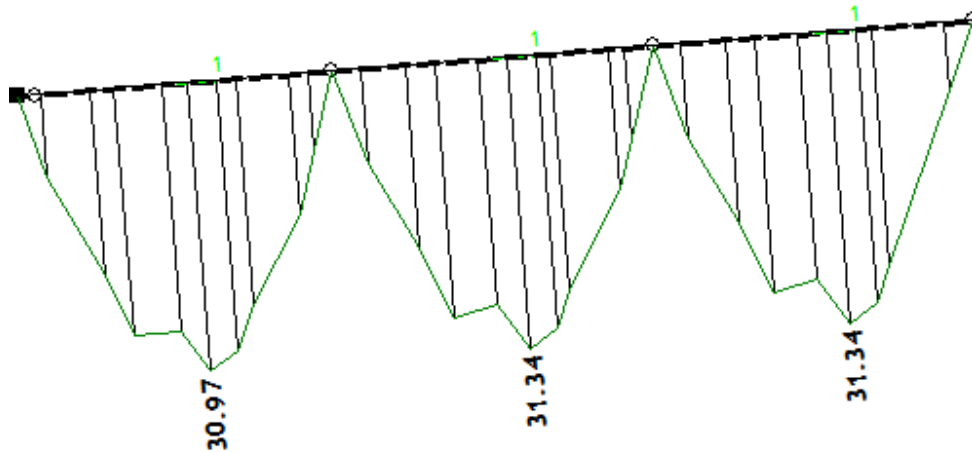
Slika 43: Prečna sila V_y v prečnikih



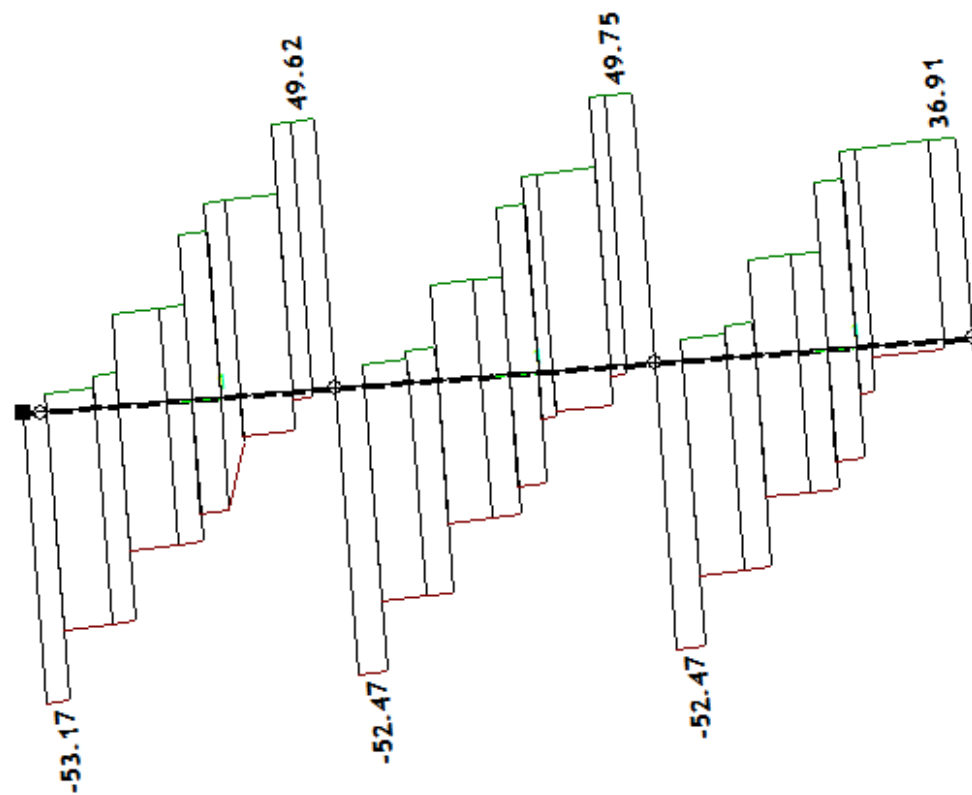
Slika 44: Torzijski moment M_x v prečnikih

6.3 Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje sekundarnih vzdolžnih nosilcev (MSN)

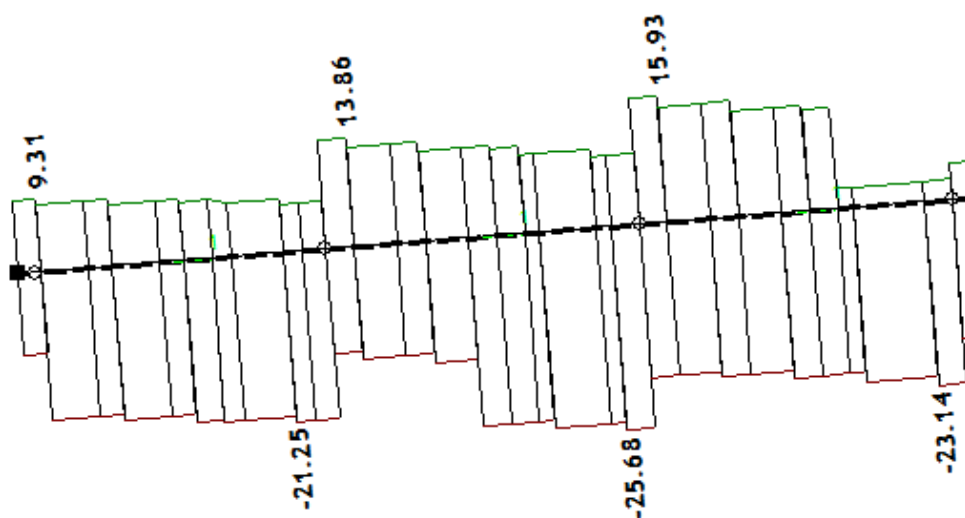
Sekundarni vzdolžni nosilci so zasnovani kot prostoležeči nosilci, ki ležijo na prečnikih, zato so na spodnjih diagramih prikazani le trije najbolj obremenjeni sekundarni vzdolžni nosilci. Na slikah so prikazane notranje sile, ki so v največji meri posledica delovanja servisnega vozila na konstrukcijo.



Slika 45: Momenti M_y v sekundarnih vzdolžnih nosilcih



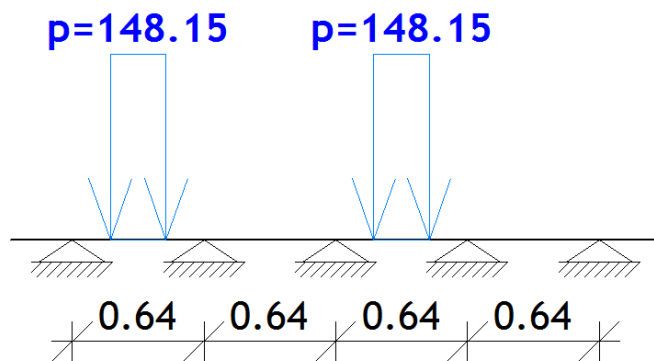
Slika 46: Prečne sile V_z v sekundarnih vzdolžnih nosilcih



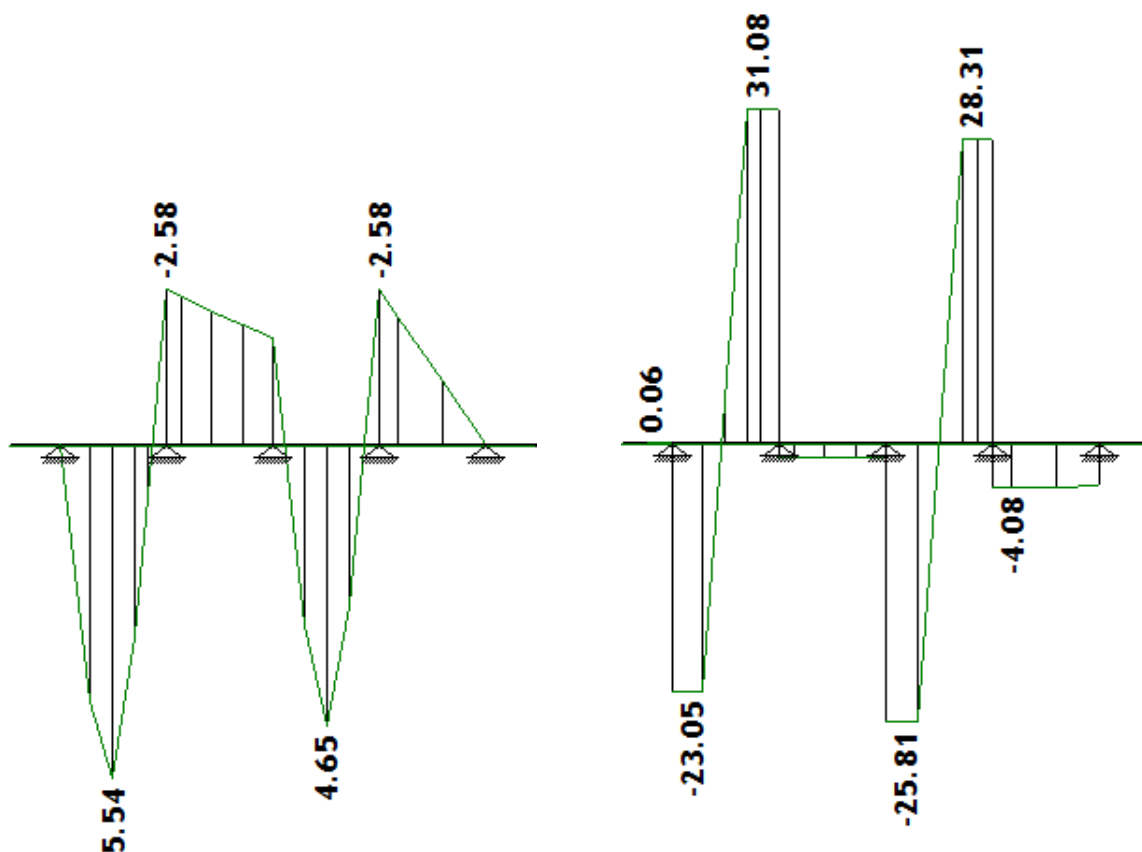
Slika 47: Osna sila N_x v sekundarnih vzdolžnih nosilcih

6.4 Diagrami notranjih sil, ki so merodajni za dimenzioniranje podnic (MSN)

Notranje sile, ki so merodajne za dimenzioniranje podnic sem določil na posebnem modelu, ki je prikazan na spodnji sliki (Slika 48). Za dimenzioniranje podnic je merodajna obtežba servisnega vozila, ki posamezno podnico obremeni z silo $2 \times 40 \text{ kN}$. To sem prevedel na linijsko obtežbo in raznesel na srednjo ravnino podnice.



Slika 48: Obremenitev podnic



Slika 49: Upogibni moment M_y v podnicah

Slika 50: Prečna sila V_z v podnicah

7 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV

Na podlagi projektnih merodajnih notranjih statičnih količin, ki sem jih dobil s preračunom modela konstrukcije v računalniškem programu Tower 6, in v skladu s standardom SIST EN 1995-1:2005, sem v tem poglavju dimenzioniral glavne konstrukcijske elemente.

7.1 Dimenzioniranje glavnega nosilca

Glavna nosilca sta nosilca iz lepljenega lameliranega lesa dolžine 54 m, ki imata na začetku raven del dolžine 12,5 m, vmes ukrivljen del dolžine 29 m v radiju 180 m in na koncu zopet raven del dolžine 12,5 m. Višina puščice je 1,41 m. Zaradi transporta je nosilec razdeljen na 3 dele, ter se na mestih približno ničelnih momentov na licu mesta spojijo preko momentnih spojev. Debelina lamel znaša 4 cm.

7.1.1 Obremenitve

Nosilec bom dimenzioniral kot ukrivljen nosilec v temenskem območju glede na največji upogibni moment nad vmesno podporo. Vpliv sne sile je na tem mestu zanemarljivo majhen v primerjavi z vplivom upogibnega momenta, zato ta vpliv zanemarim.

$$\min M_{y,d} = -496,4 \text{ kNm}$$

$$\max M_{y,d} = 332,3 \text{ kNm}$$

$$V_{z,d} = 146,3 \text{ kN}$$

7.1.2 Kontrola upogibnih napetosti

Kontrolo upogibne nosilnosti za ukrivljene nosilce predpisuje standard SIST EN 1995-1-1 v razdelki 6.4.3. Kontrolo upogibnih napetosti izvajam glede na upogibni moment nad vmesno podporo $\min M_{y,d}$. V temenskem območju (ukrivljeni del nosilca) morajo upogibne napetosti izpolniti naslednji pogoj:

$$\sigma_{m,y,d} \leq k_r \cdot f_{m,y,d} \quad (24)$$

kjer so:

$\sigma_{m,y,d}$ temenska upogibna napetost zaradi momenta $M_{y,d}$,

k_r koeficient ki upošteva zmanjšanje trdnosti zaradi krivljenja lamel med proizvodnjo,

$f_{m,y,d}$ upogibna trdnost lesa.

Faktor k_r se za ukrivljene nosilce določi po spodnji enačbi (25):

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{za } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \cdot \frac{r_{in}}{t} & \text{za } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases} \quad (25)$$

kjer sta:

r_{in} notranji polmer nosilca,
 t debelina lamele.

V našem primeru je razmerje $\frac{r_{in}}{t} = \frac{179,4 \text{ m}}{0,04 \text{ m}} = 4485$, zato je vrednost $k_r = 1$.

