

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:

Gerbec, N., 2013. Projekt visečega mostu za pešce preko reke Tolminke. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Sinur, F.): 39 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Gerbec, N., 2013. Projekt visečega mostu za pešce preko reke Tolminke. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Sinur, F.): 39 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM
GK`) " - V@uf \ (UN)**

Kandidatka:

Diplomska naloga št.: 72/B-GR

Graduation thesis No.: 72/B-GR

Mentor:

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

Ljubljana, 24. 09. 2013

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana Nika Gerbec izjavljam, da sem avtorica diplomskega dela z naslovom »Projekt visečega mostu za pešce preko reke Tolminke«.

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

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

Ljubljana, 18.9.2013

Nika Gerbec

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.5(497.4)(043.2)
Avtor:	Nika Gerbec
Mentor:	prof. dr. Darko Beg
Somentor:	asist. dr. Franc Sinur
Naslov:	Projekt visečega mostu za pešce preko reke Tolminke
Tip dokumenta:	diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	39 str., 13 pregl., 21 sl.
Ključne besede:	viseči most, jeklina vrv, poves

Izvleček

V diplomski nalogi je prikazan računski primer konstruiranja viseče jeklene brvi čez reko Tolminko za pešce. Glavni parametri, ki vplivajo na projektiranje enostavnih visečih mostov za pešce, so razpon in obremenitev mostu ter poves. Ob predpostavki, da sta razpon in obremenitev znana, je potrebno smiselno določiti/izbrati največji poves, ki ga dovoljujemo v mejnem stanju nosilnosti. Glavni nosilni element takih mostov so jeklene vrvi. Fizični opis vrvi ter njeno obnašanje pri različnih načinih obremenitve so opisani v prvem delu naloge. V drugem delu naloge je prikazan potek konstruiranja brvi v mejnem stanju nosilnosti. Pri tem so upoštevana nekatera priporočila iz standarda oziroma iz priločnikov za gradnjo takih mostov. V zadnjem delu naloge je prikazano, kako se poves in sila v vrvi spreminjata v različnih obtežnih stanjih konstrukcije, glede na izbran poves v mejnem stanju nosilnosti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.5(497.4)(043.2)
Author: Nika Gerbec
Supervisor: prof. Darko Beg, Ph. D.
Cosupervisor: assist. Franc Sinur, Ph. D.
Title: Design of pedestrian suspended bridge over the river Tolminka
Document type: Graduation Thesis – University studies
Contents: 39 p., 13 tab., 21 pic.
Key words: suspended bridge, steel wire rope, sag

Abstract

In graduation thesis calculation example of a steel suspension footbridge for pedestrians over the river Tolminka is shown. The main parameters that affect the design of a simple suspended pedestrian bridge are span, load, and sag. Assuming that the span and the load are known, the reasonable maximum sag needs to be determined. The main load-bearing elements of such bridges are steel ropes. The first part of the thesis deals with the physical description of a rope and its behavior under different modes of load. The second part shows the construction process of the bridge for the ultimate limit state. Here the recommendations of standards and manuals for the construction of such bridges are followed. The last part explains how the sag and rope force is changing for different load situations (weight of the rope only, self-weight, serviceability limit state), in reference to chosen sag at the ultimate limit state.

ZAHVALA

Zahvaljujem se prof. Darku Begu za koristne nasvete pri pisanju diplomske naloge.

Iskrena hvala somentorju asist. Francu Sinurju za pomoč in koristne nasvete v času nastajanja diplomske naloge.

Hvala družini, ki mi je omogočila študij in mi vedno stala ob strani. Hvala tudi vsem prijateljem, ki so me spodbujali tekom študija.

Kazalo vsebine

IZJAVA O AVTORSTVU	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
1 UVOD – Viseči mostovi za pešce.....	1
2 SPLOŠNO O JEKLENI VRVI	4
2.1 Splošen opis jeklene vrvi.....	4
2.2 Obnašanje vrvi glede na način obremenitve.....	8
2.2.1 Vrvi obremenjene s koncentrirano silo ^[8]	9
2.2.2 Vrvi obremenjene z enakomerno obtežbo ^[8]	9
2.2.2.1 Vrvi obremenjene z lastno težo	9
2.2.2.2 Vrvi obremenjene z enakomerno porazdeljeno koristno obtežbo	11
3 KONSTRUIRANJE BRVI – Brv Čez Tolminko.....	13
3.1 Tehnično poročilo.....	13
3.1.1 Lokacija in obstoječe stanje.....	13
3.1.2 Opis predvidenega mesta gradnje.....	13
3.2 Zasnova.....	14
3.2.1 Grafični prikaz in opis zasnove	14
3.2.2 Enačbe za izračun natezne sile v vrvi	15
3.2.3 Izbira jeklene vrvi	16
3.3 Obtežbe.....	17
3.3.1 Lastna teža	17
3.3.2 Koristna obtežba	18
3.3.3 Veter	18
3.3.4 Sneg	20
3.3.5 Temperaturna obtežba	20

3.3.6	Obtežne kombinacije.....	21
3.4	Določitev notranjih sil in dimenzioniranje.....	22
3.4.1	Globalna analiza v mejnem stanju nosilnosti	22
3.4.1.1	Nosilne vrvi	22
3.4.1.2	Dimenzioniranje detajlov	24
3.5	Temeljenje.....	27
4	POVES V RAZLIČNIH STANJIH OBREMENITVE.....	33
4.1	Mejno stanje nosilnosti – Obtežna kombinacija 1 in 2.....	33
4.2	Mejno stanje nosilnosti – različne vrednosti povosov.....	36
5	ZAKLJUČEK.....	37
VIRI.....		38

Kazalo slik

Slika 1: Viseči most Trift v švicarskih Alpah ^[7]	1
Slika 2: Tip visečih mostov ^[2]	2
Slika 3: Sestava jeklene žične vrvi ^[9]	5
Slika 4: Različni tipi jeklenih vrvi ^[9]	5
Slika 5: Vrednosti elastičnega raztezanja različnih tipov vrvi ^[9]	7
Slika 6: Primerjava med klasičnim prostoležečim nosilcem in jekleno vrvjo kot konstrukcijskim elementom ^[5]	8
Slika 7: Vrv obremenjena s koncentrirano točkovno silo ^[8]	9
Slika 8: Verižnica v kartezijskem koordinatnem sistemu ^[8]	10
Slika 9: Sovpadanje profila verižnice in parabola pri upoštevanju podatkov obravnavanega modela	12
Slika 10: Zasnova brvi – vzdolžni profil brvi	14
Slika 11: Zasnova brvi - floris	14
Slika 12: Prečni prerez brvi A-A	15
Slika 13: Skica za izračun natezne sile v vrvi ^[1]	15
Slika 14: Prečni prerez izbrane jeklene vrvi ^[11]	16
Slika 15: Računski model pohodne površine	24
Slika 16: Skica stebra s pripadajočimi silami	26
Slika 17: Temelji so sestavljeni iz temeljnega stolpa, ki prevzame vertikalno silo ter sidrišča, ki preprečuje izvlek vrvi	27
Slika 18: Stebrni temelj	28
Slika 19: Sidrni blok z obremenitvami	31
Slika 20: Prikaz deformacijskih oblik konstrukcije glede na različna stanja obremenitve.....	35
Slika 21: Zmanjšanje horizontalne komponente natezne sile v vrvi	36

Kazalo preglednic

Preglednica 1: Okvirne vrednosti elastičnega modula za različne tipe vrvi ^[9]	6
Preglednica 2: Podatki proizvajalca za izbrano jekleno vrv ^[11]	16
Preglednica 3: Izračun mase na enoto dolžine za jeklene okvirje	17
Preglednica 4: Izračun mase desk na enoto dolžine	17
Preglednica 5: Izračun celotne lastne teže konstrukcije	18
Preglednica 6: Izračun obtežbe vetra na enoto dolžine	19
Preglednica 7: Izračun horizontalnega povesa zaradi obtežbe vetra	19
Preglednica 8: Vrednosti dolžine vrvi L, povesa f, horizontalne komponente sile H in natezne sile v vrvi T	21
Preglednica 9: Spreminjanje natezne sile v vrvi T glede na večanje povesa f	23
Preglednica 10: Tabelarni prikaz spremembe povesa in natezne sile v posameznih stanjih obremenitve konstrukcije	34
Preglednica 11: Vrednost natezne sile T pri obtežni kombinaciji 2 pri povesu 2m	35
Preglednica 12: Poves f pri obtežni kombinaciji 2 pri želeni natezni sili v vrvi 585,5kN	35
Preglednica 13: Primerjava povesov f v različnih obtežnih stanjih glede na največji dovoljen poves f_{max} v mejnem stanju nosilnosti	36

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD – Viseči mostovi za pešce

V diplomski nalogi bo predstavljen računski primer visečega mostu oziroma brvi čez reko Tolminko v Tolminskih koritih, ki je skupno ime za korita Tolminke in Zadlaščice.

Beseda brv dobesedno pomeni deska ali bruno za prehod čez vodo, redkeje pa se uporablja za ozek most za pešce^[6].

brv -í ž (r) *deska ali bruno za*

prehod čez vodo: brv drži čez potok; iti

čez brv; stopati po brvi; majava, ozka

brv / kapitan že prihaja po brvi na ladjo

// **redko ozek most za pešce**: viseča,

železobetonska brv^[6]

Takoimenovane viseče brvi so značilne za nerazvita območja, saj je izgradnja takih mostov bolj ekonomična v primerjavi z gradnjo drugih tipov. Tamkajšnjim prebivalcem omogočajo varnejši in hitrejši dostop do šol, bolnišnic in večjih mest. V razvitem svetu take mostove najdemo predvsem na turističnih območjih ter v visokogorju. Slika 1 prikazuje viseči most Trift v švicarskih Alpah. V konstrukcijskem smislu jih ne štejemo med zahtevne objekte, njihova izgradnja pa je relativno poceni. Z gradnjo visečih mostov v nerazvitem svetu se ukvarja organizacija Bridges to Prosperity. Na podlagi izkušenj njihovih inženirjev je nastal priročnik *Technical-Handbook D Type Suspended – Short Span Trail Bridge Standard*.

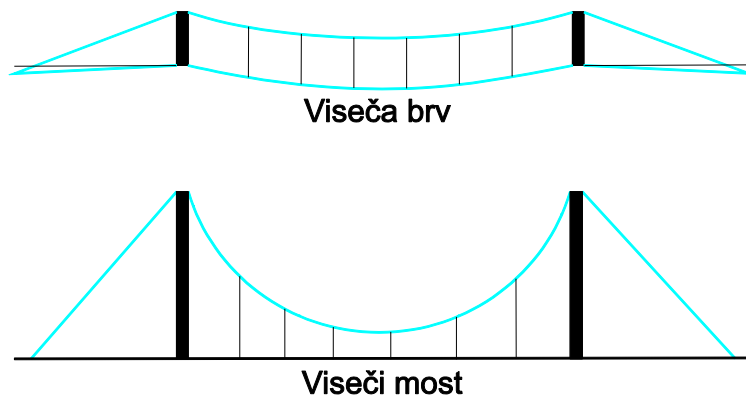


Slika 1: Viseči most Trift v švicarskih Alpah ^[7]

Viseče mostove lahko delimo na enostavne in zahtevne viseče mostove (Slika 2).

Za enostaven tip visečih mostov (mostovi za pešce - brv) se v Sloveniji običajno uporablja izraz »Viseča brv« in bo tudi obravnavan v diplomski nalogi. Gre za gibko visečo konstrukcijo, katere glavni nosilni element so jeklene žične vrvi, ki se preko nizkih stebrov sidrajo v težnostni ali skalnati sidrni blok. Konstrukcija je gibka in dopušča stranska, vertikalna in torzijska nihanja do določenih razumnih vrednosti. Značilno je, da se pohodna površina prilega obliki vrvi, ki ima značilno obliko parabole. Glavni elementi takih mostov so spodnje in zgornje jeklene vrvi, pohodna površina ter temelji.

Drugi, zahtevnejši tip visečih mostov, je v splošnem večji in lahko prenese večje obremenitve, ker so povesi nosilnih kablov večji. To zahteva visoke nosilne stolpe na obeh straneh, čez katere potekajo viseči nosilni kabli. Površina za transport običajno poteka v ravni liniji ali pa je nekoliko ukrivljena navzgor in je preko vešalnih vrvi obešena na glavne nosilne kable. Glavni elementi takih mostov so jekleni kabli, pohodna površina, visoki nosilni piloni, vešalke, sidrni temelj ter temelj pod pilonom. Primerni so za doline z bolj položnimi brežinami in tam, kjer je najvišji nivo vode previsok za gradnjo prvega tipa. Projektiranje in gradnja takih mostov je dražja.



Slika 2: Tip visečih mostov^[2]

Za tipične viseče brvi, ki jih lahko uvrščamo med lažje konstrukcijske objekte, običajno smatramo tiste z razponi do 120m in maksimalnim povesom med 2 – 10% razpona^[2]. Dolžina razpona je običajno pogojena z naravnimi danostmi, poves pa je spremenljivka, ki jo določi projektant v odvisnosti od velikosti obremenitve ter drugih parametrov, ki so povezani z varnostjo in občutkom varnosti uporabnika. Možna je seveda tudi gradnja daljših mostov od predlaganih, vendar so v tem primeru potrebni natančnejši izračuni. Predvsem so kritični dinamični vplivi, ki jih povzročata veter ali pa sami uporabniki.

Most bo umeščen v korita na mestu dolvodno od sotočja obeh rek Tolminke in Zadlaščice. Tolminska korita se nahajajo v Triglavskem narodnem parku in so najnižja točka parka. Zaščitena so z Zakonom o

Triglavskem narodnem parku. Zaradi izjemnih naravoslovnih značilnosti je bilo območje uvrščeno na seznam naravnih spomenikov in po kategoriji IUCN (Svetovna zveza za varstvo narave) sodi v kategorijo III- naravni spomenik^[3].

2 SPLOŠNO O JEKLENI VRVI

2.1 Splošen opis jeklene vrvi

Jeklene vrvi uvrščamo med jeklene natezne elemente. Sestavljene so iz več tanjših žic, ki so med seboj povezane v pramene žic, ti pa se nato spiralno zaviti okoli jedra in tvorijo jekleno žično vrv. Za vrvi je značilno, da nimajo upogibne togosti in da so gibke. Občutljive so na vpliv vetra in vibracije. Same po sebi niso korozijsko odporne, zato je potrebno zunanost primerno zaščititi. Najbolj pogosta metoda za zagotavljanje zaščite proti koroziji je plašč iz cinka. Obstaja več postopkov nanašanja zaščitnih prevlek. Druge možnosti so še: bakrena prevleka, prevleka iz medenine ali kositra. Maksimalna nosilnost vrvi je odvisna od dejanskega jeklenega prereza in od strukture same vrvi^[9].

Standardne lastnosti žic:

Jeklene žice so zlitina železa, ogljika (0,4-0,9%), mangana (0,3-0,7%), silicija (0,1-0,3%) in primesi fosforja (max 0,045%), žvepla (max 0,045%) ter dušika (max 0,008%).

Gostota $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Karakteristična vrednost natezne trdnosti: $f_{uk} = 1370-2060 \text{ N/mm}^2$

Napetost na meji tečenja: $f_{yk} = (70-85\%)f_{uk}$

Elastični modul: približno 200 kN/mm^2

Temperaturni koeficient linearnega raztezka: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

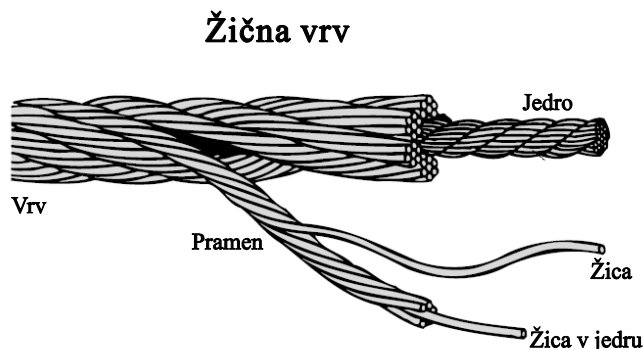
Obstaja več različnih načinov, kako se posamezne žice povezujejo v pramene. Poznamo več tipov pramenov. Vsi imajo osnovno žico v jedru pramena, okoli katere se na različne načine spiralno zavijajo druge. Prameni se razlikujejo še glede na število in velikost premerov posameznih žic.

Večje kot je število žic v pramenu, bolj je fleksibilen. Enako velja za jedrno žico, ki jo lahko zamenjamo s snopom vrvi manjšega premera. Zunanje plasti iz debelejših žic so primerne za velike napetosti, tanjše pa v primeru velikih upogibkov. Žice lahko okrog jedra zavijamo v desni (z) ali levi (s) smeri.

Konstruiranje vrvi:

Jeklene žične vrvi lahko delimo na več načinov. Na tiste brez jedra, ki so pravzaprav žični prameni, in na tiste z jedrom okoli katerega se potem ovijajo posamezni prameni žic. Ločimo še odprte in zaprte tipe vrvi, kompaktne in nekompaktne, prednapete in neprednapete. Enako kot žice pri pramenih, se tudi

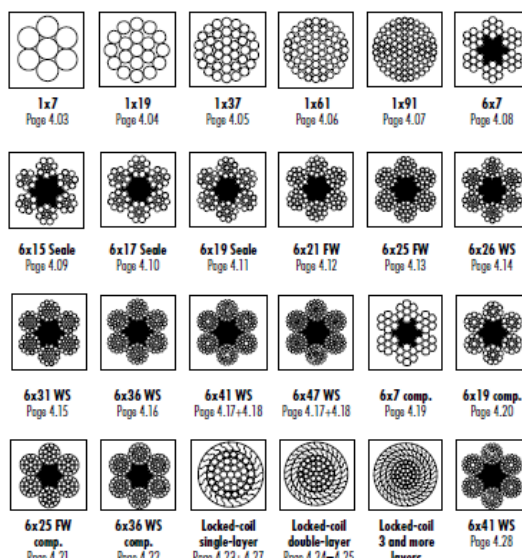
prameni pri vrveh lahko zavijajo v desni (Z) ali levi (S) smeri. Žice v pramenih in prameni v žicah so lahko zaviti v nasprotnih smereh (normalen položaj) ali pa v isti smeri (Langov položaj)^[9].



Slika 3: Sestava jeklene žične vrvi^[9]

Jedro vrvi je lahko iz vlaken ali pa jekleno. Poznamo tri tipe jeder. **Vlakanasto jedro** je narejeno iz sintetičnih materialov in velja za najbolj prilagodljivo ter elastično, vendar hkrati krhko. Pri **jeklenem jedru** gre za poseben pramen žic, vrv pa je zato bolj toga. Vrvi z jeklenim jedrom uporabljamo predvsem za obešanje in visenje. Tretji tip jedra je **nepovezano žično jedro**, ki je ločeno od ostalih pramenov (Independent Wire Rope Core). Take vrvi veljajo za najbolj trajne v vseh okoljih^[4].

Zaprte vrvi imajo boljšo korozijsko odpornost, saj zaprta zunanja struktura preprečuje vstop vode v notranjost vrvi, dodatno pa so po celotni dolžini zaščitene s slojem masti. Različne tipe vrvi prikazuje Slika 4.



Slika 4: Različni tipi jeklenih vrvi^[9]

Raztezanje vrvi:

Trajno raztezanje – trajno podaljšanje vrvi

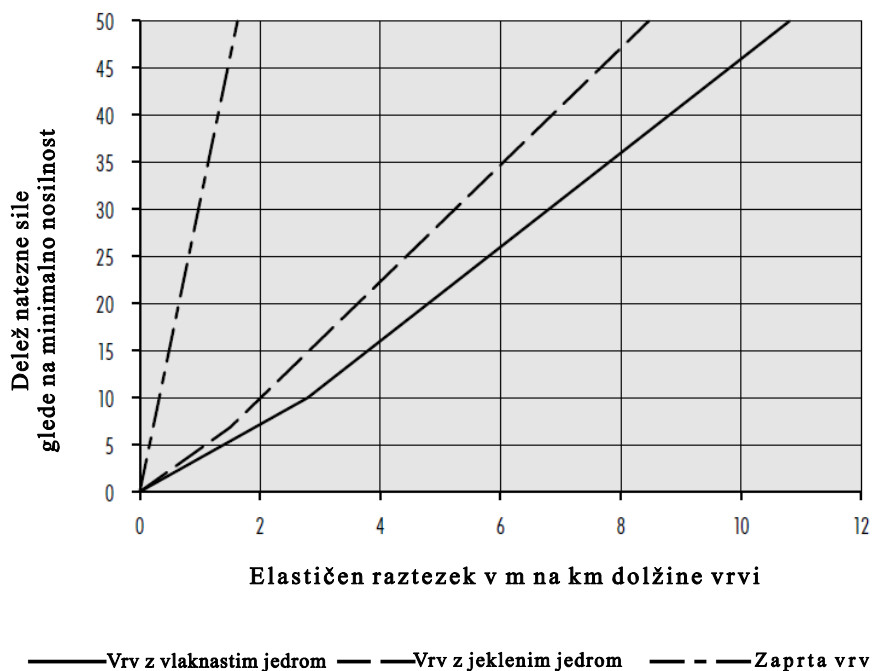
Elastično raztezanje – linearna sprememba dolžine, pri obremenitvi se vrv podaljša, pri razbremenitvi pa se povrne v prvotno stanje in se ponovno skrajša.

Sprememba dolžine jeklenih vrvi je odvisna od elastičnega modula vrvi, temperaturnega raztezanja in trajnega raztezka, ki je posledica postavitve in lastne teže vrvi. Okvirne vrednosti elastičnega modula različnih vrvi prikazuje Preglednica 1.

Vrv se razteza pod vplivom obtežb in/ali temperaturne spremembe v odvisnosti od modula elastičnosti in linearnega temperaturnega koeficienta α . Elastična deformacija se zmanjša ko vrv razbremenimo. Slika 5 prikazuje približne vrednosti elastičnega raztezka za različne tipe vrvi pri različnih nivojih napetosti. Sprememba dolžine zaradi temperature je pri krajših vrveh zanemarljivo majhna. Način geometrije postavitve vrvi in lastna teža vrvi pa povzročata raztezek vrvi, ki je trajen. Trajna deformacija je na začetku večja, s časoma pa je njen prirastek manjši oziroma ga ni več. Vrv se pri raztezanju tanjša in daljša.