Temensko upogibno napetost določimo z izrazom:

$$\sigma_{m,y,d} = k_l \cdot \frac{M_{y,d}}{W_y} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{y,d}}{h_{ap}^2 \cdot b} \quad (26)$$

kjer so:

W_y odpornostni moment prereza,
 h_{ap} višina nosilca v temenskem delu,
 b širina nosilca,
 α_{ap} naklona roba pri slemenu,
 k_l koeficient odvisen od razmerja $\frac{h_{ap}}{r}$ in naklona roba pri slemenu α_{ap} .

Koeficient k_l določimo s spodnjimi izrazi (upoštevam $\alpha_{ap} = 0$ in $\frac{h_{ap}}{r} = \frac{1,2}{180} = 0,0067$):

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 \quad (27)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 1$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,35$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{ap} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0,6$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0$$

$$r = r_{in} + 0,5 \cdot h_{ap} = 179,4 \text{ m} + 0,5 \cdot 1,2 \text{ m} = 180 \text{ m}$$

Koeficiente k_1 , k_2 , k_3 in k_4 vstavim v enačbo (27) in dobim:

$$k_l = 1 + 0,35 \cdot (0,0067) + 0,6 \cdot (0,0067)^2 = 1,002$$

Po enačbi (26) dobimo:

$$\sigma_{m,y,d} = k_l \cdot \frac{M_{y,d}}{W_y} = 1,002 \cdot \frac{6 \cdot 496,4 \cdot 100}{24 \cdot 120^2} = 0,864 \text{ kN/cm}^2$$

Upogibno trdnost lesa $f_{m,y,d}$ za lepljen les kvalitete *GL28h* izračunamo po spodnji enačbi:

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (28)$$

kjer so:

k_{mod} modifikacijski faktor, ki upošteva zmanjšanje trdnosti lesa zaradi trajanja obtežbe in pogojev okolja (temperature in vsebnosti vlage),

$f_{m,k}$ karakteristična upogibna trdnost lesa,

γ_M materialni varnostni faktor, za lepljen les $\gamma_M = 1,25$.

$$f_{m,y,d} = 0,9 \cdot \frac{2,8}{1,25} = 2,016 \text{ kN/cm}^2$$

Kontroli upogibne nosilnosti po enačbi (24) je zadoščeno:

$$0,864 \text{ kN/cm}^2 \leq 1 \cdot 2,016 \text{ kN/cm}^2$$

7.1.3 Kontrola nateznih napetosti pravokotno na vlakna

Kontrolo nateznih napetosti pravokotno na vlakna izvajam na sredini srednjega polja glede na upogibni moment $max M_{y,d}$. Standard zahteva, da mora največja natezna napetost pravokotno na vlakna $\sigma_{t,90,d}$ izpolniti naslednji pogoj:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \quad (29)$$

kjer so:

k_{dis} koeficient s katerim se upošteva učinek porazdelitve napetosti v temenskem območju (za ukrivljene nosilce $k_{dis} = 1,4$),

k_{vol} koeficient prostornine,

$f_{t,90,d}$ projektna natezna trdnost pravokotno na vlakna.

Koeficient prostornine izračunamo po spodnji enačbi:

$$k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{za masiven les} \\ \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} & \text{za lepljen lamerilran les} \end{cases} \quad (30)$$

kjer sta :

- V_0 referenčna prostornina $0,01 \text{ m}^3$
 V prostornina celotnega temenskega (ukrivljenega območja), ki ne sme biti večja od $\frac{2}{3}V_b$, kjer je V_b prostornina celotnega nosilca

Izračunam prostornini $V, \frac{2}{3}V_b$ in k_{vol} :

$$V = b \cdot h \cdot l = 0,24 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 29 \text{ m} = 8,35 \text{ m}^3$$

$$\frac{2}{3}V_b = \frac{2}{3} \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 54 \text{ m} = 10,37 \text{ m}^3$$

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{8,35}\right)^{0,2} = 0,260$$

Največjo natezno napetost pravokotno na vlakna zaradi delovanju upogibnega momenta določimo s spodnjim izrazom:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{y,d}}{W_y} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{y,d}}{h_{ap}^2 \cdot b} \quad (31)$$

Koeficient k_p upošteva nelinearen potek radialnih napetosti po prerezu in je odvisen od razmerja $\frac{h_{ap}}{r}$ in naklona roba pri slemenu α_{ap} . Izračunam ga s pomočjo spodnjih izrazov in pri tem upoštevam $\alpha_{ap} = 0$ in $\frac{h_{ap}}{r} = \frac{1,2}{180} = 0,0067$.

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 \quad (32)$$

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} = 0,2 \cdot 0 = 0$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 0,25 - 1,5 \cdot 0 + 2,6 \cdot 0 = 0,25$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} = 2,1 \cdot 0 - 4 \cdot 0 = 0$$

Po enačbi (32) dobim:

$$k_p = 0 + 0,25 \cdot (0,0067) + 0 \cdot (0,0067)^2 = 0,00168$$

Sedaj zgornje vrednosti vstavim v enačbo (31) in dobim:

$$\sigma_{t,90,d} = 0,00168 \cdot \frac{6 \cdot 332,3 \cdot 100}{120^2 \cdot 24} = 0,00097 \text{ kN/cm}^2$$

Izračunam še projektno trdnost pravokotno na vlakna za lepljen les GL28h:

$$f_{t,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,045}{1,25} = 0,0324 \text{ kN/cm}^2$$

Sedaj vse skupaj ustavim v enačbo (29) in dobimo:

$$0,00097 \frac{kN}{cm^2} \leq 1,4 \cdot 0,260 \cdot 0,0324 = 0,0117 \frac{kN}{cm^2}$$

Natezne napetosti pravokotno na vlakna v nosilcu niso prekoračene.

7.1.4 Kontrola strižnih napetosti v prerezu

Strižne napetosti v prerezu preverjamo s pomočjo spodnjega izraza:

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \frac{V_{z,d}}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{v,d} \quad (33)$$

kjer so:

- $\tau_{z,d}$ projektne strižne napetosti zaradi prečne sile $V_{z,d}$,
- b_{ef} efektivna širina, ki upošteva vpliv razpok,
- $f_{v,d}$ projektna strižna trdnost lesa.

Efektivno širino b_{ef} izračunam po spodnji enačbi, pri čemer upoštevam za masiven in lepljen les vrednost koeficienta $k_{cr} = 0,67$.

$$b_{ef} = b \cdot k_{cr} = 24 \text{ cm} \cdot 0,67 = 16,08 \text{ cm}$$

Projektno strižno trdnost $f_{v,d}$ izračunam po spodnji enačbi:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,32}{1,25} = 0,216 \frac{kN}{cm^2}$$

Vse skupaj vstavim v enačbo (33) in dobim:

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \frac{146,4 \text{ kN}}{16,08 \text{ cm} \cdot 120 \text{ cm}} = 0,109 \frac{kN}{cm^2} < f_{v,d} = 0,216 \frac{kN}{cm^2}$$

Projektne strižne napetosti po prerezu so manjše od strižne trdnosti lesa.

Pri strigu standard predvideva tudi kontrolo kombinacije natega pravokotno na vlakna in striga s pomočjo enačbe (34).

$$\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} \quad (34)$$

Vendar je v mojem primeru območje največjih strižnih napetosti zaradi delovanja prečne sile v območju vmesnih podpor, kjer je upogibni moment negativen in povzroča tlačne napetosti pravokotno na vlakna, zato zgorajna kontrola (34) ni potrebna.

Izbrani prerez glavnega nosilca $b/h = 24/120 \text{ cm}$ zadošča vsem kontrolam napetosti.

7.1.5 Kontrola deformacij glavnega nosilca

Med rezultati analize konstrukcije s programom Tower 6 sem dobil povese v smeri lokalne z osi nosilca za posamezne obtežne primere in kombinacije – elastični začetni upogibi ($t = 0$). Vendar je potrebno povese izračunati po izvršenem lezenju lesa – ($t \rightarrow \infty$). Vpliv lezenja upoštevamo s pomočjo deformacijskega faktorja k_{def} in kombinacijskega faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva po spodnji enačbi, kjer z w_{inst} označimo začetne elastične povese in z w_{fin} končne povese po izvršenem lezenju.

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q,1} + \sum_{i>1} w_{fin,Q,i} \quad (35)$$

kjer so:

$w_{fin,G}$	poves zaradi delovanja stalne obtežbe,
$w_{fin,Q,1}$	poves zaradi prevladujočega spremenljivega vpliva (pešci – gr1),
$w_{fin,Q,i}$	poves zaradi spremljajočega spremenljivega vpliva (veter).

Končne povese za posamezne vplive dobimo po spodnjih enačbah:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) \quad (36)$$

$$w_{fin,Q,1} = w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) \quad (37)$$

$$w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \quad (38)$$

kjer so:

$\psi_{2,i}, \psi_{2,1}$	faktorji za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva,
$\psi_{0,i}$	faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov,
k_{def}	deformacijski koeficient, ki za lepljen les znaša $k_{def} = 0,8$ (pri 2. razredu uporabe).

Končni izraz za račun povesov je:

$$w_{fin} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q,1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i>1} w_{inst,Q,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \quad (39)$$

Iz programa Tower6 dobim naslednje povese na sredini 2. polja:

$$w_{inst,G} = 4,45 \text{ mm}$$

$$w_{inst,Q,1} = 14,19 \text{ mm}$$

$$w_{inst,Q,i} = 0,13 \text{ mm}$$

Za brvi standard predvideva vrednost faktorjev $\psi_{2,i} = 0$. S pomočjo enačbe (39) dobim:

$$w_{fin} = 4,45 \text{ mm} \cdot (1 + 0,8) + 14,19 \text{ mm} \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) + 0,13 \text{ mm} \cdot (0,3 + 0 \cdot 0,8) = 22,23 \text{ mm}$$

Standard SIST EN 1995-2:2005 v delu 7 omejuje povos w_{lim} za obtežbo pešcev na vrednosti $l/200$.

$$w_{fin} = 22,23 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{18000 \text{ mm}}{200} = 90 \text{ mm}$$

Povesi glavnih nosilcev so bistveno manjši od dopustnih.

7.1.6 Kontrola vibracij brvi

Kontrolo vibracij izvedem v skladu z dodatkom A2 standarda SIST EN 1990.

Kontrolo vibracij brvi izvajamo na podlagi dobljenih lastnih frekvenc, ki smo jih dobili z modalno analizo konstrukcije. Če so frekvence vzbujanja konstrukcije zaradi obtežbe pešcev blizu lastnih, lahko pride do resonance zato preverjamo mejno stanje uporabnosti v povezavi z vibracijami.

Če izvzamemo močan odziv brvi, hoja pešcev povzroča vnos periodičnih sil v konstrukcijo in sicer:

- vertikalne sile s frekvencami med 1 in 3 Hz,
- horizontalne sile s frekvencami med 0,5 in 1,5 Hz.

Skupine tekačev bi konstrukcijo vzbujala s frekvenco 3 Hz (Calgaro J.-A., et. al., 2010).

V nadaljevanju standard SIST EN 1990 v dodatku A2 določa, da je potrebno kontrolo kriterija ugodnosti izvajati, če so lastne frekvence konstrukcije manjše od:

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

Ker ima naša konstrukcija prvo vertikalno lastno frekvenco $n_{1,vert} = 5,35 \text{ Hz}$ in prvo torzijsko lastno frekvenco $n_{1,tor} = 4,26 \text{ Hz}$ podrobnejše kontrole ni potrebno izvesti (glej Preglednica 9).

7.2 Dimenzioniranje prečnikov

Prečni nosilec je iz lesa D60 dimenzij 20/28 cm. Poteka prečno med glavnima nosilca in na niju prenaša obtežbo. Na glavne nosilce je pritrjen s pomočjo jeklenega čevlja. Je upogibno obremenjen ter bočno pridržen s sekundarnimi vzdolžnimi nosilci, ki jih nosi. Glede na razmerje $b/h=20 \text{ cm}/28 \text{ cm}=1,4$ ni nevarnosti bočne zvrnitve.

7.2.1 Obremenitve prečnika

Prerez prečnika bom dimenzioniral glede na normalne napetosti z momentoma $M_{y,d}$ in $M_{z,d}$ ter glede na strižne napetosti s prečnima silama $V_{z,d}$ in $V_{y,d}$ ter torzijskim momentom $M_{x,d}$. Osna sila je zanemarljivo majhna, zato njen vpliv zanemarim. Med prečniki poiščem tistega z ekstremnimi vrednostmi iskane količine.

$$M_{y,d} = 50,02 \text{ kNm} \text{ ekstremni upogibni moment okoli y osi}$$

$$M_{z,d} = 2,09 \text{ kNm} \text{ pripadajoči upogibni moment okoli z osi}$$

$$V_{z,d} = 75,15 \text{ kN} \text{ ekstremna prečna sila v z smeri}$$

$$V_{y,d} = 15,70 \text{ kN} \text{ pripadajoča prečna sila v y smeri}$$

$$M_{x,d} = 0,72 \text{ kNm} \text{ pripadajoči torzijski moment okoli x osi}$$

7.2.2 Kontrola normalnih napetosti

Za kontrolo normalnih napetosti sta merodajni naslednji enačbi kontrole dvoosnega upogiba:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (40)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (41)$$

kjer so:

$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ maskimalni projektni normalni napetost v prerezu zaradi delovanja upogibnega momenta $M_{y,d}$ oz. $M_{z,d}$,

$f_{m,d}$ projektna upogibna trdnost lesa ($f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,d}$, ker $b > 150 \text{ mm}$ in $h > 150 \text{ mm}$,

k_m redukcijski koeficient, ki za pravokotne prereze zavzema vrednost $k_m = 0,7$.

Maksimalne normalne napetosti dobimo tako, da največji moment okoli y (z) osi: $M_{y,d}$ ($M_{z,d}$) delimo z odpornostnim momentom prereza okoli y osi W_y (W_z).

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} ; \sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} \quad (42)$$

Za pravokotne prereze velja:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \text{ cm} \cdot (28 \text{ cm})^2}{6} = 2613,3 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{28 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^2}{6} = 1866,6 \text{ cm}^3$$

kjer je:

b širina prereza prečnika,

h višina prereza prečnika.

S pomočjo enačbe (42) dobim:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{50,02 \cdot 100 \text{ kNcm}}{2613,3 \text{ cm}^3} = 1,91 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{2,95 \cdot 100 \text{ kNcm}}{1866,6 \text{ cm}^3} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$$

Projektno upogibno trdnost lesa $f_{m,d}$ izračunamo po spodnji enačbi:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

kjer so:

k_{mod} modifikacijski faktor, ki upošteva zmanjšanje trdnosti lesa zaradi trajanja obtežbe in pogojev okolja (temperature in vsebnosti vlage),

$f_{m,k}$ karakteristična upogibna trdnost lesa,

γ_M materialni varnostni faktor, za masiven les $\gamma_M = 1,3$.

Za les D60 in merodajno obtežno kombinacijo (kratkotrajna obtežba) velja:

$$f_{m,d} = 0,9 \cdot \frac{6,0}{1,3} = 4,15 \text{ kN/cm}^2$$

Iz enačb (40) in (41) dobim:

$$\frac{1,91}{4,15} + 0,7 \cdot \frac{0,11}{4,15} = 0,48 \leq 1$$

$$0,7 \cdot \frac{1,91}{4,15} + \frac{0,11}{4,15} = 0,35 \leq 1$$

Normalne napetosti po prerezu niso prekoračene.

7.2.3 Kontrola strižnih napetosti

Strižno nosilnost pravokotnega prereza preverjamo po naslednji enačbi:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{v,d} \quad (43)$$

kjer so:

- τ_d projektne strižne napetosti zaradi prečne sile,
- b_{ef} efektivna širina, ki zajema vpliv razpok,
- $f_{v,d}$ projektna strižna trdnost lesa.

Efektivno širino b_{ef} izračunam po spodnji enačbi, pri čemer upoštevam za masiven in lepljen les vrednost koeficienta $k_{cr} = 0,67$.

$$b_{ef(z)} = b \cdot k_{cr} = 20 \text{ cm} \cdot 0,67 = 13,04 \text{ cm}$$

$$b_{ef(y)} = b \cdot k_{cr} = 28 \text{ cm} \cdot 0,67 = 18,76 \text{ cm}$$

Projektno strižno trdnost $f_{v,d}$ izračunam po spodnji enačbi:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{5,3}{1,3} = 0,367 \text{ kN/cm}^2$$

Izračunam posamezni strižni napetosti s pomočjo enačbe (43) in dobim:

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \frac{75,15 \text{ kN}}{13,4 \text{ cm} \cdot 28} = 0,300 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{y,d} = \frac{3}{2} \frac{15,70 \text{ kN}}{18,76 \text{ cm} \cdot 20} = 0,063 \text{ kN/cm}^2$$

Sedaj izračunam rezultanto strižnih napetosti in dobim:

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,300^2 + 0,063^2} = 0,306$$

Ker je $\tau_d \leq f_{v,d}$ je pogoju strižne nosilnosti zadoščeno.

7.2.4 Kontrola kombinacije striga in torzije

Standard predvideva kontrolo kombinacije upogibnega striga in striga zaradi torzijskega momenta $M_{x,d}$ z naslednjo enačbo:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{tor,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} \leq 1 \quad (44)$$

kjer sta:

$\tau_{tor,d}$ projektna vrednost makimalnih strižnih napetosti zaradi torzije,
 k_{shape} faktor oblike prereza.

Faktor oblike prereza za pravokotni prerez določim s pomočjo spodnjega izraza:

$$k_{shape} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \cdot \frac{h}{b} = 1 + 0,15 \cdot \frac{28 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 1,21 \\ 2 \end{array} \right.$$

Največjo strižno napetost, ki je posledica delovanja torzijskega momenta določim s spodnjim izrazom:

$$\tau_{tor,d} = c_2 \cdot \frac{M_{x,d}}{b^2 \cdot h} \quad (45)$$

kjer je c_2 faktor odvisen od razmerja $\frac{h}{b}$ in znaša pri $h/b=1,4$ $c_2 = 4,41$. Po enačbi (45) dobim:

$$\tau_{tor,d} = 4,41 \cdot \frac{0,72 \cdot 100 \text{ kNcm}}{(20 \text{ cm})^2 \cdot 28 \text{ cm}} = 0,028 \text{ kN/cm}^2$$

Sedaj vse skupaj vstavim v enačbo (44) in dobim:

$$\frac{0,306}{0,367} + \frac{0,028}{1,21 \cdot 0,367} = 0,897 \leq 1$$

Izbrani prerez prečnika $b/h = 20/28 \text{ cm}$ zadošča vsem kontrolam napetosti.

7.2.5 Kontrola deformacij prečnika,

Kontrolo deformacij izvedem po enačbi (39), ki sem jo navedel pri kontroli deformacij glavnega nosilca.

Relativni povesi pridobljeni iz programa Tower 6 znašajo:

$$w_{inst,G} = 1,58 \text{ mm}$$

$$w_{inst,Q,1} = 3,36 \text{ mm}$$

$$w_{inst,Q,i} = 0,02 \text{ mm}$$

Ob upoštevanju enačbe (39) dobim:

$$w_{fin} = 1,58 \text{ mm} \cdot (1 + 0,8) + 3,36 \text{ mm} \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) + 0,02 \text{ mm} \cdot (0,6 + 0 \cdot 0,8) = 6,22 \text{ mm}$$

Preverim še, če je končni povos manjši od dopustnega:

$$w_{fin} = 6,22 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{3360 \text{ mm}}{200} = 16,8 \text{ mm}$$

Povesi prečnika so manjši od dopustnih povesov.

7.3 Dimenzioniranje jeklenega horizontalnega povezja

Med prečniki so v vseh poljih diagonalna jeklena povezja v obliki jeklenih palic premera $\phi = 1 \text{ cm}$ izdelanih iz jekla kvalitete S235, katere so pritrjene na čevlje, ki povezujejo glavne nosilce in prečnike.

Ker so palice vitke, predpostavim, da tlačno ne nosijo nič. Zato sem v modelu modeliral le natezno obremenjene palice v križu, saj predpostavim, da se tlačne uklonijo.

7.3.1 Obremenitve jeklenega povezja

Jeklene palice so obremenjene z natezno silo, ki je posledica obtežbe vetra in potresa ter bočnih sil, ki so posledica tlačne sile v glavnih nosilcih. Bočne sile sem določil na poenostavljenem paličju s pomočjo fiktivne bočne obtežbe q_H , ki jo določim po spodnji enačbi:

$$q_H = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{k_{f,3} \cdot L} \quad (46)$$

kjer so:

k_l	modifikacijski faktor, ki v tem primeru znaša $k_l = 1,00$,
n	število zavarovanih elementov, ki pripadajo enemu zavetrovanju,
N_d	povprečna projektna tlačna sila v glavnemu nosilcu,
$k_{f,3}$	modifikacijski faktor $k_{f,3} = 30$,
L	celotna dolžina sistema, ki se bočno zavaruje, v m (vzamem krajšega izmed razmakov med podporami, $L=15,3 \text{ m}$).

Po enačbi (46) dobim:

$$q_H = 1,0 \cdot \frac{2 \cdot 116,5 \text{ kN}}{30 \cdot 15 \text{ m}} = 0,51 \text{ kN/m}$$

Iz tega dobim največjo osno silo v palicah zavetrovanja $N_{diagonale} = 0,86 \text{ kN}$. To silo prištejem največji osni sili v palicah zavetrovanja N_{pal} , ki je posledica ostalih obtežb na konstrukcijo ter dobim silo, ki je merodajna za dimenzioniranje jeklene palice.

$$N_{Ed} = N_{diagonale} + N_{pal} = 0,86 \text{ kN} + 11,45 \text{ kN} = 12,31 \text{ kN}$$

7.3.2 Kontrola natezne nosilnosti

Kontrolo prečnih prerezov, ki so natezno obremenjeni izvajamo skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, ki kontrolo nosilnosti za vse razrede kompaktnosti prerezov predpisuje z naslednjima enačbama:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (47)$$

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (48)$$

kjer so:

$N_{pl,Rd}$	projektna nosilnost bruto prereza,
$N_{u,Rd}$	projektna nosilnost neto prereza,
γ_{M0}	delni faktor odpornosti, ki znaša $\gamma_{M0} = 1,0$,
γ_{M2}	delni faktor odpornosti, ki znaša $\gamma_{M2} = 1,25$,
f_y	nominalna vrednost napetosti tečenja,
f_u	nominalna vrednost natezne trdnosti,
A	površina prečnega prereza prečni prerez profila.

Merodajna je manjša od obeh nosilnosti (47) in (48).

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,785 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 18,44 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 \cdot 36 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 20,34 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 12,31 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 18,44 \text{ kN}$$

Natezna nosilnost prereza ni prekoračena.

7.4 Dimenzioniranje sekundarnih vzdolžnih nosilcev

Sekundarne vzdolžne nosilce sem zasnoval kot prostoležeče nosilce, ki slonijo na prečnikih in so na njih pritrjeni s pomočjo kotnikov, kar zagotavlja bočno pridržanje prečnikov. Izdelani so iz lepljenega lesa kvalitete GL28h dimenzij $b/h = 20/22$ cm, debelina lamele pa je 4,5 cm.

7.4.1 Obremenitve sekundarnega vzdolžnega nosilca

Nosilci so upogibno obremenjeni z upogibnim momentom $M_{y,d}$, njemu pripadajočo natezno osno silo $N_{x,d,prisp}$ ter prečno silo $V_{z,d}$.

$$M_{y,d} = 31,34 \text{ kNm} \quad \text{največji upogibni moment okoli y osi}$$

$$N_{x,d,prisp} = 13,36 \text{ kN} \quad \text{pripadajoča natezna osna sila}$$

$$V_{z,d} = 52,74 \text{ kN} \quad \text{največja prečna sila v z smeri}$$

7.4.2 Kontrola normalnih napetost

Za kontrolo normalnih napetosti pri upogibu z osno silo standard SIST EN 1995-1 predpisuje naslednji dve enačbi:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (49)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (50)$$

kjer so:

$\sigma_{t,0,d}$	projektne normalne napetosti, zaradi delovanja natezne osne sile,
$f_{t,0,d}$	projektna natezna trdnost lesa,
$\sigma_{m,y,d}$	projektna normalna napetost v prerezu zaradi delovanja upogibnega momenta,
$f_{m,d}$	projektna upogibna trdnost lesa (ker velja $b < 600$ mm in $h < 600$ mm je $f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,d}$),
k_m	redukcijski koeficient, ki za pravokotne prereze zavzema vrednost $k_m = 0,7$.

V mojem primeru (enoosni upogib) je merodajna enačba (49).

Projektne normalne napetosti zaradi delovanja natezne osne sile izračunam po enačbi:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{x,d}}{A} = \frac{N_{x,d}}{b \cdot h} = \frac{13,36 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0,03 \text{ kN/cm}^2 \quad (51)$$

Projektno natezno trdnost lesa določim po s pomočjo spodnje enačbe (52). Pri tem upoštevam tudi vpliv velikosti elementa na upogibno in natezno trdnost s pomočjo faktorja višine k_h . Za pravokotne prereze iz lepljenega lameliranega lesa, pri katerih je višina pri upogibu ali širina (večja dimenzija) pri nategu manjša od določene referenčne vrednosti (600 mm), faktor višine izračunam s pomočjo spodnje enačbe:

$$k_h = \min \left\{ \frac{(600/h)^{0,1}}{1,1} = \frac{(600/220)^{0,1}}{1,1} = 1,1 \right.$$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{1,1 \cdot 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1,54 \text{ kN/cm}^2 \quad (52)$$

Z upoštevanjem faktorja k_h izračunam tudi projektno upogibno trdnost.

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{1,1 \cdot 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 2,22 \text{ kN/cm}^2 \quad (53)$$

Projektno normalno napetost zaradi delovanja upogibnega momenta izračunam po enačbi (42) in dobim:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{31,34 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{1613,3 \text{ cm}^2} = 1,94 \text{ kN/cm}^2 \quad (54)$$

Sedaj podatke iz enačb (51), (52), (53) in (54) vstavim v enačbo (49) in dobim:

$$\frac{0,03}{1,54} + \frac{1,94}{2,22} + 0,7 \cdot 0 = 0,89 \leq 1$$

Projektne normalne napetosti zadostujejo pogoju (49).

7.4.3 Kontrola strižnih napetosti

Strižno nosilnost pravokotnega prereza preverjam po enačbi (43)

Efektivno širino b_{ef} izračunam po spodnji enačbi, pri čemer upoštevam za lepljen les vrednost koeficienta $k_{cr} = 0,67$.

$$b_{ef} = b \cdot k_{cr} = 20 \text{ cm} \cdot 0,67 = 13,04 \text{ cm}$$

Projektno strižno trdnost $f_{v,d}$ izračunam po spodnji enačbi:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,32}{1,25} = 0,23 \text{ kN/cm}^2$$

Vse skupaj vstavim v enačbo (43) in dobim:

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \frac{52,74 \text{ kN}}{13,4 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}} = 0,218 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0,23 \text{ kN/cm}^2$$

Ker je $\tau_{z,d} \leq f_{v,d}$ je pogoju strižne nosilnosti zadoščeno.