Preglednica 1: Okvirne vrednosti elastičnega modula za različne tipe vrvi^[9]

	E [kN/mm ²]
Standardne vrvi z vlaknastim jedrom	70-100
Standardne vrvi z jeklenim jedrom	100-125
Zaprte vrvi	145-170



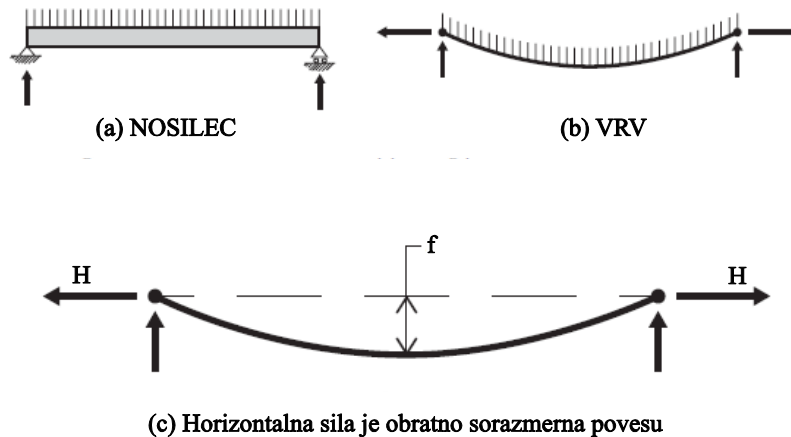
Slika 5: Vrednosti elastičnega raztezanja različnih tipov vrvi^[9]

Zgostitev vrvi je poseben proces, pri katerem z vlečenjem, valjanjem ali kovanjem, zmanjšamo premere vrvi. Postopki se izvajajo strojno, med samo izdelavo. Na ta način povečamo izkoriščenost prereza - večji dejanski jeklen prerez na manjšem prečnem prerezu, posledično se poveča porušitvena sila. Zunanje žice oziroma prameni postanejo manj zaobljene, zato se s sosodnjimi stikajo na večji površini. Posledično se zato zmanjšajo lokalne kontaktne napetosti.

Karakteristike vrvi lahko izboljšamo tudi s prednapenjanjem. Proces izvedemo že med izdelavo vrvi in s tem zmanjšamo raztezanje vrvi v času uporabe. Vrv kontrolirano izpostavimo večjim napetostim, ki so konstantne in nadzorovane. Pri tem prameni kontrolirano pritiskajo v jedro in zato dobimo bolj enakomeren vtis pramenov v jedro kot v primeru nenadzorovanih visokih napetosti. Posledično se zmanjša premer vrvi in podaljša dolžina^[9].

Vrv je potrebno podpreti tako v vertikalni kot v horizontalni smeri (glej Slika 6), horizontalne reakcije pa so vedno večje v primerjavi z vertikalnimi. Geometrijska oblika, ki jo vrv tvori, ko visi med dvema fiksnima podporama, je pri zagotavljanju ravnotežja bistvenega pomena. Velja, da je sila v vrvi na mestu največjega povesa le-temu proporcionalna (glej Slika 6). Sledi, da popolnoma ravna vrv ne prenese nobene prečne obtežbe, saj bi ta teoretično povzročila neskončno veliko silo v njej. Oziroma obratno, s kakršno koli obtežbo (tudi lastno) obremenimo vrv, vrv ne more ostati popolnoma ravna pač pa se

deformira v elastičnem in geometrijskem smislu. Slika 6 prikazuje kako se obtežba prenaša pri klasičnem nosilcu in kako pri vrvi kot konstrukcijskem elementu. Velikost natezne sile v vrvi je odvisna od začetne geometrijske oblike in obtežbe. Uporaba konstrukcij z jeklenimi vrvmi kot glavnim nosilnim elementom je smiselna tam, kjer je potrebno premoščanje velikih razdalj. Prednost takih konstrukcij je majhna lastna teža v primerjavi z obtežbo^[5].



Slika 6: Primerjava med klasičnim prostoležečim nosilcem in jekleno vrvo kot konstrukcijskim elementom^[5]

2.2 Obnašanje vrvi glede na način obremenitve

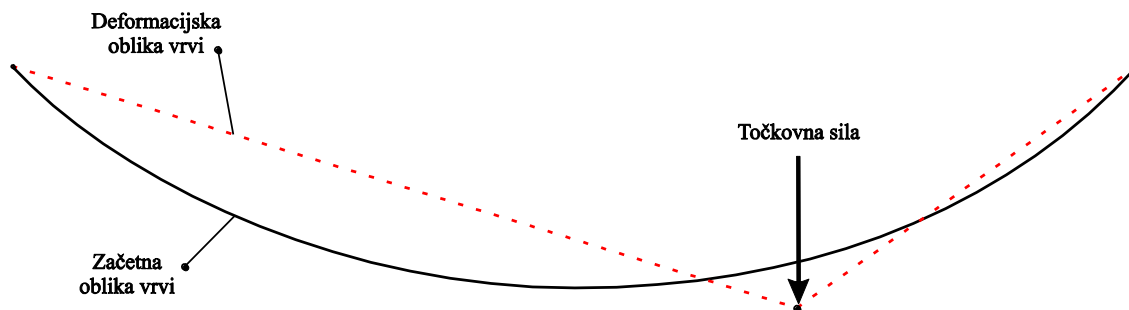
Jeklene vrvi so glavni nosilni element visečih brvi, zato je osnovno poznavanje njihovega obnašanja pri različnih obtežbah pomembno. So zelo prilagodljiv konstrukcijski element, ki se pri različnih obremenitvah obnaša nelinearno. Različne velikosti in porazdeljenost obtežb prenašajo s spreminjanjem geometrije in elastičnim deformiranjem, kar se kaže v podaljševanju vrvi. Zaradi večanja obremenitve, se natezna sila v vrvi v splošnem poveča. Vendar, ker se pri večanju obremenitve vrv deformira in postavi v bolj ugodno geometrijsko pozicijo, je sila v vrvi manjša kot bi bila, če se vrv ne bi podaljšala. Velja, da je sila v vrvi v obratnem sorazmerju z največjim povesom vrvi. Pri raztezanju vrvi se le ta podaljša in posledično se poves poveča, to pa zmanjša silo v vrvi. Predpostavimo lahko tudi, da se togost vrvi z naraščanjem obtežbe povečuje, saj je vrv vedno bolj napeta^[8].

Vrvi lahko ločimo v dve skupini glede na vrsto obremenitve:

- vrvi obremenjene s koncentriranimi silami
- vrvi obremenjene z enakomerno porazdeljeno obtežbo.

2.2.1 Vrvi obremenjene s koncentrirano silo^[8]

Pri obremenitvi s koncentriranimi silami smatramo, da so te veliko večje v primerjavi z lastno težo vrvi, zato lahko le-to zanemarimo. Če na poljubnem mestu vrv obremenimo s koncentrirano silo, se bo, zaradi zagotavljanja ravnotežja v vertikalni smeri, na tem mestu pomaknila še bolj navzdol, na neobremenjenih delih pa se bo dvignila nad prvotno lego in tvorila ravno linijo (glej Slika 7).



Slika 7: Vrv obremenjena s koncentrirano točkovno silo^[8]

Če je vrv obremenjena z več koncentriranimi silami na določenih razdaljah, privzamemo, da bo del vrvi med silami raven. To vrsto obremenitve vrv prevzame predvsem z geometrijsko spremembo. Določen delež podaljšanja vrvi gre tudi na račun elastičnega raztezanja, vendar je ta deformacija relativno majhna v primerjavi z geometrijsko spremembo vrvi in jo lahko zanemarimo.

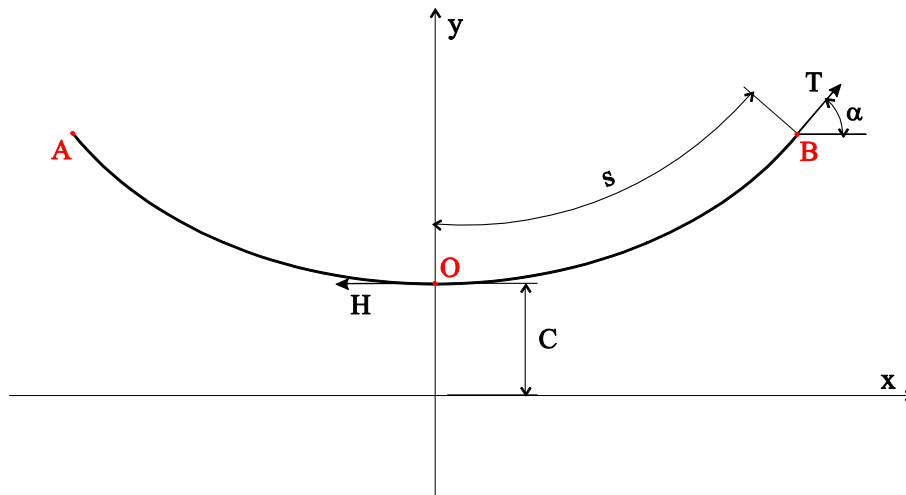
Če so koncentrirane sile dovolj velike in delujejo dovolj na gosto, lahko predpostavimo tudi, da se tako obremenjena vrv obnaša enako kot pri enakomerni obtežbi.

2.2.2 Vrvi obremenjene z enakomerno obtežbo^[8]

Obravnavamo model gibke vrvi, ki visi med dvema fiksnima točkama in je enakomerno obtežena bodisi z lastno težo ali pa enakomerno porazdeljeno koristno obtežbo. Gibke vrvi so tiste vrvi, ki imajo zanemarljivo majhno upogibno togost oziroma je nimajo. Obtežbo prenašajo samo preko nateznih sil, ki se pojavljajo vzdolž glavne osi.

2.2.2.1 Vrvi obremenjene z lastno težo

Če na vrv deluje samo lastna teža, ki je praviloma relativno majhna na enoto dolžine, imenujemo krivuljo, ki jo taka vrv opiše, *verižnica* (glej Slika 8).

Slika 8: Verižnica v kartezijskem koordinatnem sistemu^[8]

Določena je z naslednjimi enačbami:

Teža vrvi na delu OB je ws , kjer je w teža na enoto dolžine vrvi in s dolžina vrvi na delu OB . Ob predpostavki, da je vrv neraztegljiva, dobimo:

$$T \cos \alpha = H \quad (1)$$

$$T \sin \alpha = ws \quad (2)$$

kjer je T natezna sila v vrvi in α naklonski kot na koncu vrvi.

Ker je vrv obremenjena le z vertikalno obtežbo, je horizontalna komponenta H v vsaki točki v vrvi konstantna. Če horizontalno komponento delimo z lastno težo w , dobimo parameter C .

$$\frac{H}{w} = C \quad (3)$$

Če izraz (2) delimo z izrazom (1) in upoštevamo izraz (3) dobimo enačbo verižnice (4) izraženo s parametrom verižnice C :

$$\frac{T \cos \alpha}{T \sin \alpha} = \frac{H}{ws} = \frac{C}{s}$$

$$s = C \tan \alpha \quad (4)$$

Enačbo verižnice izrazimo še v kartezičnem koordinatnem sistemu.

Če $\tan \alpha$ izrazimo kot $\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$ dobimo:

$$C \frac{dy}{dx} = s \quad (5)$$

Z integracijo enačbe (5) in upoštevanjem da je $\frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$, dobimo končno enačbo verižnice v kartezijskem koordinatnem sistemu z izhodiščem pod temenom verižnice. Teme verižnice je v točki O ($x=0, y=C$).

$$y = C \cosh\left(\frac{x}{C}\right) \quad (6)$$

Dolžina kateregakoli dela vrvi je določena z enačbo:

$$s = C \sinh\left(\frac{x}{C}\right) \quad (7)$$

Natezno silo v poljubni točki verižnice dobimo s kvadriranjem in seštevanjem enačb (1) in (2):

$$T^2 = w^2(s^2 + C^2) \quad (8)$$

Če v izrazu (8) upoštevamo še izraza (6) in (7) dobimo poenostavljen izraz za natezno silo T :

$$T = wy$$

Enačba nam pove, da je natezna sila sorazmerna z višino od temena navzgor in da je v najnižji točki verižnice enaka H .