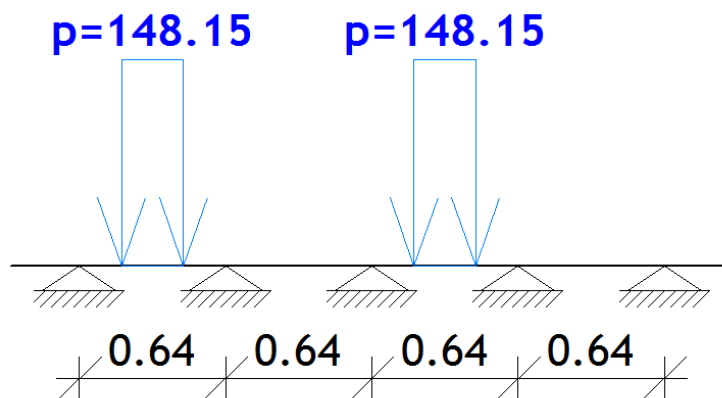
7.5 Dimenzioniranje podnic

Podnice so zasnovane kot kontinuirani nosilci, ki ležijo na sekundarnih vzdolžnih nosilcih, z medsebojnim odmikom 1 cm, kar zagotavlja nemoteno odtekanje površinske vode. So elementi prečnega prereza $b/h=20/10$ cm, iz lesa kvalitete D60. Na vsak sekundarni nosilec je podnica pritrjena z lesnim vijakom Rothoblaas tipa HBS $\phi 6 - 180mm$, ki preprečuje dvig podnice nad vsakim nosilcem

7.5.1 Obremenitve podnic

Glavna obremenitev podnic je servisno vozilo, ki ima najbolj neugoden vpliv za upogibni moment in prečno silo, če je postavljen kot je prikazano na spodnji skici (Slika 51). Pri tem sem upošteval raznost obtežbe do srednje ravnine podnice. Podnice dimenzioniram na največji upogibni moment $M_{y,d}$ in prečno silo $V_{z,d}$. Na koncu izvedem še kontrolo izvleka vijaka na silo F_{izvl} , ki jo dobim kot reakcijo v krajni podpori modela.

$M_{y,d} = 5,33 \text{ kNm}$	največji upogibni moment okoli y osi
$V_{z,d} = 31,38 \text{ kN}$	največja prečna sila v z smeri
$F_{izvl} = 4,15 \text{ kN}$	največja izvlečna osna sila



Slika 51: Najbolj neugodna postavitev obtežbe servisnega vozila

7.5.2 Kontrola normalnih napetosti

Za kontrolo upogibne nosilnosti je merodajna enačba kontrole enosnega upogiba:

$$\sigma_{m,y,d} \leq f_{m,y,d} \quad (55)$$

kjer sta:

$\sigma_{m,y,d}$	maksimalna projektna normalna napetost v prerezu zaradi delovanja upogibnega momenta,
$f_{m,y,d}$	projektna upogibna trdnost lesa.

Maksimalne normalne napetosti dobim s pomočjo spodnje enačbe v katero vstavimo projektni upogibni moment $M_{y,d}$ in odpornostni moment prereza W_y .

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 10^2}{6} = 333,33 \text{ cm}^3$$
$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{5,33 \cdot 100 \text{ kNcm}}{333,33 \text{ cm}^3} = 1,60 \text{ kN/cm}^2$$

Projektno upogibno trdnost lesa $f_{m,y,d}$ izračunam po spodnji enačbi:

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

kjer so:

k_{mod}	modifikacijski faktor, ki upošteva zmanjšanje trdnosti lesa zaradi trajanja obtežbe in pogojev okolja (temperature in vsebnosti vlage),
$f_{m,k}$	karakteristična upogibna trdnost lesa,
γ_M	materialni varnostni faktor, za masiven les $\gamma_M = 1,3$,
k_h	faktorja višine k_h .

Faktor višine k_h za prereze iz masivnega lesa s karakteristično gostoto $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$ izračunam s pomočjo spodnje enačbe:

$$k_h = \min \left\{ \frac{(150/h)^{0,2}}{1,3} = \frac{(150/100)^{0,1}}{1,3} = 1,084 \right.$$

Za les D60 in merodajno obtežno kombinacijo velja:

$$f_{m,y,d} = 0,9 \cdot \frac{1,084 \cdot 6,0}{1,3} = 4,50 \text{ kN/cm}^2$$

Iz enačbe (55) dobim:

$$1,60 \text{ kN/cm}^2 \leq 4,50 \text{ kN/cm}^2$$

Normalne napetosti po prerezu niso prekoračene.

7.5.3 Kontrola strižnih napetosti

Strižno napetost v pravokotnem prerezu izračunam po enačbi (33) in dobim:

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{31,08 \text{ kN}}{13,4 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}} = 0,351 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

.Projektno strižno trdnost $f_{v,d}$ izračunam po spodnji enačbi:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,53 \text{ kN/cm}^2}{1,3} = 0,367 \text{ kN/cm}^2$$

Ker je $\tau_{z,d} \leq f_{v,d}$ je pogoju strižne nosilnosti zadoščeno.

7.5.4 Kontrola izvlečne sile vijaka

Kontrolo izvlečne nosilnosti vijaka naredim s pomočjo naslednjega izraza:

$$F_{izvl} < F_{ax,\alpha,Rd} \quad (56)$$

Za izračun izvlečne nosilnosti vijaka pod kotom α glede na vlakna lesa najprej izračunam **karacteristično izvlečno trdnost pravokotno na vlakna lesa**, ki jo izračunam s pomočjo enačbe:

$$f_{ax,k} [N/mm^2] = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} [kg/m^3] \quad (57)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota v kg/m^3

Nadalje lahko izračunam karakteristično izvlečno trdnost pod kotom α glede na vlakna lesa $f_{ax,\alpha,k}$ po enačbi:

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cdot \cos^2 \alpha} \quad (58)$$

Po enačbah (57) in (58) dobim za les GL28h:

$$f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 410^{1,5} = 29,89 \text{ N/mm}^2$$

V konkretnem primeru velja $\alpha = 90^\circ \rightarrow f_{ax,90,k} = f_{ax,k} = 29,89 \text{ N/mm}^2$

Sedaj lahko izračunam karakteristično izvlečno nosilnost vijaka po enačbi (Dobriča P, 2008)

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} \quad (59)$$

kjer so:

n_{ef} efektivno število lesnih vijakov, $n_{ef} = n^{0,9}$,

d zunanji premer navoja lesnega vijaka,

l_{ef} dolžina vtisnjenjega navojnega dela, zmanjšana za en premer lesnega vijaka, $l_{ef} = t_2 - d$.

Za vijake tipa Rothoblass HBS $\phi 6 - 180\text{mm}$ s $t_2 = 75\text{ mm}$ s pomočjo enačbe (59) dobim:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = 1^{0,9} \cdot (\pi \cdot 6\text{mm} \cdot (75\text{mm} - 6\text{mm}))^{0,8} \cdot 29,89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 9,27\text{ kN}$$

Nadalje izračunam še projektno izvlečno nosilnost vijaka s pomočjo spodnje enačbe:

$$F_{ax,\alpha,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{9,27\text{ kN}}{1,3} = 6,41\text{ kN}$$

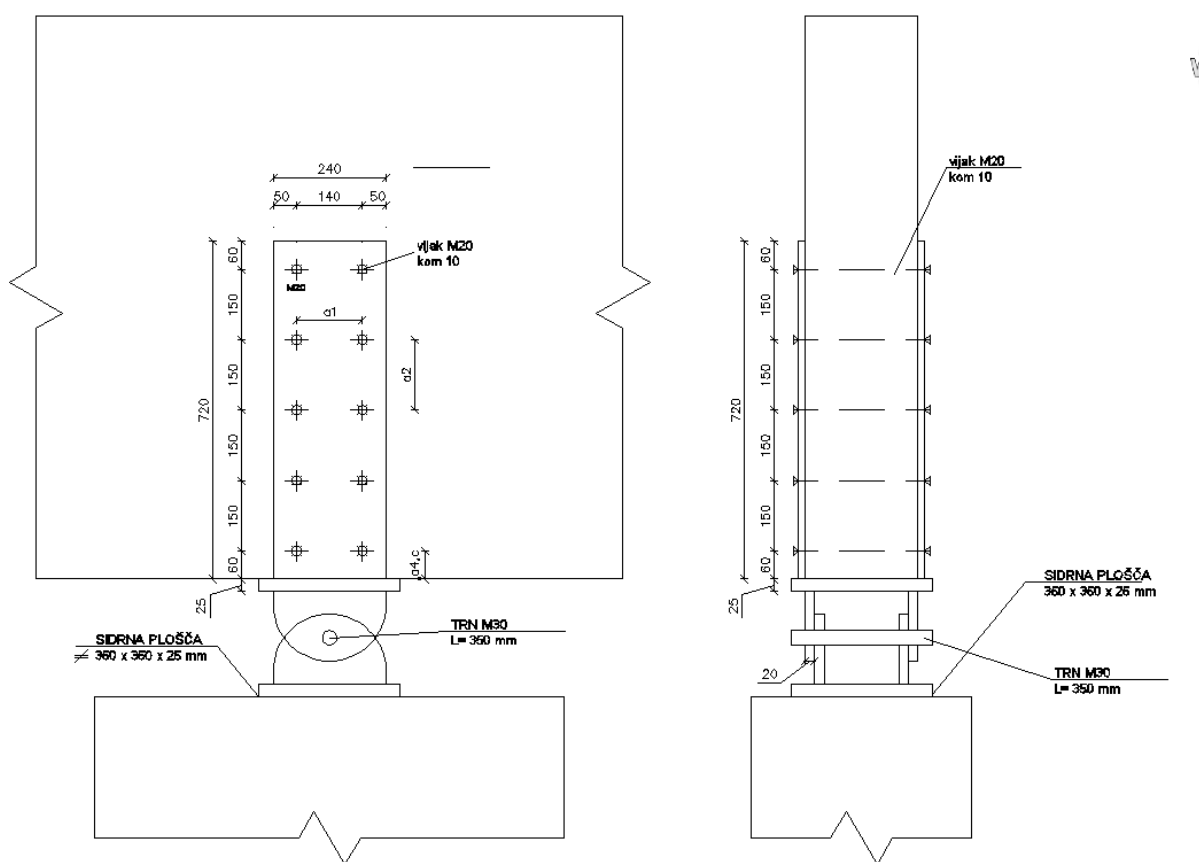
Na podlagi enačbe (56) dokažemo:

$$F_{izvl} = 4,12\text{ kN} < F_{ax,\alpha,Rd} = 6,41\text{ kN}$$

8 DIMENZIONIRANJE STIKOV IN PRIKLJUČKOV

8.1 Priključek glavnega nosilca na vmesni opornik

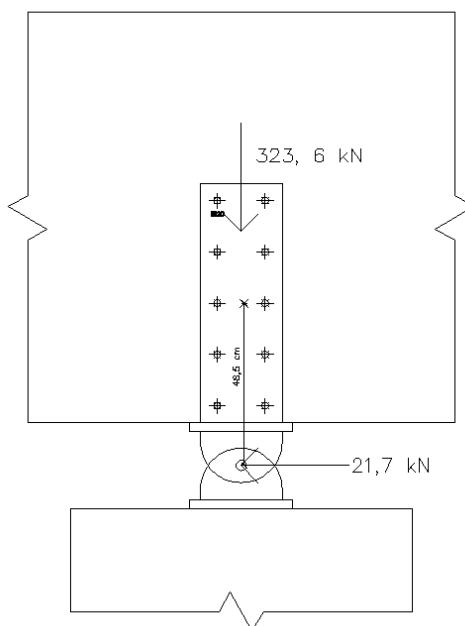
Priključek med glavnimi nosilci in betonskimi oporniki izvedemo preko jeklenih ležišč, ki na krajnih opornikih omogočajo pomik v smeri osi brvi, na vmesnih opornikih pa so ležišča sidrana v le te. Ležišče je sestavljeno iz jeklene plošče debeline 2,5 cm na katere sta privarjeni dve vertikalni pločevini debeline 1,5 cm, ki objameta glavni nosilec. Skozi ti dve vertikalni pločevini je v predhodno uvtane luknje glavnega nosilca vstavljeno 10 vijakov M20 kvalitete 8.8. Na betonskem oporniku prav tako leži jeklena plošča, ki je sidrana v opornik. Obe jekleni plošči sta povezanih preko privarjenih vertikalnih jeklenih pločevin kvalitete S235. Podložna plošča je preko dveh vertikalnih pločevin pritrjena na jeklen trn debeline 3cm, ki omogoča zasuke glavnega nosilca.



Slika 52: Priključek glavnega nosilca na opornik

8.1.1 Obremenitev spoja

Glavni obremenitvi spoja sta reakciji na vmesnem oporniku $V_{z,d} = 323,60 \text{ kN}$ v vertikalni smeri in $V_{x,d} = 21,70 \text{ kN}$ v horizontalni smeri.



Slika 53: Obremenitev priključka na vmesno podporo

8.1.2 Dimenzioniranje vijakov

Spoj obravnavam kot spoj z dvema priključnima ravninama v zvezi les-jeklo, pri čemer je pločevina na zunanji strani lesenega elementa. V skladu s točko 8.2.3 standarda SIST EN 1995-1-1:2005 je karakteristična nosilnost zveze jeklo-les odvisna od debeline jeklene pločevine, ki jih delimo na tanke ($t \leq 0,5d$) in debele ($t \geq d$). Za pločevine s $0,5 \cdot d < t < d$ se karakteristična nosilnost zveze izračuna z linearno interpolacijo med mejnimi vrednosti za tanko in debelo ploščo.