Za vrv, ki je na obeh straneh podprta na enaki višini, lahko določimo vrednost parametra C , od tod pa obliko vrvi in velikost natezne sile, pod pogojem, da poznamo dolžino vrvi ali maksimalni poves na sredini.

2.2.2.2 Vrvi obremenjene z enakomerno porazdeljeno koristno obtežbo

Če je koristna obtežba enakomerno porazdeljena po celotni dolžini vrvi med obema podporama in deluje v vertikalni smeri, lahko rezultirajočo obliko vrvi opišemo z naslednjimi enačbami:

$$T \sin \alpha = wx \quad (9)$$

$$T \cos \alpha = H \quad (10)$$

Če enačbo (9) delimo z enačbo (10) dobimo:

$$\tan \alpha = \frac{wx}{H} = \frac{dy}{dx} \quad (11)$$

Izraz (11) integriramo in dobimo enačbo za obliko krivulje:

$$y = \frac{1}{2} \left(\frac{wx^2}{H} \right) + A$$

Izhodišče koordinatnega sistema postavimo v teme krivulje, kjer velja $x=0$ in $y=0$, dobimo vrednost konstante A , ki je enaka $A = 0$ in končno obliko enačbe, ki opiše krivuljo, ki jo tako obremenjena vrv tvori. Imenujemo jo enačba **parabole** ali enačba parabolične verižnice.

$$y = \frac{1}{2} \left(\frac{wx^2}{H} \right) \quad (12)$$

Natezno silo v vrvi dobimo iz izraza (10) in z upoštevanjem, da je $\cos \alpha = \frac{ds}{dx}$:

$$T = H \frac{ds}{dx} = H \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

Upoštevamo še $\frac{dy}{dx} = \left(\frac{w}{H}\right)x$ in dobimo končni izraz za določitev natezne sile v vrvi na poljubnem mestu x :

$$T = H \sqrt{\left(1 + \left(\frac{wx}{H}\right)^2\right)} = \sqrt{(H^2 + (wx)^2)} \quad (13)$$

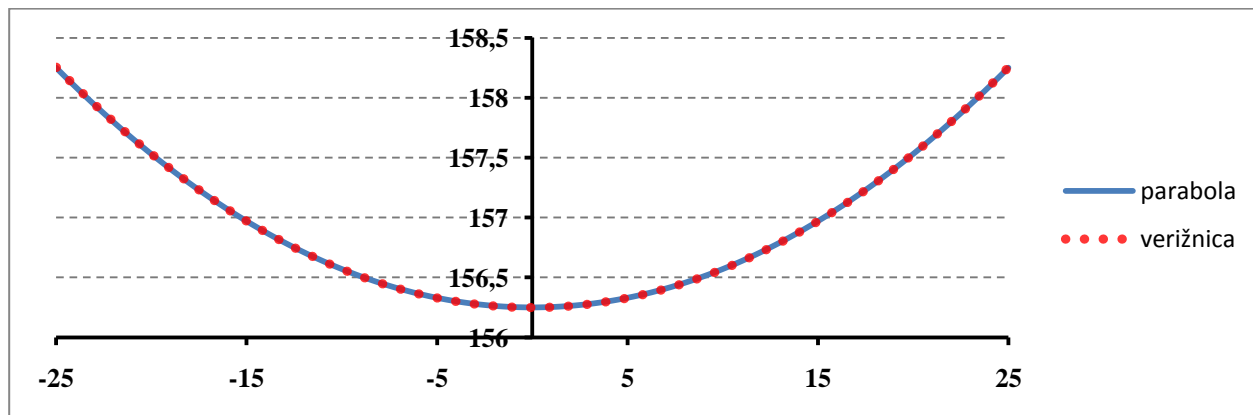
Vrednost horizontalne sile H je v vsaki točki parabole enaka. Dobimo jo iz izraza (12). V enostavnem primeru, ko sta podporni točki na enaki višini, v izraz (12) vstavimo vrednosti $x=L/2$ in $y=f$ in dobimo:

$$H = \frac{wl^2}{8f}$$

kjer je l razpon med podporama, f pa poves vrvi na sredini razpona, ki je v tem primeru tudi največji.

Pri projektiranju visečih mostov pri katerih so vrvi glavni nosilni element lahko rečemo, da je lastna teža celotnega mostu (brez vrvi) enakomerno porazdeljena po celotnem razponu, zato bo oblika vrvi, ki podpirajo pohodno površino, nekje med obliko verižnice in parabole. Ker pa je v večini primerov teža mostu (brez vrvi) na enoto dolžine precej večja kot teža vrvi na enoto dolžine, lahko rečemo, da je oblika bolj približek parabole.

Pri enostavnih visečih mostovih velja tudi, da je razlika med profilom verižnice in parabole precej majhna (glej Slika 9). Ker je za analitično reševanje parabola enostavnejša od verižnice, enostavne viseče mostove projektiramo kot parabole^[6].



Slika 9: Sovpadanje profila verižnice in parabola pri upoštevanju podatkov obravnavanega modela

3 KONSTRUIRANJE BRVI – Brv Čez Tolminko

3.1 Tehnično poročilo

3.1.1 Lokacija in obstoječe stanje

Most bo postavljen v Občini Tolmin čez reko Tolminko v Tolminskih koritih dolvodno od sotočja reke Tolminke in Zadlaščice na nadmorski višini 180m. Območje Tolminskih korit je uvrščeno na seznam naravnih znamenitosti in je del Triglavskega narodnega parka. Most bo povezoval katastrski občini Zatoľmin in Źabče.

V Tolminskih koritih je urejenih 4km pešpoti. V oŹjem območju predvidenega mostu stojita dva mostova, nov jeklen most čez Tolminko ter star viseči most čez Zadlaščico, in sicer tik pred sotočjem obeh rek.

Predviden most bo povezoval pešpot iz smeri vasi Zatoľmin in pešpot na levem bregu reke, ki vodi v vas Źabče oziroma proti mostu čez Zadlaščico. Skupaj z obstoječo infrastrukturo bo tvoril kroŹno pot okrog sotočja rek.

Namen izgradnje novega mostu je zagotovitev varnega prečkanja reke Tolminke. Obstoječi most čez Tolminko je le začasen, saj stoji v območju visoke vode in je možnost porušitve ob večjih poplavih velika. Z novim mostom bi pridobili tudi nov pogled na korita Tolminke in tako popestrili turistično ponudbo v Tolminskih koritih.

3.1.2 Opis predvidenega mesta gradnje

Konstruktivske karakteristike:

Gre za jekleno visečo brv z razponom 50m in širino 1m. Glavni nosilni elementi so jeklene vrvi z jeklenim jedrom premera 32mm in sicer tri spodaj in dve zgoraj. Predvidena višina ograje in armiranobetonskih stebrov je 1,2m. Svetla višina med najnižjo točko mostu in višino stoletne poplavne vode je več kot 20 metrov. Vstopni točki mostu sta na enakih višinah.

Karakteristike tal:

Temelji bodo postavljeni na dobro nosilnih tleh. StriŹni kot zemljine $\psi=33^\circ$, kohezija $c=10\text{kPa}$. Zdrsi breŹin niso predvideni. Temeljni stolp bo postavljen 3m za prevojno točko zemljine.

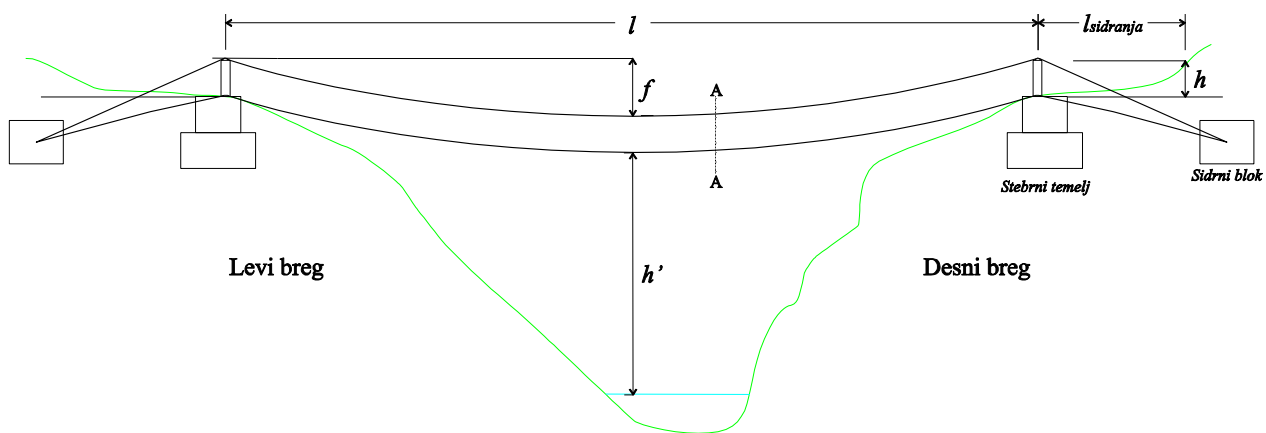
Hidrologija reke Tolminke za projektiranje visečega mostu ni bistvenega pomena, saj je most predviden na višini več kot 20m nad reko, zato reka nima neposrednega vpliva na brv.

Izgradnja dodatnih poti ni potrebna, most bo povezoval že obstoječa odseka poti. Zaradi narave temeljenja bo potrebna rekonstrukcija dela obstoječe poti.

Za izgradnjo visečega mostu so potrebni naslednji materiali: jeklene vrvi, jekleni C-nosilci, jekleni deli za pričvrstitev jeklenih vrvi, lesene deske, beton in armatura.