Karakteristično nosilnost vijaka v eni strižni ravnini privzamemo kot najmanjšo vrednost spodnjih izrazov:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \end{cases} \quad \text{za tanke jeklene plošče } t \leq 0,5 \cdot d$$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \end{cases} \quad \text{za debele jeklene plošče } t \geq d \quad (60)$$

kjer so:

$F_{v,Rk}$	karakteristična nosilnost vijaka v eni strižni ravnini,
$f_{h,2,k}$	karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa,
t_2	debelina srednjega lesenega elementa,
d	premer vijaka,
$M_{y,Rk}$	karakteristični moment popolne plastifikacije vijaka,

Karakteristično vtisno trdnost lesa v smeri sile za vijake do 30 mm določimo s spodnjim izrazom:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (61)$$

kjer so:

$f_{h,\alpha,k}$	karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri sile,
$f_{h,0,k}$	karakteristična vtisna trdnost lesa vzporedno z vlakni lesa,
α	kot med silo in smerjo vlaken,
k_{90}	koeficient ki upošteva vpliv ortotropnosti lesa $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d[\text{mm}]$.

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 20 = 1,65$$

Karakteristično vtisno trdnost lesa vzporedno z vlakni lesa določimo z izrazom:

$$f_{h,0,k} [N/mm^2] = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d[\text{mm}]) \cdot \rho_k [kg/m^3] \quad (62)$$

kjer so:

ρ_k	karakteristična gostota lesa
d	premer vijaka

Za izračun karakteristične nosilnosti vijaka potrebujem še karakteristično vrednost momenta plastifikacije vijaka, ki ga izračunamo po spodnjem izrazu:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} [N/mm^2] \cdot d[\text{mm}]^{2,6} \quad (63)$$

kjer je:

$f_{u,k}$	karakteristična natezna trdnost vijaka,
d	premer vijaka.

Po enačbi (62) sledi,

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 410 \text{ kg/m}^3 = 26,90 \text{ N/mm}^2$$

kar vstavim v enačbo (61) in dobim:

$$\min f_{h,\alpha,k} = \frac{26,8990 \text{ N/mm}^2}{1,65 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 16,30 \text{ N/mm}^2$$

Pri tem sem upošteval kot $\alpha = 90^\circ$ pri katerem dobim najmanjšo nosilnost in sm tako na vrani strani.

Nadalje na podlagi enačbe (63) izračunam še karakteristični moment plastifikacije vijaka:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 20^{2,6} = 579280 \text{ Nmm} = 57,93 \text{ kNcm}$$

Sedaj lahko po enačbi (60) izračunam karakteristično odpornost enega vijaka eni strižni ravnini posebej za debele in tanke plošče

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 16,30 \cdot 240 \cdot 20 \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 579280 \cdot 16,30 \cdot 20} \end{array} \right. = \frac{39121,45 \text{ N}}{22349,83 \text{ N}} = 22349,83 \text{ N}$$
$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 16,30 \cdot 240 \cdot 20 \\ 2,3 \cdot \sqrt{579280 \cdot 16,30 \cdot 20} \end{array} \right. = \frac{39121,45 \text{ N}}{31607,44 \text{ N}} = 31607,44 \text{ N}$$

Ker imamo zaplato debeline $t = 15 \text{ mm}$ ($= 0,75 \text{ d}$) moram izvesti še linearno interpolacijo med izrazoma za tanke in debele pločevine s pomočjo spodnje enačbe:

$$f(x) = y_i + \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} \cdot (x - x_i) \quad (64)$$

Vstavim podatke v zgornjo enačbo (64) in dobim karakteristično odpornost enega vijaka eni strižni ravnini:

$$F_{v,Rk} = 22349,83 \text{ N} + \frac{31607,44 \text{ N} - 22349,83 \text{ N}}{20 \text{ mm} - 10 \text{ mm}} \cdot (15 \text{ mm} - 10 \text{ mm}) = 26978,64 \text{ N}$$

Ker imamo dve strižni ravnini, skupna karakteristična odpornost enega vijaka znaša:

$$F_{v,Rk,skupno} = 26,98 \cdot 2 = 53,96 \text{ kN}$$

projektno odpornost enega vijaka pa dobim s pomočjo izraza:

$$F_{v,Rd,skupno} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk,skupno}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{53,96 \text{ kN}}{1,3} = 37,35 \text{ kN}$$

Standard predpisuje tudi zmanjšanje nosilnosti vijačne zveze z uporabo števila n_{ef} , ki predstavlja efektivno število zaporednih vijakov v ravni vrsti na razdalji a_1 . Za vijake obremenjene pravokotno na vlakna velja $n_{ef} = n$, zato redukcije nosilnosti vijačne zveze ne bom upošteval.

Z namenom zagotovitve varnosti priključne ravnine, moramo vijake razporediti vsaj toliko narazen kolikor to predpisuje standard SIST EN 1995-1-1:2005 v preglednici 8.4.

Preglednica 16: Preglednica minimalnih dovoljenih razmakov med vijaki

označba razmika	kot α napram vlaknom lesa	minimalni dovoljeni razmik
a_1 (v smeri vlaken)	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos\alpha) \cdot d$
a_2 (pravokotno na vlakna)	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 \cdot d$
$a_{3,t}$ (obremenjen konec)	$-90 \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max\{7 \cdot d; 80 \text{ mm}\}$
$a_{3,c}$ (neobremenjen konec)	$90 \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max\{(1 + 6 \cdot \sin\alpha) \cdot d; 4 \cdot d\}$
	$150 \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 \cdot d$
	$210 \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max\{(1 + 6 \cdot \sin\alpha) \cdot d; 4 \cdot d\}$
$a_{4,t}$ (obremenjen rob)	$0 \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max\{(2 + 2 \cdot \sin\alpha) \cdot d; 3 \cdot d\}$
$a_{4,c}$ (neobremenjen rob)	$180 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

V našem primeru znašajo:

$$a_1 = 140 \text{ mm} > (4 + |\cos 90^\circ|) \cdot 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

$$a_2 = 150 \text{ mm} > 4 \cdot 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

$$a_{4,c} = 60 \text{ mm} \geq 3 \cdot 20 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

Zaradi horizontalne sile $V_{x,d}$ so vijaki obremenjeni še z dodatnim momentom glede na težišče vijakov:

$$M_{Vx} = V_{x,d} \cdot e = 21,7 \text{ kN} \cdot 0,485 \text{ m} = 10,52 \text{ kNm}$$

Nadalje določim največjo silo s katerim so obremenjeni vijaki zaradi momenta M_{Vx}

$$F_{m,max,d} = \frac{r_{max} \cdot M_{Vx}}{\sum_i r_i^2} \quad (65)$$

kjer sta:

r_{max} razdalja med težiščem vijakov in najbolj oddaljenim vijakom

$$r_{max} = \sqrt{30^2 + 7^2} = 30,8 \text{ cm}$$

r razdalja med težiščem vijakom in posameznim vijakom.

$$\sum_i r_i^2 = 4 \cdot (30,8)^2 + 4 \cdot (16,55)^2 + 2 \cdot 7^2 = 4990 \text{ cm}^2$$

Po enačbi (65) dobim:

$$F_{m,max} = \frac{30,8 \text{ cm} \cdot 10,52 \text{ kNm} \cdot 100}{4990 \text{ cm}^2} = 6,49 \text{ kN}$$

Pa podlagi dobljenega določim največjo silo s katero je obremenjen najbolj obremenjen vijak:

$$F_{max,d} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{10} + F_{m,max,z}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{10} + F_{m,max,x}\right)^2}$$
$$F_{max,d} = \sqrt{\left(\frac{323,60}{10} + 1,47\right)^2 + \left(\frac{21,7}{10} + 6,32\right)^2} = 34,87 \text{ kN}$$

Iz tega lahko dokažem, da je 10 vijakov v spoju sposobno prenesti obremenitev.

$$F_{max} = 34,87 \text{ kN} < F_{v,Rd,skupno} = 37,5 \text{ kN}$$

8.1.3 Dimenzioniranje trna

Trn obravnavam kot jeklen čep premera $d = 3 \text{ cm}$, ki je izdelan iz jekla kvalitete 8.8 kot vijaki. S pomočjo preglednice 3.10 standarda SIST EN 1993-1-8:2005, ki podaja zahteve za projektiranje spojev s čepi, dimenzioniramo obravnavan trn glede na strižno nosilnost čepa in nosilnost na bočni pritisk čepa.

Strižno nosilnost čepa določim z enačbo:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot \frac{A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} > F_{v,Ed} \quad (66)$$

kjer so:

- A površina prečnega prereza čepa,
- γ_{M2} delni varnostni faktor in znaša $\gamma_{M2} = 1,25$,
- f_{up} natezna trdnost čepa.

Po enačbi (66) dobim:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot \frac{\frac{\pi \cdot 3^2}{4} \cdot 80 \text{ kN}}{1,25} = 452,3 \text{ kN} > F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{2}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{2}\right)^2} = 162,16 \text{ kN}$$

Projektna strižna obremenitev čepa je manjša od projektne strižne nosilnosti.

Nadalje s pomočjo enačbe (67) preverim še nosilnost na bočni pritisk za pločevino in čep:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot d \cdot t \cdot f_y / \gamma_{M0} > F_{b,Ed} \quad (67)$$

kjer so:

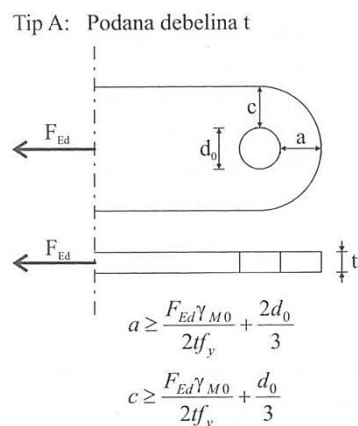
- f_y manjša od napetosti tečenja za čep in pločevino,
 t debelina priključnega elementa (pločevine),
 γ_{M0} materialni varnostni faktor $\gamma_{M0} = 1,0$.

Iz enačbe (67) dobim:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 23,5}{1,0} = 264,37 > F_{b,Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{2}\right)^2 + \left(\frac{V_{x,d}}{2}\right)^2} = 162,16 \text{ kN}$$

Nosilnost na bočni pritisk ni prekoračena.

V spojih s čepi morajo tudi pločevine z luknjami ustrezati dimenzijskim zahtevam, ki jih določa preglednica 3.9 v standardu SIST EN 1993-1-8, in so prikazane na spodnji sliki. (Slika 54)



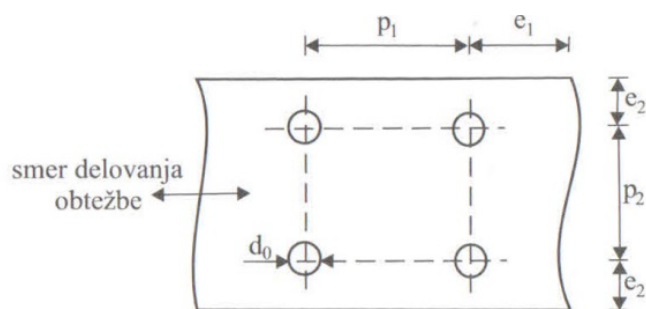
Slika 54: Geometrijske zahteve za pločevine z luknjo za čep

Za debelino pločevine $t = 2,5 \text{ cm}$ preverim naslednji dve zahtevi:

$$a \geq \frac{162,16 \text{ kN} \cdot 1,0}{2 \cdot 2,5 \cdot 23,5} + \frac{2 \cdot 3,1}{3} = 3,44 \text{ cm} < a_{izb} = 3,5 \text{ cm}$$

$$c \geq \frac{162,16 \text{ kN} \cdot 1}{2 \cdot 2,5 \cdot 23,5} + \frac{3,1}{3} = 2,41 \text{ cm} < c_{izb} = 3,5 \text{ cm}$$

Zagotovit moram še ustrezno razporeditev lukenj za vijake, ki je pogojena z nosilnostjo in zagotavlja, da pri izkoriščenih nosilnosti na bočni pritisk ne pride do iztrganja strižno obremenjenega vijaka ali porušitve po neto prerezu pločevine. V skladu s preglednico 3.3. standarda SIST EN 1993-1-8 znašajo običajni razmaki, ki so označeni na spodnji sliki (Slika 55).