3.2 Zasnova

3.2.1 Grafični prikaz in opis zasnove



Slika 10: Zasnova brvi – vzdolžni profil brvi

l = razpon

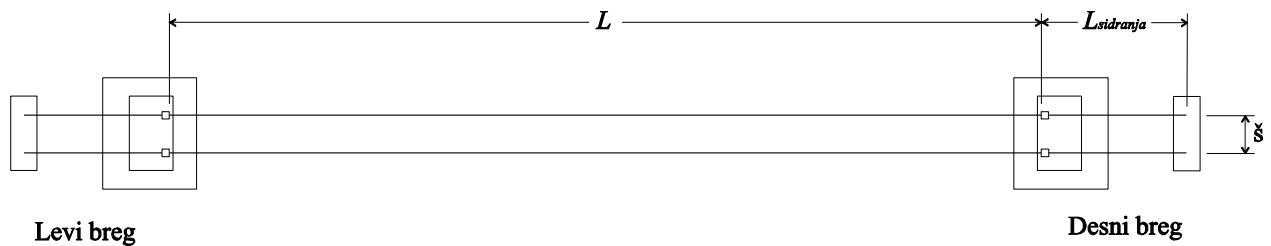
l_{sidranja} = dolžina sidranja

f = poves vrvi

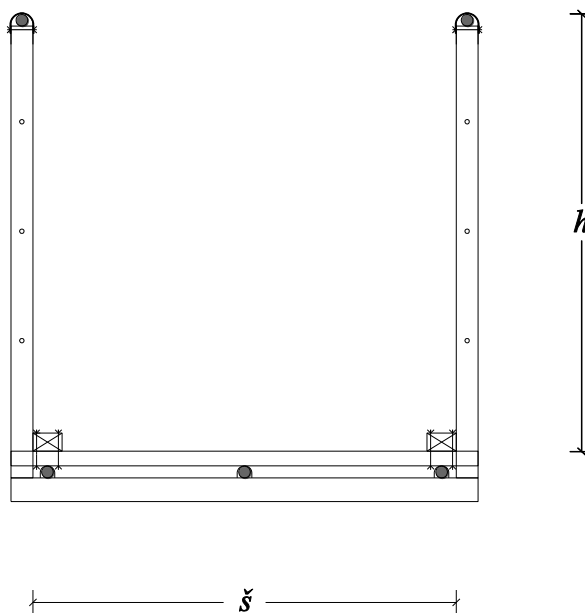
h = višina stebra in ograje

h' = svetla višina profila

\checkmark = širina vrvi



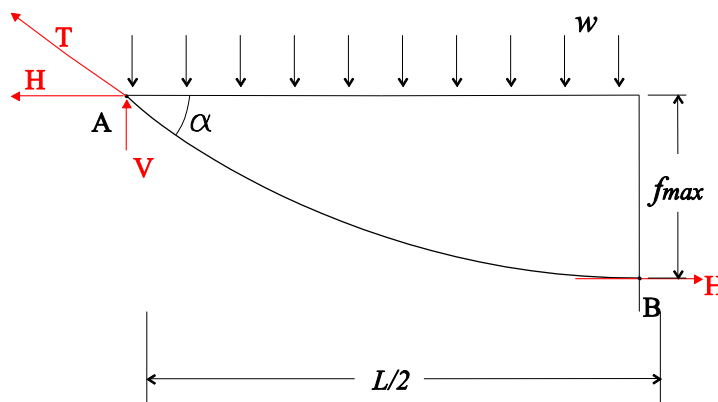
Slika 11: Zasnova brvi - tloris



Slika 12: Prečni prerez brvi A-A

3.2.2 Enačbe za izračun natezne sile v vrvi

Za izračun natezne sile v vrvi moramo najprej določiti obtežbe, ki delujejo na most. Kot sem že omenila v poglavju 2, predpostavimo da vrv, obešena med dve nepomični podori, visi v obliki parabole^[1]. Zato enačbe v nadaljevanju temeljijo na enačbi parabole. Predpostavimo, da je vrv obtežena s konstantno enakomerno porazdeljeno obtežbo w in da nima nobene upogibne togosti. Iz tega sledi, da je rezultanta natezne sile v vrvi v vsaki toči vedno v smeri tangente na krivuljo^[1]. Na velikost natezne sile vplivajo razpon, poves ter obremenitev. Naslednje enačbe opisujejo zveze med omenjenimi količinami, ki so bistvene za določitev maksimalne napetosti v vrvi^[2].



Slika 13: Skica za izračun natezne sile v vrvi ^[1]

Horizontalno silo na sredini vrvi H dobimo iz momentnega pogoja na točko A

$$H = \frac{wl^2}{8f} \quad (14)$$

Naklon vrvi na začetku in na koncu mostu določimo iz enačbe:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4f}{l} \right) \quad (15)$$

Največjo natezno silo v vrvi, ki se pojavi na koncu vrvi, dobimo iz horizontalne sile in naklona vrvi po naslednji enačbi:

$$T = \frac{H}{\cos\theta} \quad (16)$$

Največjo natezno silo v eni vrvi dobimo z naslednjim izrazom:

$$T_0 = \frac{T}{n} \leq T_{\max} \quad (17)$$

kjer je T_{\max} maksimalna natezna sila, ki jo vrv prenese in n število nosilnih vrvi.

Število vrvi izberemo glede na minimalno nosilnost posamezne vrvi, pri čemer mora biti minimalna projektna nosilnost vsake vrvi večja od pripadajoče natezne sile T_0 posamezne vrvi. Če so uporabljene vrvi z različnimi prečnimi prerezi, vsaka vrv prevzame obtežbo, ki je proporcionalna njegovemu prečnemu prerezu ^[2].

3.2.3 Izbira jeklene vrvi

Slika 14 prikazuje izbrano galvanizirano jekleno vrv 6×19 (9/9/1) Seale - IWRC Wire Rope Specification z jeklenim jedrom. Masa vrvi in minimalna nosilnost sta določeni od proizvajalca (Preglednica 2). Elastični modul vrvi je $E=11000\text{kN/cm}^2$.



Slika 14: Prečni prerez izbrane jeklene vrvi ^[11]

Preglednica 2: Podatki proizvajalca za izbrano jekleno vrv ^[11]

Nominalna vrednost premera Φ [mm]	Približna masa [kg/m]	Minimalna nosilnost* [kN]
32	4,010	645

* Minimalna nosilnost vrvi glede na nominalni premer vrvi pri natezni trdnosti 1770 MPa.

** Za ostale nominalne premere vrvi, glej prilogo A

3.3 Obtežbe

3.3.1 Lastna teža

Lastna teža je vsota lastnih tež vseh trajnih komponent mostu^[12]. Preglednica 3 prikazuje izračun mase na enoto dolžine za jeklene okvirje. Preglednica 4 prikazuje izračun mase za deske, ki so glavni element pohodne površine. Za izračun celotne lastne teže mostu, glede na lastne teže posameznih sestavnih delov, glej Preglednica 5.

Preglednica 3: Izračun mase na enoto dolžine za jeklene okvirje

<i>JEKLENI OKVIRJI</i>		
U -profil	7,09	kg/m
Kvadratni votli profil	7,96	kg/m
dolžina 1 kos	1,2	m
1x U-profil, 2x votli profil v enem okvirju	3,6	m
Masa enega okvirja	27,61	kg
Skupna masa na $l=50m$	386,57	kg
Masa na enoto dolžine	7,73	kg/m

Preglednica 4: Izračun mase desk na enoto dolžine

<i>DESKE</i>		
dolžina l	1,2	m
širina \check{s}	0,3	m
višina v	0,04	m
gostota ρ	460	kg/m ³
masa 1 deske	6,62	kg
št. desk	165	kos
masa desk	1092,96	kg
masa na enoto dolžine	21,86	kg/m

Preglednica 5: Izračun celotne lastne teže konstrukcije

<i>Element</i>	<i>Material</i>	<i>Število</i>	<i>Velikost</i>	<i>Masa [kg/m]</i>	<i>Teža [kN/m]</i>	
Spodnje nosilne vrvi	jeklo	3	Φ32 mm	4,01 x 3	0,1180143	
Zgornje nosilne vrvi	jeklo	2	Φ32 mm	4,01 x 2	0,0786762	
Pohodna površina	les C30	165	30*4*120 cm	21,86	0,2144466	
U-profil	jeklo	14	65*42*5,5 mm*1,2m	7,73	0,0758313	
Votli profili	jeklo	28	60*60*6 mm *1,2m			
Vrvi za ograjo	jeklo		Φ10 mm	0,62	0,0060822	
Lastna teža skupaj:					0,49	kN/m

3.3.2 Koristna obtežba

Ker v Evrokod standardih taki mostovi niso zajeti, sem koristno obtežbo določila na podlagi priporočil oziroma iz podatkov, ki sem jih našla v priročnikih za konstruiranje takih mostov.

Za koristno obtežbo sem izbrala 2 kN/m^2 , kar je tudi spodnja meja, ki jo določa Standard EN 1991-2. Večje obremenitve ne bi upoštevala, saj ni večje verjetnosti, da bi bila predvidena koristna obtežba prekoračena. V tujih literaturi sem za obravnavano vrsto mostu dobila priporočila za vrednost koristne obtežbe približno 4 kN/m^2 , vendar pa so omenjeni priročniki napisani za konstruiranje in gradnjo mostov v nerazvitem svetu, kjer so, poleg dnevnega transporta ljudi, namenjeni tudi transportu živali in prenosu tovora. Obravnavani primer pa je namenjen turistični dejavnosti, kjer se ne pričakuje takšnih obremenitev. Poleg tega se na mestu vstopa na most doda predvidena označevalna tabla z največjo dovoljeno obremenitvijo.

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

3.3.3 Veter

Območje Tolminskih korit spada v cono 1, za katero standard podaja hitrost vetra $v_b=20\text{m/s}$. Pri tej hitrosti vetra je osnovni tlak vetra $q_b=250\text{kPa}$.

Agencija Republike Slovenije za okolje pa podaja naslednje vrednosti:

Projektna hitrost vetra 50m nad tlemi 1994-2001 iz modela Aladin DADA: 20-30m/s

Projektna hitrost vetra: Hitrost 20m/s pod 800m nadmorske višine^[1]

Hitrost vetra smatramo kot enakomerno porazdeljeno obtežbo, ki deluje v horizontalni smeri prečno na konstrukcijo. Za določitev obtežbe, ki jo povzroča veter, vzamemo tlak vetra pri največjih hitrostih vetra:

$$q_p(z_e) = c_e(z_e)q_b = 1,28 * 0,250 \text{ kN/m}^2 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

$c_e(z_e = 5m) = 1,28$ (Kategorija terena III, glej vir [16, str.1-75])

Tlak deluje na stransko površino mostu, katere skupna površina je $6,2m^2$. Pri tem smo predpostavili pravokotno obliko površine. Če upoštevamo še varnostni faktor za koristno obtežbo vetra $1,5$ znaša projektna obremenitev zaradi vetra $q_{p,d}=0,06kN/m$ (na m razpona mostu). Preglednica 6 prikazuje izračun obtežbe vetra z upoštevanjem faktorja izpostavljenosti c_e .

Preglednica 6: Izračun obtežbe vetra na enoto dolžine

$v_m =$	20	m/s	...hitrost vetra
$q_b =$	0,25	kN/m ²	...osnovni tlak vetra
$q_p(z_e) =$	0,32	kN/m ²	...tlak vetra pri sunkih vetra
$q_{p,d} =$	0,48	kN/m ²	...projektna vrednost tlaka vetra
$A_h =$	6,21	m ²	...horizontalna površina celotnega mostu
$q_{p,d/m} =$	0,06	kN/m	...projektna obtežba vetra na enoto dolžine

Preglednica 7 prikazuje še izračun teoretičnega horizontalnega pomika f_h zaradi obtežbe vetra. Izračunali smo ga ob predpostavki, da se horizontalna sila H zaradi vetra ne spremeni po naslednji enačbi:

$$f_h = \frac{q_{p,d} \cdot l^2}{8 \cdot H}$$

Pri tem upoštevamo horizontalno silo H (komponenta natezne sile v vrvi T), ki smo jo izračunali v posameznih stanjih obremenitve brez obtežbe vetra. Ugotovimo, da so horizontalni pomiki zaradi vetra manjši od $10cm$ in hkrati precej manjši od pomikov, ki jih dovoljujemo v vertikalni smeri.

Preglednica 7: Izračun horizontalnega povesa zaradi obtežbe vetra

	Lastna teža	MSU-pogosta	MSN	
l [m]	50,00	50,00	50,00	...razpon
H [kN]	53,45	79,94	115,63	...horizontalna komponenta sile v vrvi
f_h [m]	0,070	0,047	0,032	...horizontalni pomik zaradi vetra

V priročniku *Technical-Handbook D Type Suspended – Short Span Trail Bridge Standard* ^[3, str.49] navajajo, da so izkušnje pokazale, da obtežba vetra pri visečih mostovih do razpona $120 m$ nima bistvenega vpliva

na dinamično obnašanje mostu (pri hitrosti vetra 160 km/h), zato v obravnavanem primeru ni predviden noben dodatni sistem vrvi, ki bi zagotavljal odpor dinamični obremenitvi vetra.

V posebnih primerih, ko hitrosti vetra presegajo 160 km/h ali pa so razponi visečih mostov daljši od 120m , pa je priporočeno izvesti dodatne ukrepe za prevzem teh obremenitev^[12].