Slika 55: Robne oddaljenosti e_1 in e_2 ter razmaki p_1 in p_2

$$e_1 = 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 22 = 44 \text{ mm} \rightarrow e_{1,izbr} = 60 \text{ mm}$$

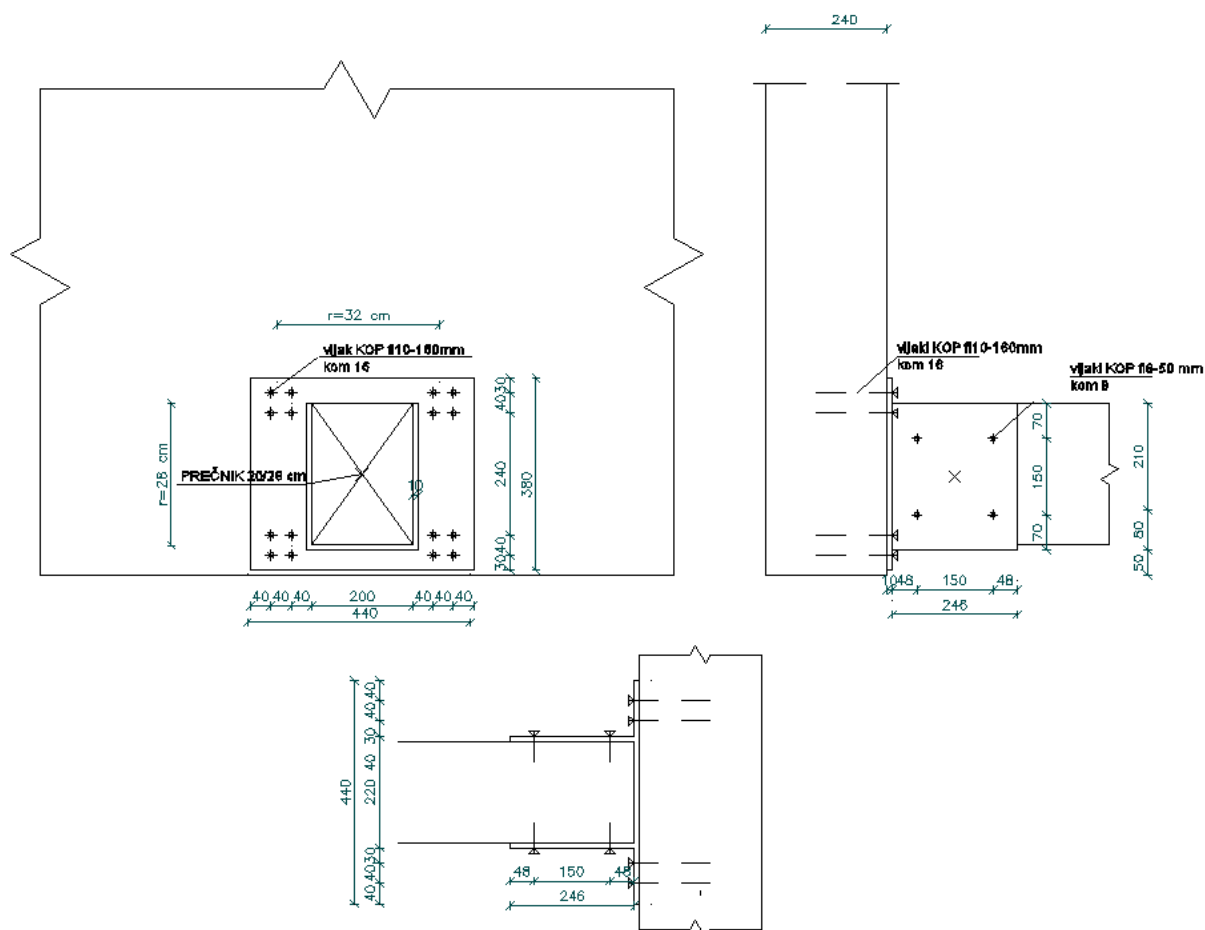
$$e_2 = 1,5 \cdot d_0 = 1,5 \cdot 22 = 44 \text{ mm} \rightarrow e_{2,izbr} = 60 \text{ mm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm} \rightarrow p_{1,izbr} = a_2 = 150 \text{ mm}$$

$$p_2 = 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm} \rightarrow p_{2,izbr} = a_1 = 140 \text{ mm}$$

8.2 Spoj prečnika in glavnega nosilca

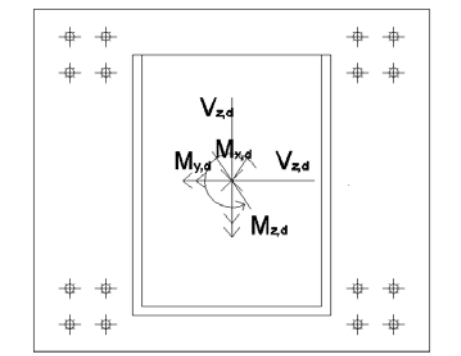
Spoj med glavnimi nosilci in prečniki izvedem s pomočjo jeklenega čevlja, ki je z lesnimi vijaki privijačen v glavni nosilec. Na drugi strani je prav tako v čevelj privijačen tudi prečnik. Čevelj je izdelan iz medsebojno privarjenih jeklenih pločevin kvalitete S235 debeline 1 cm, ki so na glavne nosilce predhodno privijačene z 16 lesnimi vijaki tipa KOP $\Phi/l = 10 - 160 \text{ mm}$ (proizvajalca Rothoblass). Efektivni premer vijaka na navoju znaša $d_{ef} = 7 \text{ mm}$.



Slika 56: Spoj prečnika in glavnega nosilca

8.2.1 Obremenitev spoja

Najbolj neugodno kombinacijo obremenitev v spoju predpostavlja naslednja kombinacija obremenitev prečni sili $V_{z,d} = 75,13 \text{ kN}$ in $V_{y,d} = 15,74 \text{ kN}$ ter upogibna momenta $M_{y,d} = -5,20 \text{ kNm}$ in $M_{z,d} = -3,99 \text{ kNm}$ ter torzijski moment $M_{x,d} = 0,539 \text{ kNm}$.



Slika 57: Obremenitev spoja prečnika in glavnega nosilca

8.2.2 Dimenzioniranje vijakov

Spoj obravnavam kot spoj z eno strižno ravnino v zvezi les-jeklo. V skladu s točko 8.2.3 standarda SIST EN 1995-1-1:2005 je karakteristična nosilnost zveze jeklo-les odvisna od debeline jeklene pločevine, ki jih delimo na tanke ($t \leq 0,5 \cdot d$) in debele ($t \geq d$). Za plošče z $0,5 \cdot d < t < d$ se karakteristična nosilnost zveze izračuna z linearno interpolacijo med mejnimi vrednostmi za tanko in debelo ploščo. V našem primeru gre za debelo ploščo, saj je $d = t = 10 \text{ mm}$.

Karakteristično nosilnost vijaka v eni strižni ravnini privzamem kot najmanjšo vrednost spodnjih izrazov:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{\frac{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d + \frac{F_{ax,Rk}}{4}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1}} \end{array} \right. \quad (68)$$

kjer so:

$F_{v,Rk}$	karakteristična nosilnost vijaka v eni strižni ravnini,
$f_{h,1,k}$	karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa,
t_1	debelina srednjega lesenega elementa,
d	premer vijaka,
$M_{y,Rk}$	karakteristični moment popolne plastifikacije vijaka,
$F_{ax,Rk}$	karakteristična izvlečna nosilnost vijaka.

Karakteristično vtisno trdnost lesa v smeri sile za lesne vijake določim s enačbo (69):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (69)$$

kjer so:

$f_{h,\alpha,k}$	karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri sile,
$f_{h,0,k}$	karakteristična vtisna trdnost lesa vzporedno z vlakni lesa,
α	kot med silo in smerjo vlaken,
k_{90}	koeficient ki upošteva vpliv ortotropnosti lesa $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d[\text{mm}]$.

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 7\text{mm} = 1,455$$

Karakteristično bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni lesa za lesne vijake pri kateri $d > 6 \text{ mm}$ določim z enakim izrazom kot za vijake po enačbi (70):

$$f_{h,0,k}[\text{N/mm}^2] = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d[\text{mm}]) \cdot \rho_k[\text{kg/m}^3] \quad (70)$$

kjer so:

ρ_k	karakteristična gostota lesa,
d	premer vijaka v steblu vijaka.

Za izračun karakteristične nosilnosti vijaka potrebujem še karakteristično vrednost momenta plastifikacije lesnega vijaka, ki ga izračunam po spodnjem izrazu (71):

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k}[\text{N/mm}^2] \cdot d[\text{mm}]^{2,6} \quad (71)$$

kjer je:

$f_{u,k}$	karakteristična natezna trdnost vijaka, $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$,
d	premer vijaka v območju stebla vijaka.

Pri računu nosilnosti za d upoštevam d_{ef} , ki predstavlja navoja lesnega vijaka brez navojev in znaša $d_{ef} = 7 \text{ mm}$ in sem s tem na varni strani.

Po enačbah (69), (70) in (71) dobim:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 7) \cdot 410 \text{ kg/m}^3 = 31,26 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{31,26}{1,455 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 21,48 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 7 \text{ mm}^{2,6} = 37797,8 \text{ Nmm}$$

Pri tem upoštevam kot $\alpha = 90^\circ$ in sem s tem na varni strani.

Za izvrednotenje enačbe (68) je potrebno izračunati še **karakteristično izvlečno nosilnost vijaka** $F_{ax,Rk}$, ki jo izračunam s pomočjo izraza (72). Izvlečno trdnost izračunam s pomočjo izrazov (57) in (58). Tako dobim za vijake KOP $\phi 10 - 160\text{mm}$:

$$f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 410^{1,5} = 29,89 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{29,89 \text{ N/mm}^2}{\sin^2 90^\circ + 1,5 \cdot \cos^2 90^\circ} = 29,89 \text{ N/mm}^2$$

Sedaj lahko izračunam karakteristično izvlečno nosilnost vijaka po enačbi (Dobriča P, 2008)

$$F_{ax,\alpha,Rk} = (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} \quad (72)$$

kjer so:

d	zunanj premer navoja lesnega vijaka,
$f_{ax,\alpha,k}$	karakteristična izvlečna trdnost pod kotom α glede na vlakna lesa,
l_{ef}	dolžina vtisnjene navojnega dela, zmanjšana za en premer lesnega vijaka, $l_{ef} = t_2 - d_{brutto}$.

Za vijake tipa KOP $\phi 10 - 160\text{mm}$ z $t_2 = 96 \text{ mm}$ dobim po enačbi (72):

$$F_{ax,\alpha,Rk} = (\pi \cdot 7 \text{ mm} \cdot (96\text{mm} - 10\text{mm}))^{0,8} \cdot 29,89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 12500,4 \text{ N}$$

Sedaj dobljene vrednosti vstavim v enačbo (68) in dobim:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 21,48 \cdot 240 \cdot 7 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 37797,8}{21,48 \cdot 7 \cdot 240^2}} - 1 \right] + \frac{12500,4 \text{ N}}{4} \\ \frac{2,3 \cdot \sqrt{37797,8 \cdot 21,48 \cdot 7} + \frac{12500,4 \text{ N}}{4}}{21,48 \cdot 7 \cdot 240} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 18294,7 \text{ N} \\ 8,608 \text{ N} = 8,61 \text{ kN} \\ 36068,4 \text{ N} \end{cases}$$

Sedaj izračunam še projektno vrednost strižne nosilnosti vijaka:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{8,61 \text{ kN}}{1,3} = 5,96 \text{ kN}$$

Projektno strižno obremenitev skupine vijakov izračunam kot rezultanto sil $V_{z,d}$ in $V_{y,d}$:

$$F_d = \sqrt{V_{z,d}^2 + V_{y,d}^2} = \sqrt{75,13^2 + 15,74^2} = 76,76 \text{ kN}$$

Vpliv torzijskega momenta je zanemarljivo majhen, zato ga pri določanju strižne obremenitve vijakov zanemarim.

Sedaj lahko izračunam nosilnost vijačne zveze s pomočjo enačbe (73):

$$F_{ef,Rd} = m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd} \quad (73)$$

Pri tem upoštevam, da za lesne vijake obremenjene pravokotno na vlakna velja $n_{ef} = n$ in dobim po enačbi (73):

$$F_{ef,Rd} = 4 \cdot 4 \cdot 5,96 \text{ kN} = 95,37 \text{ kN}$$

Ker je $F_d = 76,76 \text{ kN} < F_{ef,Rd} = 95,37 \text{ kN}$ za prevzem obremenitve ustreza 16 vijakov.

Upogibna momenta $M_{y,d}$ in $M_{z,d}$ pa na vijake v spoju povzročata še dodatne izvlečne sile, ki jih morajo prevzeti. Projektno izvlečno nosilnost vijaka izračunamo s pomočjo enačbe:

$$F_{ax,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,Rd}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{12,50 \text{ kN}}{1,3} = 8,65 \text{ kN}$$

Maksimalno projektno izvlečno silo na en vijak zaradi momenta dobim s pomočjo s pomočjo spodnje enačbe, tako da moment delim z številom vijakov v skupini in ročico (srednja razdalja med obema skupinama vijakov):

$$F_{ax,d} = \frac{M}{n \cdot r} \quad (74)$$

Za moment $M_{y,d}$ s pomočjo enačbe (74) dobim silo $F_{max,my}$:

$$F_{max,my} = \frac{M_{y,d}}{8 \cdot 28 \text{ cm}} = \frac{640 \text{ kNcm}}{224 \text{ cm}} = 2,86 \text{ kN}$$

Na podoben način iz enačbe (74) dobim silo zaradi momenta $M_{z,d}$:

$$F_{max,mz} = \frac{M_{z,d}}{8 \cdot 32 \text{ cm}} = \frac{399 \text{ kNcm}}{256 \text{ cm}} = 1,55 \text{ kN}$$

Maksimalna skupna izvlečena sila zaradi delovanja momentov $M_{y,d}$ in $M_{z,d}$, ki pade na najbolj obremenjen vijak je torej:

$$F_{max} = F_{max,my} + F_{max,mz} = 2,86 \text{ kN} + 1,55 \text{ kN} = 4,41 \text{ kN}$$

Ker je $F_{max} = 7,49 \text{ kN} < F_{ax,Rd} = 8,65 \text{ kN}$ so vijaki v spoju zmožni prenesti tudi upogibna momenta $M_{y,d}$ in $M_{z,d}$.

Standard SIST EN 1993-1-8 za lesne vijake, ki so obremenjeni strižno in izvlečno določa še naslednjo kontrolo:

$$\left[\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (75)$$

Tako za najbolj obremenjen vijak po enačbi (75) dobim:

$$\left[\frac{4,41 \text{ kN}}{8,65 \text{ kN}} \right]^2 + \left[\frac{76,76 \text{ kN}}{95,37 \text{ kN}} \right]^2 = 0,908 \leq 1$$

Na tem mestu je potrebno izvesti še kontrolo tlačnih napetosti zaradi upogibnih momentov $M_{y,d}$ in $M_{z,d}$, zaradi katerih jeklena pločevina pritiska pravokotno na vlakna glavnega nosilca. To storim s pomočjo spodnje enačbe:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{M_d}{A \cdot r} \quad (76)$$

Kjer so:

M_d	upogibni moment,
r	ročica momenta (upoštevam srednjo razdaljo med posameznimi skupinami vijakov),
A	površina pod posamezno skupino 4 vijakov $A = 14 \cdot 14 \text{ cm} = 196 \text{ cm}^2$

Zaradi delovanja momenta $M_{y,d}$ dobim so pomočjo enačbe (76) naslednje napetosti:

$$\sigma_{c,90,d(My)} = \frac{640 \text{ kNcm}}{196 \text{ cm}^2 \cdot 28 \text{ cm}} = 0,116 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Podobno dobimo napetosti zaradi momenta $M_{z,d}$:

$$\sigma_{c,90,d(Mz)} = \frac{399 \text{ kNcm}}{196 \text{ cm}^2 \cdot 32 \text{ cm}} = 0,064 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Maksimalna skupna tlačna napetost pravokotno na vlakna zaradi delovanja momentov $M_{y,d}$ in $M_{z,d}$ pod skupino najbolj obremenjenih vijakov znaša:

$$\sigma_{c,90,d} = \sigma_{c,90,d(My)} + \sigma_{c,90,d(Mz)} = 0,116 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,064 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,180 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektno tlačno trdnost pravokotno na vlakna za lepljen les GL28h dobim s pomočjo spodnje enačbe:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{0,3 \text{ kN/cm}^2}{1,3} = 0,208 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna tlačna napetost pravokotno na vlakna je manjša od projektne tlačne trdnosti pravokotno na vlakna:

$$\sigma_{c,90,d} = 0,180 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,90,d} = 0,208 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

8.3 Stik med čevljem in prečnikom

Sile se med prečnikom in čevljem se prenašajo preko kontaktnih površin oz. preko osmih lesnih vijakov tipa KOP $\Phi/l = 8/50 \text{ mm}$ proizvajalca Rothoblaas.

Prečni sili $V_{z,d}$ in $V_{y,d}$ se na čevljev prenašata preko kontaktnih površin v čevlju. V ta namen izračunam projektno tlačno trdnost lesa D60 pravokotno na vlakna s pomočjo enačbe (77) in dobim:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} \quad (77)$$

k_{mod}	modifikacijski faktor, ki upošteva zmanjšanje trdnosti lesa zaradi trajanja obtežbe in pogojev okolja (temperature in vsebnosti vlage),
$f_{c,90,k}$	karakteristična upogibna trdnost lesa,
γ_M	materialni varnostni faktor, za lepljen les $\gamma_M = 1,25$.

Po enačbi (77) dobim za les D60:

$$f_{c,90,d} = 0,9 \cdot \frac{1,05 \text{ kN/cm}^2}{1,3} = 0,73 \text{ kN/cm}^2$$

Kontaktne napetosti, ki izhajajo iz tlačne sile izračunam s pomočjo spodnje enačbe:

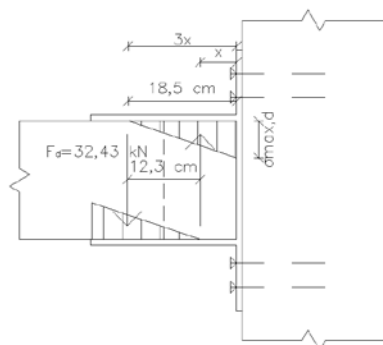
$$\sigma_d = \frac{F_d}{A} < f_{c,90,d} \quad (78)$$

Sedaj preverim dobljene kontaktne napetosti zaradi prečnih sil $V_{z,d}$ in $V_{y,d}$ s pomočjo enačbe (78):

$$\sigma_{c,90,d,z} = \frac{V_{z,d}}{A} = \frac{75,13 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 24,6 \text{ cm}} = 0,15 \text{ kN/cm}^2 < f_{c,90,d} = 0,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d,y} = \frac{V_{y,d}}{A} = \frac{15,74 \text{ kN}}{24,6 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm}} = 0,03 \text{ kN/cm}^2 < f_{c,90,d} = 0,73 \text{ kN/cm}^2$$

Prav tako preko kontaktnih napetosti prenesemo upogibni moment $M_{z,d}$, ki ga razdelimo na dvojico sil kot kaže spodnja slika in dobimo:



Slika 58: Razdelitev momenta na dvojico sil in prikaz trikotnega poteka napetosti

$$F_d = \frac{M_{z,d}}{r} = \frac{3,99 \text{ kNm} \cdot 100}{12,3} = 32,43 \text{ kN}$$

$$F_d = \frac{3 \cdot x \cdot \sigma_{max,d} \cdot h}{2}$$

Sedaj s pomočjo zgornje enačbe izračunam tlačne napetosti $\sigma_{max,d}$ pravokotno na vlakna (upoštevam trikotno razporeditev napetosti- Slika 58):

$$\sigma_{max,d} = \frac{2 \cdot F_d}{3 \cdot x \cdot h} = \frac{2 \cdot 32,43 \text{ kN}}{3 \cdot 6,17 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm}} = 0,125 \text{ kN/cm}^2 < f_{c,90,d} = 0,73 \text{ kN/cm}^2$$

Skupna tlačna napetost pravokotno na vlakna zaradi delovanja upogibnega momenta $M_{z,d}$ in prečne sile $V_{y,d}$ znaša:

$$\sigma_{max,d} + \sigma_{c,90,d,y} = 0,125 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,155 \text{ kN/cm}^2 < f_{c,90,d} = 0,73 \text{ kN/cm}^2$$

Obremenitev upogibnega momenta $M_{y,d}$ in torzijskega momenta $M_{x,d}$ prenesemo s pomočjo 8 lesnih vijakov tipa KOP $\Phi/l = 8/50 \text{ mm}$ proizvajalca Rothoblaas.

Stik bi zaradi delovanja upogibnega momenta $M_{y,d}$ obravnaval kot dvostrizni stik, vendar ga moram zaradi sočasnega delovanja torzijskega momenta $M_{x,d}$ obravnavati kot enostirzni stik. Za lesne vijake z $d > 6 \text{ mm}$ izračunamo bočno nosilnost enako s pomočjo kot za vijake pri čemer upoštevamo vrednost koeficienta k_{90} za trd les $k_{90} = 0,90 + 0,015 \cdot d = 0,90 + 0,015 \cdot 8 = 1,02$. Tako s pomočjo enačb (69), (70) in (71) dobim:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 52,81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{52,81 \text{ N/mm}^2}{1,02 \cdot \sin^2 90^\circ + \cos^2 90^\circ} = 51,77 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 8 \text{ mm}^2 \cdot 6 = 53486,6 \text{ Nmm}$$

Sedaj lahko s pomočjo enačbe (68) izračunam karakteristično nosilnost enega lesnega vijaka v eni strizni ravnini debele plo evine pri  emer zanemarim izvle no nosilnost lesnih vijakov:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 51,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 53486,6 \text{ Nmm}}{51,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 8 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{53486,6 \text{ Nmm} \cdot 51,77 \text{ N/mm}^2 \cdot 8 \text{ mm}} \\ 51,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 8 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Karakteristična nosilnost enega vijaka znaša:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 34687,8 \text{ N} \\ 10825,4 \text{ N} = 10,83 \text{ kN} \\ 41418,0 \text{ N} \end{cases}$$

Projektno odpornost enega vijaka dobim s pomočjo izraza:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk,skupno}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{10,83, \text{ kN}}{1,3} = 7,50 \text{ kN}$$

Sedaj izračunam obremenitev enega vijaka zaradi upogibnega momenta $M_{y,d}$ s pomočjo enačbe (65) in dobim:

$$F_{m,max} = \frac{10,60 \text{ cm} \cdot 5,2 \text{ kNm} \cdot 100}{4 \cdot 112,5} = 12,24 \text{ kN}$$

Ker imamo dejansko 2 strižni ravnini je sila v eni strižni ravnini za pol manjša:

$$F_{m,max} = 0,5 \cdot 12,24 \text{ kN} = 6,12 \text{ kN}$$

Sedaj pa na podoben način kot za moment $M_{z,d}$ razdelimo na dvojico sil tudi torzijski moment $M_{x,d}$ in dobimo:

$$F = \frac{M}{r} = \frac{0,539 \text{ kNm} \cdot 100}{20,0 \text{ cm}} = 2,69 \text{ kN}$$

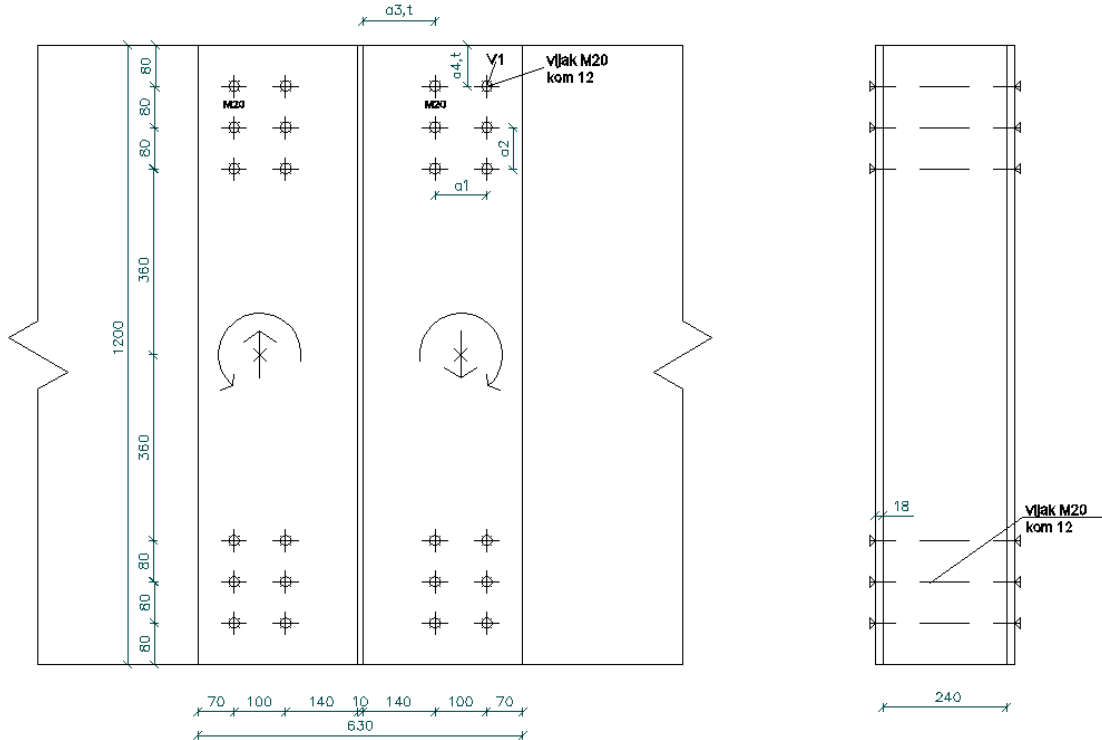
Nato lahko izračunam skupno obremenitev vijaka v eni strižni ravnini zaradi upogibnega momenta $M_{y,d}$ in torzijskega momenta $M_{x,d}$.

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{F}{4} + F_{m,max} \cdot \cos 45^\circ\right)^2 + \left(F_{m,max} \cdot \sin 45^\circ\right)^2}$$

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{2,69 \text{ kN}}{4} + 4,32 \text{ kN}\right)^2 + (4,32 \text{ kN})^2} = 6,60 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 7,50 \text{ kN}$$

8.4 Stik med glavnimi nosilci

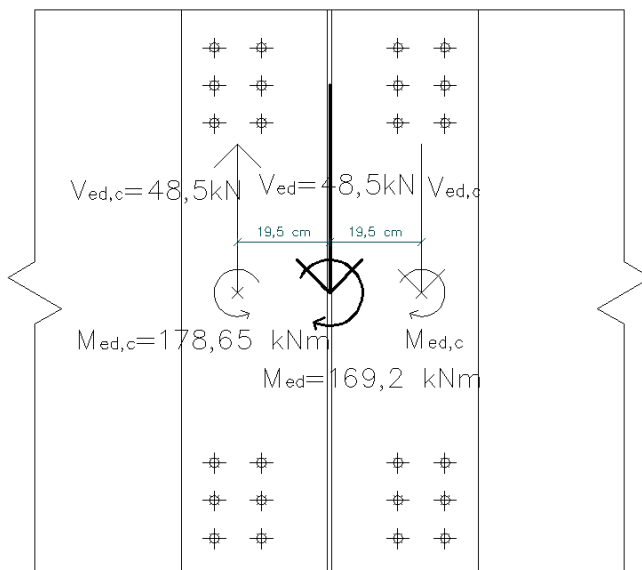
Stik glavnih nosilcev izvedemo med vmesnima podporama na oddaljenosti 3.5 m od le teh. Stik izvedemo preko jeklenih zaplat debeline 18 mm, ki sta pritrjeni na obe strani lesenega elementa. Povezavo med glavnim nosilcem in zaplato zagotovimo z 2x12 vijaki M20 kvalitete 8.8.



Slika 59: Stik med glavnimi nosilci

8.4.1 Obremenitev spoja

Glavni obremenitvi spoja sta upogibni moment $M_{y,d} = -169,20 \text{ kNm}$ in prečna sila $V_{z,d} = 48,5 \text{ kN}$.



Slika 60: Obremenitev stika med glavnimi nosilci

8.4.2 Dimenzioniranje vijakov

Spoj obravnavam kot spoj z dvema strižnima ravninama v zvezi les-jeklo, pri čemer je pločevina na zunanji strani lesenega elementa. V skladu s točko 8.2.3 standarda SIST EN 1995-1-1:2005 je karakteristična nosilnost zveze jeklo-les odvisna od debeline jeklene pločevine, ki jih delimo na tanke ($t \leq 0,5 \cdot d$) in debele ($t \geq d$). Za plošče s $0,5 \cdot d < t < d$ se karakteristična nosilnost zveze izračuna z linearno interpolacijo med mejnimi vrednostmi za tanko in debelo ploščo.