3.3.4 Sneg

Obtežbo snega na nadmorski višini 180m smo določili iz standarda SIST EN 1991-1-3:

$$S = \mu_{sk} = 0,8 * \left[1,293 \left[1 + \left(\frac{180}{728} \right)^2 \right] \right] = 1,096 \text{ kN/m}^2$$

Snežno obtežbo bomo upoštevali v mejnem stanju nosilnosti v obtežni kombinaciji 2, ki sicer ne bo uporabljena v globalni analizi (Poglavje 3.4). Končne rezultate pri upoštevanju te obtežne kombinacije bomo prikazali v poglavju 4.1.

3.3.5 Temperaturna obtežba

Spreminjanje temperature teles se kaže v linearnem ali pa prostorskem raztezanju. Spremembo dolžine trdnega telesa Δl lahko izračunamo s temperaturnim koeficientom linearnega raztezka α . Za jeklene vrvi velja $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/T}^\circ \text{ in}$:

$$\Delta l = \alpha * l * \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/T}^\circ \cdot 50,1067\text{m} \cdot \pm 20^\circ = \pm 0,0012\text{m}$$

Pri povišanju temperature se vrv razteza oziroma podaljšuje, pri zmanjšanju temperature pa se vrv krči oziroma krajša. V primeru, da se vrv podaljša, se posledično poveča tudi poves, večji poves pa zmanjša natezno silo v vrvi. Pri manjšanju temperature se poves zmanjša zato se sila v vrvi poveča. Sklepamo, da je v primeru vrvi zmanjšanje temperature bolj kritično. Preglednica 8 prikazuje vrednosti dolžine vrvi L , povesa f , horizontalne komponente natezne sile v vrvi H ter največjo natezno silo v vrvi T v primerih brez in z upoštevanjem temperaturne obtežbe. Upoštevali smo spremembo temperature $\Delta T = -20^\circ\text{T}$ v posameznih stanjih obremenitve konstrukcije. Zanima nas za koliko se poveča sila v vrvi. Ugotovimo, da so razlike zelo majhne, zato tudi te obtežbe ne upoštevam v računu.

Preglednica 8: Vrednosti dolžine vrvi L, povesa f, horizontalne komponente sile H in natezne sile v vrvi T

	Brez temperaturne obtežbe	S temperaturno obtežbo	
L_{MSN}	50,1067	50,1055	m
f_{MSN}	2,000	1,978	m
H_{MSN}	115,6250	116,9036	kN
T_{MSN}	117,0638	118,3584	kN
L_{MSU}	50,0621	50,0611	m
f_{MSU}	1,165	1,145	m
H_{MSU}	79,9300	81,3319	kN
T_{MSU}	80,2646	81,6724	kN
L_{lt}	50,0306	50,0293	m
f_{lt}	0,573	0,549	m
H_{lt}	53,4460	55,7832	kN
T_{lt}	53,4975	55,8370	kN

3.3.6 Obtežne kombinacije

V skladu z Evrokod standardi za mejno stanje nosilnosti upoštevamo dve obtežni kombinaciji. V prvi kombinaciji obtežbe snega ne bomo upoštevali, ker ne pričakujemo sočasne polne obremenitve s snegom in pešci. To kombinacijo bomo tudi uporabili za dimenzioniranje konstrukcije. V drugi obtežni kombinaciji pa bomo obtežbo snega upoštevali kot spremenljiv vpliv s kombinacijskim faktorjem $\psi_o=0,8$ (SIST EN 1990:2004/A1:2006). Za to kombinacijo bomo v poglavju 4 prikazali merodajne vrednosti za dimenzioniranje.

Obtežna kombinacija 1:

$$q_{Ed} = 1,35g + 1,5q$$

Obtežna kombinacija 2:

$$q_{Ed} = 1,35g + 1,5q + 1,5\psi_0s$$

Projektna vrednost obtežbe za obtežno kombinacijo 1:

$$q_{Ed} = 1,35 * 0,49 \text{ kN/m} + 1,5 * 2 \text{ kN/m} = 3,66 \text{ kN/m} \approx 3,7 \text{ kN/m}$$

Projektna vrednost obtežbe za obtežno kombinacijo 2:

$$q_{Ed} = 1,35 * 0,49 \text{ kN/m} + 1,5 * 2 \text{ kN/m} + 1,5 * 0,8 * 1,1 \text{ kN/m} = 4,98 \text{ kN/m}$$

3.4 Določitev notranjih sil in dimenzioniranje

Za dimenzioniranje bomo uporabili vrednost projektne obtežbe v mejnem stanju nosilnosti za obtežno kombinacijo 1.

3.4.1 Globalna analiza v mejnem stanju nosilnosti

3.4.1.1 Nosilne vrvi

Podatki:

$l = 50m$...razpon
$f = 2m$...največji poves
$q_{Ed} = 3,7kN/m$...projektna obtežba

Največji poves merimo na sredini mostu $L/2 = 25m$. Večji kot je poves, manjša bo sila v vrvi.

Preglednica 9 prikazuje, kako se pri povečevanju maksimalnega povesa f spreminja natezna sila v vrvi.

Večji kot je poves vrvi, manjša je sila v vrvi. Vrednosti so izračunane za vse nosilne vrvi, zato jo je potrebno še deliti s številom nosilnih vrvi, da dobimo največjo natezno silo v posamezni vrvi T_0 .

Glede na izbiro jeklene vrvi z minimalno nosilnostjo $645kN$ in številom nosilnih vrvi n , izberem, da je največji dovoljeni poves pri največji obremenitvi $3,7kN/m$ enak $f=2m$. Pri izbiri največjega povesa je potrebno paziti, da sila v eni vrvi ne bo prekoračila njene natezne nosilnosti in da naklonski kot ne bo prevelik. Standardi sicer ne podajajo nobenih omejitev za tako vrsto mostov, v priročnikih (glej vir [10] in [12]) pa najdemo priporočila za izbiro največjega povesa, ki je enak 5% razpona l . Manjši poves pozitivno vpliva na občutek varnosti uporabnika, posledično manjši naklonski kot pa je v smislu možnosti zdrsov uporabnikov ugodnejši. Preglednica 9 prikazuje horizontalno silo H , naklonski kot α ter natezno silo T . Izračunani so po izrazih (14) do (16).

Pri povesu $f=2m$ dobimo naslednje vrednosti:

$$H = \frac{(3,7 \text{ kN/m}) * (50m)^2}{8 * 2m} = 578,1 \text{ kN}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4 * 2m}{50m} \right) = 9,09^\circ$$

$$T = \frac{572,1 \text{ kN}}{\cos(9,09)} = 585,5 \text{ kN}$$

Preglednica 9: Spreminjanje natezne sile v vrvi T glede na večanje povesa f

<i>Poves (2-10% razpona L)</i>		<i>Horizontalna sila</i>	<i>Naklonski kot</i>	<i>Natezna sila v kablu</i>
Delež [%]	f [m]	H [kN]	α [°]	T [kN]
0,020	1,000	1156,3	4,574	1159,9
0,025	1,250	925,0	5,711	929,6
0,030	1,500	770,8	6,843	776,4
0,035	1,750	660,7	7,970	667,2
0,040	2,000	578,1	9,090	585,5
0,045	2,250	513,9	10,204	522,1
0,050	2,500	462,5	11,310	471,7
0,055	2,750	420,5	12,407	430,5
0,060	3,000	385,4	13,496	396,4
0,065	3,250	355,8	14,574	367,6
0,070	3,500	330,4	15,642	343,1
0,075	3,750	308,3	16,699	321,9
0,080	4,000	289,1	17,745	303,5
0,085	4,250	272,1	18,778	287,4
0,090	4,500	256,9	19,799	273,1
0,095	4,750	243,4	20,807	260,4
0,100	5,000	231,3	21,801	249,1

Število vrvi smo izbrali glede na priporočila iz priročnikov za gradnjo takih mostov in glede na obstoječe primere mostov v Posočju. Možnosti za izbiro števila vrvi je več. Izbrali smo pet vrvi, 2 zgornji in 3 spodnje z enakimi prečnimi prerezi. Pri izbiri vrvi različnih prerezov je potrebno natezno silo T proporcionalno razdeliti med vrvi.

Pri predpostavki, da imajo vse vrvi enak prerez, vsaka prevzame enak delež obtežbe. Natezno silo v posamezni vrvi T_0 dobimo tako, da silo T delimo s številom vrvi n . Vsaka mora imeti natezno trdnost najmanj enako najmanjši nosilnosti jeklene vrvi. Izbrali smo tako vrvi, ki ima večjo nosilnost od potrebne, tako da smo na varni strani za faktor 4.

$$T_0 = \frac{T}{n} = \frac{579,4\text{kN}}{5} = 117,1\text{kN} \leq \frac{645\text{kN}}{1,4} = 460,7\text{kN}$$

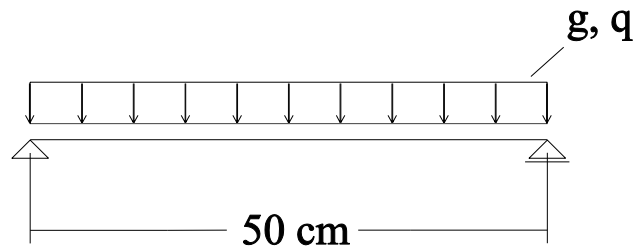
Dolžino ene vrvi med obema podporama smo določili po analitični enačbi:

$$L_1 = \left(1 + \frac{8f^2}{3l}\right)$$

3.4.1.2 Dimenzioniranje detajlov

Pohodna površina:

Pohodno površino podpirajo tri vrvi v vzdolžni smeri. Za potrebe računa bom uporabila model prosto ležečega nosilca čez polovico širine mostu. Za skico prečnega prereza mostu glej Slika 12.



Slika 15: Računski model pohodne površine

Podatki:

Deska: $l/\bar{s}/d = 120/30/4 \text{ cm}$

Les C30, $\rho_{mean} = 460 \text{ kg/m}^3$

Koristna obtežba: $q' = q * \bar{s} = 2 \text{ kN/m}^2 * 0,3\text{m} = 0,6 \text{ kN/m}$

Lastna teža: $g = \rho_{mean} * d * \bar{s} * l * a_g = 460 \text{ kg/m}^3 * 0,04\text{m} * 0,3\text{m} * 1,2\text{m} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,065 \text{ kN/m}$

$$q_{Ed} = 1,35 * 0,065 + 1,5 * 0,6 = 0,99 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{0,99 \text{ kN/m} * (0,5\text{m})^2}{8} = 0,03 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{0,99 \text{ kN/m} * 0,5\text{m}}{2} = 0,25 \text{ kN}$$

Kontrola upogibnih napetosti:

$$\sigma = \frac{0,03 \text{ kNm} * 100}{\frac{30 * 4^2}{6} \text{ cm}^3} = 0,04 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{md} = 1,846 \text{ kN/cm}^2$$

Upoštevam razred obtežbe M, čeprav je v računu upoštevana tudi koristna obtežba za katero v obravnavanem primeru velja, da je kratkotrajna.

Kontrola strižnih napetosti:

$$\tau_{d,max} = \frac{0,25\text{kN}}{\frac{2}{3} * (30\text{cm} * 4\text{cm})} = 0,003 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,185 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola povesa:

Poves v začetnem času:

$$W_{inst} = (g + q') * \frac{5 * l^4}{384 * E_{mean} * I_y} = \frac{(0,065 + 0,6) \text{ kN/m}}{100} * \left(\frac{5 * (50\text{cm})^4}{384 * 1200 \text{ kN/cm}^2 * \frac{30\text{cm} * (4\text{cm})^3}{12}} \right) = 0,003 \text{ cm} \leq$$

$$W_{inst,dovoljen} = \frac{l}{300} = \frac{50\text{cm}}{300} = 0,17 \text{ cm}$$

Poves v končnem času:

$$W_{net,fin} = W_{inst,g} * (1 + k_{def}) + W_{inst,q'} * (1 + \psi_2 k_{def}) = 0,0003 \text{ cm} * (1 + 0,8) + 0,0025 * (1 + 0) \\ = 0,003 \text{ cm} \leq W_{net,fin,dovoljen} = \frac{l}{250} = \frac{50\text{cm}}{250} = 0,2 \text{ cm}$$

Dimenzije desk so ustrezne.

Jekleni okvirji:

Sestavljeni so iz enega horizontalnega C-profila in dveh vertikalnih zaprtih profilov, ki so med seboj povezani z varjenimi stiki. Povezujejo spodnje in zgornje nosilne kable, spodnji profil dodatno podpira pohodno površino, vertikalna dva pa dodatno podpirata zgornje vrvi in sekundarne vrvi za ograjo. Okvirji med seboj povezujejo vseh pet nosilnih vrvi ter pohodno površino in tako prispevajo k večji togosti celotne konstrukcije. Dodatno prispevajo k lastni teži konstrukcije. Zagotavljajo boljšo stabilnost ograje v vertikalni in horizontalni smeri.

Material: konstrukcijsko jeklo S235

Izbrane dimenzije: C-profil: 7/5/120cm

Kvadratni votli profil: 6/6/120cm

Izvesti je potrebno polno nosilni zvar med vodoravnim C-profilom in navpičnim profilom.

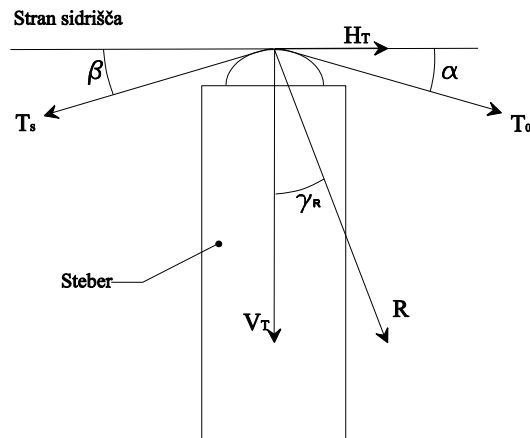
Stebri:

Na vsakem koncu mostu, sta predvidena dva armiranobetonska stebra višine 1,2 m, ki podpirata zgornje kable. Na vrhu stebra je kovinsko sedlo, preko katerega teče vrv in spremeni smer proti glavnemu sidrišču.

Natezna sila v eni vrvi: $T_0 = 117,1 \text{ kN}$

Dimenzije stebra: $a = b = 20 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}$

1. NAČIN: Upoštevamo trenje med vrvjo in kovinskim sedlom [12].



Slika 16: Skica stebra s pripadajočimi silami

$\mu = 0,16$ (koeficient trenja pri namaščeni vrvji)^[14]

$$T_s = T_0 \frac{(1 - \mu \sin \alpha)}{(1 + \mu \sin \beta)} = 117,1 * \frac{(1 - 0,16 * \sin 9,09)}{(1 + 0,16 * \sin 20)} = 108,2 \text{ kN}$$

$$H_T = T_0 \cos \alpha - T_s \cos \beta = 117,1 * \cos 9,09 - 108,2 * \cos 20 = 14,0 \text{ kN}$$

$$T_s = T_0 - \mu V_T \quad \rightarrow \quad V_T = \frac{T_0 - T_s}{\mu} = \frac{(117,1 - 108,2)}{0,16} = 55,6 \text{ kN}$$

2. NAČIN: Brez upoštevanja trenja.

Če trenja ne upoštevamo, sta natezni sili v vrvji na obeh straneh enaki.

$$T_s = T_0 = 117,1 \text{ kN}$$

$$H_T = T_0 \cos \alpha - T_s \cos \beta = 117,1 \text{ kN} * \cos 9,09 - 117,1 \text{ kN} * \cos 20 = 5,6 \text{ kN}$$

$$V_T = T_0 \sin \alpha + T_s \sin \beta = 117,1 \text{ kN} * \sin 9,09 + 117,1 \text{ kN} * \sin 20 = 58,6 \text{ kN}$$

Preverimo še izbrane dimenzije stebra za 1. način. Pri tem ne upoštevamo ekscentričnosti osne sile, ker smo na varni strani.

$$H_T = 14,0 \text{ kN}$$

$$V_T = 55,6 \text{ kN}$$

Beton C30/37

Armatura S500

$$\sigma_c = \frac{V_T}{A} = \frac{55,6 \text{ kN}}{0,04 \text{ m}^2} = 1390 \text{ kN/m}^2 \leq \frac{f_{ck}}{\gamma} = \frac{30000}{1,5} = 20000 \text{ kN/m}^2$$

Izračun potrebne armature:

$$M_{spodaj} = H_T h = 13,8 \text{ kN} * 1,2 \text{ m} = 16,8 \text{ kNm}$$
$$k_d = \frac{16,8 * 100}{\frac{3}{1,5} * 16 * 16^2} = 0,205 \rightarrow k_s = 1,121 \quad (\varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 / -3,5)$$
$$A_s = 1,121 \frac{16,8 * 100}{\frac{50}{1,15} * 16} = 2,415 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo 2Φ14.

3.5 Temeljenje

Temelji brvi so sestavljeni iz dveh delov. Prvi je stebni temelj, ki zagotavlja stabilnost proti vertikalni in horizontalni komponenti natezne sile v kablju na mestu prevojne točke. Drugi del pa je sidrni blok, v katerega so vrvi vpete (glej Slika 17).

Lastnosti temeljnih tal:

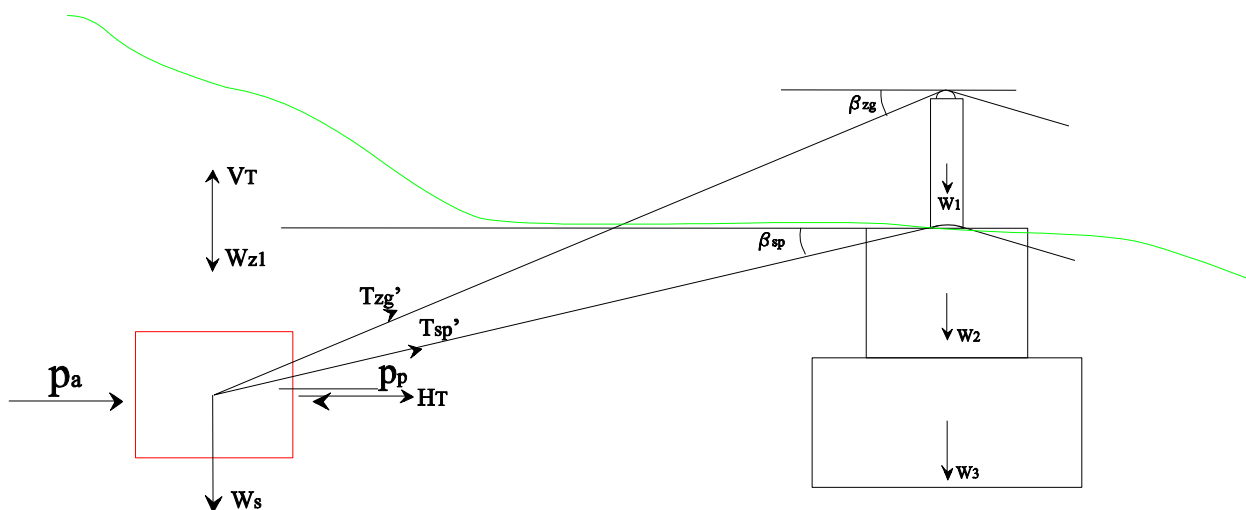
$$c = 10 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 33^\circ$$

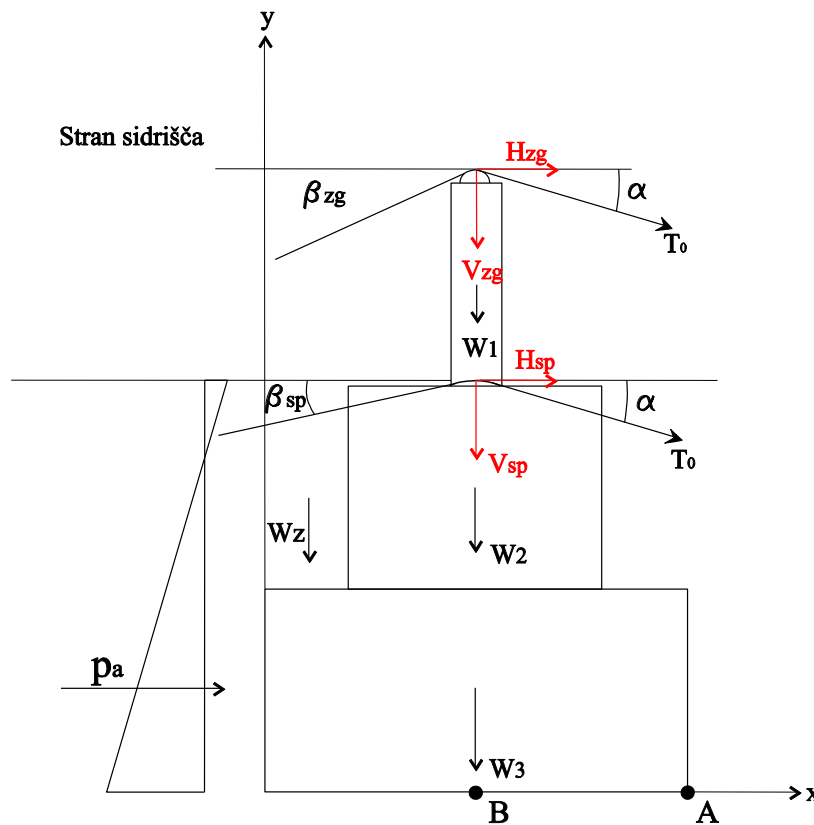
$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$

Nagnjenost pobočja: $\beta = 25^\circ$

Naklonski kot vrvi na strani sidranja: $\beta_{zg} = 20^\circ$, $\beta_{sp} = 12^\circ$



Slika 17: Temelji so sestavljeni iz temeljnega stolpa, ki prevzame vertikalno silo ter sidrišča, ki preprečuje izvlek vrvi

Stebni temelj:

Slika 18: Stebni temelj

Pogoj nosilnosti temeljnih tal:

Izpolnjen je, če velja $R_d > V_d$. Nosilnost temeljnih tal izračunamo po postopku Brinch-Hansen v katerem je s faktorji g_γ in g_q upoštevan vpliv nagnjenosti pobočja. Aktivni pritiski so upoštevani samo od globine 1,6 - 2,4m, kjer neugodno vplivajo na konstrukcijo.

$$R/A' = \gamma \frac{B'}{2} N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + (q + c \cot \varphi) N_q s_q i_q b_q d_q g_q - c \cot \varphi$$

$$B' = B - 2e_B = B - 2 \frac{M_B}{V} = 3,4\text{m}$$

$$L' = L = 3,5\text{m}$$

$$M_B = 44,4\text{kNm}$$

$$V = 885,8\text{kN}$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \varphi = 1,53$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 26,1$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} = 0,61$$

$$i_{\gamma} = (1 - 0,7\chi)^5 = 0,837$$

$$\chi = \frac{H}{P + Ac \cot \varphi} = 0,05$$

$$H = 2 * 14,0\text{kN} + 3 * 6,3\text{kN} + 7,6\text{kN} = 54,1\text{kN}$$

$$b_{\gamma} = 1$$

$$q = 0$$

$$g_{\gamma} = g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5 = 0,265$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi = 1,56$$

$$i_q = (1 - 0,5\chi)^5 = 0,865$$

$$b_q = 1$$

$$d_q \left(\frac{D}{B'} > 1 \right) = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \left(\frac{D}{B'} \right) = 1,21$$

$$R/A' = 166,6\text{kPa}$$

$$V_d = 1,35 * W_1 + 1,35 * W_2 + 1,35 * W_3 + 3V_{sp} + 2V_{zg} = 885,8\text{kN}$$

$$R_d = \frac{166,6\text{kPa}}{1,4} * 3,4\text{m} * 3\text{m} = 1213,8\text{kN}$$

$$V_d = 885,8\text{kN} < R_d = 1213,8\text{kN}$$

Pogoj nosilnosti temeljnih tal je izpolnjen.