Karakteristično nosilnost vijaka v eni strižni ravnini privzamemo kot najmanjšo vrednost spodnjih izrazov:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & \text{za tanke jeklene plošče } t \leq 0,5 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} & \end{cases} \quad (79)$$
$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & \text{za debele jeklene plošče } t \geq d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} & \end{cases}$$

kjer so:

$F_{v,Rk}$	karakteristična nosilnost vijaka v eni strižni ravnini,
$f_{h,2,k}$	karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa,
t_2	debelina srednjega lesenega elementa,
d	premer vijaka,
$M_{y,Rk}$	karakteristični moment popolne plastifikacije vijaka,

Karakteristično vtisno trdnost lesa vzporedno z vlakni lesa določim z izrazom (62) in dobim:

$$f_{h,0,k} [N/mm^2] = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 20 \text{ mm}) \cdot 410 \text{ kg/m}^3 = 26,90 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristično vtisno trdnost lesa v smeri sile za vijake do 30 mm, določim s pomočjo enačbe (61) in ob upoštevanju kota $\alpha = 90^\circ$ dobim (z upoštevanjem $\alpha = 90^\circ$ sem na varni strani):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{26,90 \text{ N/mm}^2}{1,65 \cdot \sin^2 90^\circ + \cos^2 90^\circ} = 16,30 \text{ N/mm}^2$$

kjer so:

$f_{h,\alpha,k}$	karakteristična vtisna trdnost lesa v smeri sile,
$f_{h,0,k}$	karakteristična vtisna trdnost lesa vzporedno z vlakni lesa,

k_{90} koeficient, ki upošteva vpliv ortotropnosti lesa $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d[\text{mm}]$.
 $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 20 = 1,65$

Za izračun karakteristične nosilnosti vijaka potrebujem še karakteristično vrednost momenta plastifikacije vijaka, ki ga izračunam s pomočjo enačbe (63) in dobim:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot d^{2,6} \text{ mm} = 579280,92 \text{ Nmm}$$

Sedaj lahko po enačbi (80) izračunam karakteristično odpornost enega vijaka eni strižni ravnini:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,5 \cdot 16,30 \cdot 240 \cdot 20}{1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 579280,9 \cdot 16,30 \cdot 20}} = \frac{39121,5 \text{ N}}{22349,8 \text{ N}} = 22,35 \text{ kN} \right.$$

$$\left. F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,5 \cdot 16,30 \cdot 240 \cdot 20}{2,3 \cdot \sqrt{579280,9 \cdot 16,30 \cdot 20}} = \frac{39121,5 \text{ N}}{31607,4 \text{ N}} = 31,61 \text{ kN} \right. \right.$$

Ker imamo zaplato debeline $t = 18 \text{ mm}$ ($= 0,84 d$), moram izvesti še linearno interpolacijo med izrazoma za tanke in debele pločevine s pomočjo spodnje enačbe:

$$f(x) = y_i + \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} \cdot (x - x_i) \quad (80)$$

Vstavim podatke v zgornjo enačbo (80) in dobim karakteristično odpornost enega vijaka eni strižni ravnini:

$$F_{v,Rk} = 22349,83 \text{ N} + \frac{31607,44 \text{ N} - 22349,83 \text{ N}}{20 \text{ mm} - 10 \text{ mm}} \cdot (18 \text{ mm} - 10 \text{ mm}) = 29755,41 \text{ N}$$

Ker imamo dve strižni ravnini, skupna karakteristična odpornost enega vijaka znaša:

$$F_{v,Rk,skupno} = 2 \cdot 29,76 \text{ kN} = 59,52 \text{ kN}$$

Projektno odpornost enega vijaka dobim s pomočjo izraza:

$$F_{v,Rd,skupno} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk,skupno}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{59,52 \text{ kN}}{1,25} = 42,85 \text{ kN}$$

Obremenitev ene strani stika je posledica momenta $M_{y,d}$ in dodatnega momenta zaradi sile $V_{z,d}$, ki deluje ekscentrično glede na težišče vijakov z ročico $e = 19,5 \text{ cm}$ glede na težišče vijakov:

$$M_{Vz,d} = V_{z,d} \cdot e = 48,5 \text{ kN} \cdot 0,195 \text{ m} = 9,45 \text{ kNm}$$

Dobim moment, s katerim so obremenjeni:

$$M_{Ed} = M_{y,d} + M_{Vz,d} = 169,2 \text{ kNm} + 8,97 \text{ kNm} = 178,65 \text{ kNm}$$

Nadalje določim največjo silo, s katero so obremenjeni vijaki zaradi momenta M_{Ed} :

$$F_{m,max} = \frac{r_{max} \cdot M_{Ed}}{\sum_i r^2} \quad (81)$$

kjer sta:

r_{max} razdalja med težiščem vijakov in najbolj oddaljenim vijakom,

$$r_{max} = \sqrt{52^2 + 5^2} = 52,23 \text{ cm}$$

r razdalja med težiščem vijakom in posameznim vijakom.

$$\sum_i r_i^2 = 4 \cdot (52,23)^2 + 4 \cdot (44,2)^2 + 4 \cdot 36,3^2 = 24044 \text{ cm}^2$$

Po enačbi (82) dobim:

$$F_{m,max} = \frac{52,23 \text{ cm} \cdot 178,65 \text{ kNm} \cdot 100}{24044 \text{ cm}^2} = 38,81 \text{ kN}$$

Poleg sile zaradi momenta, je vijak obremenjen še s prečno silo $V_{z,d}$. Na podlagi dobljenega določim največjo silo, s katero je obremenjen najbolj obremenjen vijak:

$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{V_{z,d}}{12} + F_{m,max,z}\right)^2 + (F_{m,max,x})^2}$$

Komponente $F_{m,max,z}$ in $F_{m,max,x}$ določim s pomočjo spodnje enačbe in dobim:

$$F_{m,max,z} = 38,81 \cdot \cos 84,7^\circ = 3,58 \text{ kN}$$

$$F_{m,max,x} = 38,81 \cdot \sin 84,7^\circ = 38,64 \text{ kN}$$

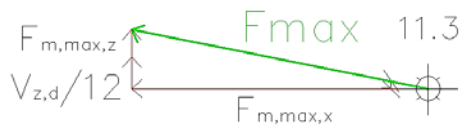
$$F_{max} = \sqrt{\left(\frac{48,5 \text{ kN}}{12} + 3,58 \text{ kN}\right)^2 + (38,64 \text{ kN})^2} = 39,38 \text{ kN}$$

Iz tega lahko dokažem, da je 12 vijakov v spoju sposobno prenesti obremenitev.

$$F_{max} = 39,38 \text{ kN} < F_{v,Rd,skupno} = 42,85 \text{ kN}$$

Nadalje za enega izmed najbolj oddaljenih vijakov (V1) na s poiščemo kot med rezultirajočo silo in vlakni, ter na podlagi tega izračunamo minimalne razmike med vijaki ter oddaljenosti od koncev in robov.

Kot α dobimo na podlagi spodnje slike:



Slika 61: Določitev kota α med silo in vlakni

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{F_{m,max,z} + \frac{V_{z,d}}{12}}{F_{m,max,x}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{3,58 + 4,04}{38,64} \right) = 11,3^\circ$$

Z namenom zagotovitve varnosti priključne ravnine moram vijake razporediti vsaj toliko narazen, kolikor to predpisuje standard. Minimalne razmike med vijaki smo že podali v Preglednica 16.

Ob upoštevanju $\alpha = 11,3^\circ$ dobim:

$$a_1 = 140 \text{ mm} > (4 + |\cos 11,3^\circ|) \cdot 20 \text{ mm} = 99,6 \text{ mm}$$

$$a_2 = 150 \text{ mm} > 4 \cdot 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} = 140 \text{ mm} > \max\{7 \cdot 20 \text{ mm}; 80 \text{ mm}\} = 140 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} = 80 \text{ mm} > \max\{(2 + 2 \cdot \sin 11,3^\circ) \cdot d; 3 \cdot 20 \text{ mm}\} = 60 \text{ mm}$$

V skladu s preglednico 3.3. standarda SIST EN 1993-1-8 znašajo običajni razmaki med luknjami v pločevini, ki so označeni na sliki (Slika 55).

$$e_1 = 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 22 = 44 \text{ mm} \rightarrow e_{1,izbr} = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,5 \cdot d_0 = 1,5 \cdot 22 = 33 \text{ mm} \rightarrow e_{2,izbr} = 70 \text{ mm}$$

$$p_1 = 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm} \rightarrow p_{1,izbr} = a_2 = 80 \text{ mm}$$

$$p_2 = 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm} \rightarrow p_{2,izbr} = a_1 = 100 \text{ mm}$$

Tako lahko določim dolžino zaplate:

$$l_{zap} = 2 \cdot (70 + 100 + 140) + 10 = 630 \text{ mm}$$

9 ZAKLJUČEK

Glavni cilji diplomske naloge so bili določiti zunanje vplive na brv ter sprojektirati glavne nosilne elemente konstrukcije lesene brvi čez Savo Bohinjko pri Bohinjski Bistrici skladno z ustreznimi Evrokod standardi.

Brv je bila prvotno zasnovana in izvedena kot konstrukcija dolžine 53,6 m in osne tlorisne širine 3,36 m. Razmerje med dolžino krajnega in vmesnega razpona je znašalo 0,33. V vertikalnem pogledu je bila brv ukrivljena v radiju ~ 180 m s puščico $\sim 1,41$ m. Nosilna prekladna konstrukcija je bila sestavljena iz dveh vzporednih lameliranih lepljenih nosilcev, ki so ju povezovali prečniki v rastru $\sim 3,85$ m. Čez prečnike so bili nato v vzdolžni smeri pritrjeni sekundarni nosilci v rastru 0,85 m, preko katerih so bile položene podnice debeline 4 cm.

Ker je cilj konstruiranja nosilnih elementov čim bolj izkoriščen element in čim bolj smiselna porazdelitev notranjih sil, sem skušal poiskati razmerje razdalj med podporami, pri katerem so momenti v prvem in drugem polju približno istega velikostnega razreda. Tako sem prišel do razmerja razpetin $L1/L2=0,85$, ki je dalo najbolj optimalne rezultate. V namen optimiziranja konstrukcije sem zmanjšal tudi višino glavnega nosilca s 160 cm na 120 cm, hkrati pa sem skušal ohranjati tudi togost konstrukcije in sonaraven izgled konstrukcije.

Ugotovil sem, da sta merodajni obtežbi servisnega vozila in pešcev na brvi, ki v ustreznih obtežnih kombinacijah določita notranje statične količine, s katerimi sem dimenzioniral glavne konstrukcijske elemente. Prerez glavnih nosilcev iz lesa GL28h tako znaša $b/h=24/120$ cm, prerez prečnikov iz lesa D60 pa $b/h=20/28$ cm. Ker sem na brv dodal tudi obtežbo servisnega vozila, sem spremenil raster prečnikov s $\sim 3,85$ m na $\sim 2,2$ m ter raster sekundarnih vzdolžnih nosilcev na 0,64 m. Prerez sekundarnih vzdolžnih nosilcev iz lesa GL28h je znašal $b/h=20/22$ cm, prerez podnic iz lesa D60 pa se je zaradi obtežbe servisnega vozila povečal na $b/h=20/10$ cm.

Pri lesenih konstrukcijah pa je potrebno veliko pozornosti nameniti tudi detajlu spojev. V okviru diplomske naloge sem obdelal spoj glavnega nosilca na vmesno podporo, spoj med prečnikom in glavnim nosilcem ter stik med posameznimi deli sestavljenega glavnega nosilca. Pri tem sem težil k uporabi različnih veznih sredstev.

Med izdelavo diplomske naloge sem spoznal lepote konstruiranja lesenih konstrukcij, ki s svojim sonaravnim izgledom in skoraj poljubnim arhitekturnim konstruiranjem dajejo veselje snovalcem konstrukcij, hkrati pa tudi zadovoljstvo njihovim uporabnikom. V prihodnosti si lahko le želimo več podobnih lesenih konstrukcij, saj je Slovenija lesno izjemno bogata dežela in bi z izdelavo le teh lahko spodbudili lesno industrijo in z njo povezane gospodarske panoge.

VIRI IN LITERATURA

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Calgaro J.-A., et. al., 2010. Designer`s guide to Eurocode 1: Actions on bridges. London, Thomas Telford:250 str.

Gajić, K. 2012. Parametrična statična analiza tročlenskega mrežnega ločnega mostu. Diplomaska naloga. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo. (samozaložba K. Gajić): 180 str.

Gojković M., Stevanović B. 1985. Drveni mostovi. Beograd Građevinski fakultet Beograd, Naučna knjiga:327 str.

Gojković M., Stojić D. 1996. Drvene konstrukcije. Beograd, Građevinski fakultet v Beogradu:647 str.

Premrov M., Dobrila P. 2008. Lesene konstrukcije. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo:347 str.

Uporabljeni standardi

SIST EN 1990:2004. Evrokod : Osnove projektiranja konstrukcij.

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

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

SIST EN 1991-2-5:2005. Evrokod 1:Vplivi na konstrukcije – 2-5. Del: Splošni vpliv – Vplivi temperaturnih sprememb

SIST EN 1991-2:2004. Evrokod 1: 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 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1995-2:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 2. del: Mostovi.

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

SIST EN 1998-2:2006 . Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 2. del: Mostovi.

Elektronski viri:

Arso.2001. Karta projektnege pospeška tal

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html (Pridobljeno 15. 6. 2014.)

Arso 2004. Potresi

<http://www.arso.gov.si/potresi/> (Pridobljeno 15. 6. 2014)

Hoja.si. 2010. Most Koprivnica

<http://hoja.si/posebni.html> (Pridobljeno 15. 3. 2014.)

Občina Bohinj. 2009. Hidrološko-hidravlična presoja za lokacijo ČN Bohinjska Bistrica

http://obcina.bohinj.si/fileadmin/user_upload/razpisi/PGD_PZI_CCN/Priloga_2_-_Elaborat_CN_-_hidro_studija.pdf (Pridobljeno 13. 3. 2014.)