Kontrolo prevrnitve:

Preverimo z momentnim pogojem na točko A. Veljati mora $M_{Ed} \leq M_{Rd}$. V računu upoštevamo tudi aktivne pritiske, ki delujejo na temeljni stolp. Upoštevamo samo pozitivne pritiske, ki potekajo od globine 1,6m do 2,4m.

$$p_a = K_a \gamma z \cos \beta - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \left(\tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = 0,295$$

$$p_a(z = 1,6\text{m}) = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_a(z = 2,4\text{m}) = 0,295 * 23 \text{ kN/m}^3 * 2,4\text{m} - 2 * 10 * \sqrt{0,205} = 5,42 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = \frac{5,42 \text{ kN/m}^2}{2} * 3,5\text{m} * 0,8\text{m} = 7,6\text{kN}$$

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

$$W_1 = 0,2\text{m} * 0,2\text{m} * 1,2\text{m} * \gamma_{AB} = 1,2\text{kN}$$

$$W_2 = 3,5\text{m} * 2,0\text{m} * 1,2\text{m} * \gamma_{AB} = 210\text{kN}$$

$$W_3 = 3,5\text{m} * 3,5\text{m} * 1,2\text{m} * \gamma_{AB} = 367,5\text{kN}$$

$$M_{Ed} = 2 * 13,8\text{kN} * 3,6\text{m} + 3 * 6,2\text{kN} * 2,4\text{m} + 7,6\text{kN} * \frac{0,8\text{m}}{3} = 146,0\text{kNm}$$

$$M_{Rd} = 1,2\text{kN} * 1,75\text{m} + 210\text{kN} * 1,75\text{m} + 315\text{kN} * 1,75\text{m} = 920,6\text{kNm}$$

Pogoj $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ je izpolnjen.

V računu M_{Rd} vertikalne komponente natezne sile iz vrvi niso upoštevane. Vseeno smo na varni strani.

Kontrola zdrsa:

Porušitev zaradi zdrsa vzdolž temeljne ploskve preverimo po enačbah:

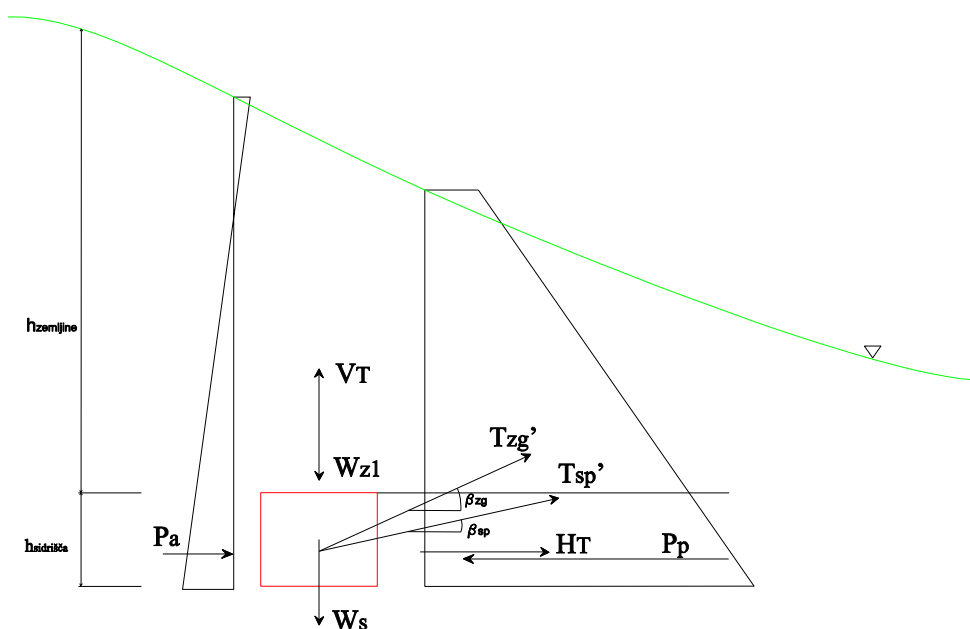
$$H_d \leq R_d$$

$$R_d = V_d \tan \frac{\delta_d}{\gamma_{R,h}} = \frac{885,8\text{kN} * \tan 33}{1,1} = 522,9\text{kN}$$

$$H_d = 53,8\text{kN} \leq R_d = 522,9\text{kN}$$

Pogoj kontrole proti zdrsu je izpolnjen.

Sidrni blok:



Slika 19: Sidrni blok z obremenitvami

Kontrola prevrnitve z upoštevanjem aktivnih in pasivnih pritiskov zemljine:

$$H_T = 2T'_{zg} \cos \beta_{zg} + 3T'_{sp} \cos \beta_{sp}$$

$$V_T = 2T'_{zg} \sin \beta_{zg} + 3T'_{sp} \sin \beta_{sp}$$

$$H_T = 2 * 107,1\text{kN} * \cos 20 + 3 * 110,7\text{kN} * \cos 12 = 526,1\text{kN}$$

$$V_T = 2 * 107,1\text{kN} * \sin 20 + 3 * 110,7\text{kN} * \sin 12 = 142,3\text{kN}$$

Aktivni pritiski:

$$p_a = K_a \gamma z \cos \beta - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \left(\frac{\cos 25 - \sqrt{\cos 25 - (\cos 33)^2}}{\cos 33} \right)^2 = 0,253$$

$$p_a(z = 3,5\text{m}) = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

$$p_a(z = 5,0\text{m}) = 16,3 \text{ kN/m}^2$$

$$y = \frac{1,5}{3} * \frac{16,3 + 2 * 8,4}{16,3 + 8,4} = 0,67\text{m}$$

$$P_a = \frac{8,4 \text{ kN/m}^2 + 16,3 \text{ kN/m}^2}{2} * 1,5\text{m} * 2\text{m} = 28,7\text{kN}$$

Pasivni pritiski:

$$p_p = K_p \gamma z \cos \beta + 2c \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 3,95$$

$$p_p(z = 2,8\text{m}) = 270,3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_p(z = 4,3\text{m}) = 393,8 \text{ kN/m}^2$$

$$y = \frac{1,5}{3} * \frac{393,8 + 2 * 270,3}{393,8 + 270,3} = 0,70\text{m}$$

$$P_p = \frac{270,3 \text{ kN/m}^2 + 393,8 \text{ kN/m}^2}{2} * 1,5\text{m} * 2\text{m} = 996,2\text{kN}$$

Kontrola prevrnitve:

$$M_{Ed} = 526,1\text{kN} * 0,75\text{m} + 142,3\text{kN} * 0,75\text{m} + 28,7\text{kN} * 0,67\text{m} = 520,5\text{kNm}$$

$$M_{Rd} = (1,5 * 1,5 * 2)\text{m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 * 0,75\text{m} + (3,14 * 1,5 * 2)\text{m}^3 * 23 \text{ kN/m}^3 * 0,75\text{m} + 996,2\text{kN} * 0,67\text{m} = 943,2\text{kNm}$$

Pogoj $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ je izpolnjen.

Kontrola proti zdrsni temeljne ploskve:

Pri predpostavki, da do zdrsne ne pride, pasivnih pritiskov ne upoštevamo.

$$H_d \leq R_d$$

$$R_d = V_d \tan \frac{\delta_d}{\gamma_{R,h}} = \frac{329,2\text{kN} * \tan 33}{1,1} = 194,3\text{kN}$$

$$H_d = 554,8\text{kN} \geq R_d = 194,3\text{kN}$$

Pogoj kontrole proti zdrsni ni izpolnjen.

Če pa bi upoštevali tudi pasivne pritiske ($P_p=996,2\text{kN}$), bi bila kontrola izpolnjena. To bi sicer pomenilo, da dovoljujemo določen zdrs sidrišča, vendar bi v našem primeru posledično to pomenilo tudi, da bi se povečal povos konstrukcije in s tem zmanjšala sila v vrvi. Za potrebe te diplomske naloge pa lahko zaključimo, da ne dovoljujemo zdrsne, posledično ne upoštevamo pasivnih pritiskov v kontroli zdrsne in bi bilo zato potrebno dodatno sidranje z geotehničnimi sidri.

4 POVES V RAZLIČNIH STANJIH OBREMENITVE

V poglavju 3 smo konstrukcijo obravnavali v mejnem stanju nosilnosti brez upoštevanja obtežbe snega. Glede na izbran največji povos, smo določili mejne vrednosti natezne sile v posameznih vrveh. V prvem delu poglavja 4 bomo najprej pokazali, kako se spreminjata povos in posledično natezna sila v različnih obtežnih stanjih, glede na mejno stanje nosilnosti za obtežno kombinacijo 1 in 2. V drugem delu bomo pokazali še, kakšen je vpliv na konstrukcijo, če pri obtežni kombinaciji 1 spreminjamo največji dovoljen povos v MSN.

4.1 Mejno stanje nosilnosti – Obtežna kombinacija 1 in 2

OBTEŽNA KOMBINACIJA 1:

Zanimal nas je povos v fazi gradnje, povos v času, ko je konstrukcija obremenjena le z lastno težo ter povos v mejnem stanju uporabnosti pri pogosti obtežni kombinaciji.

Za določitev vrednosti povosov v omenjenih stanjih, je potrebno uporabiti iterativen postopek. Izhodiščno stanje je mejno stanje nosilnosti v katerem je vrednost povosa $f=2m$. Kot je že znano, natezno silo v vrvi določimo po enačbi (18) in je odvisna od obremenitve, ki se spreminja glede na stanje obremenitve, razpona l in povosa f , ki ga določimo iterativno.

$$T = \frac{ql^2}{8f} \quad (18)$$

Iterativni postopek za določitev povosa v stanju i poteka ob predpostavki, da se elastični modul ne spreminja, prav tako ne upoštevamo reoloških vplivov. Poiščemo povos f_i , pri katerem bosta spremembi dolžine vrvi določeni iz geometrije (ΔL_{geom}) in napetosti (ΔL_{nap}) enaki.

Uporabimo naslednje izraze:

$$\begin{aligned} f_i(\Delta L_{geom}) &= f_i(\Delta L_{nap}) \\ \Delta L_{geom} &= L_{MSN} - L_i \\ L_i &= l + \frac{8 \cdot f_i}{3 \cdot l} \\ L_{MSN} &= l + \frac{8 \cdot f_{MSN}}{3 \cdot l} \\ \Delta L_{nap} &= \frac{(T_{MSN} - T_i)\sigma_{max}}{T_{max}E} \cdot l_i \end{aligned}$$

$$T_{MSN} = \frac{q_{MSN} \cdot l}{8 \cdot f_{MSN}}$$

$$T_i = \frac{q_i \cdot l}{8 \cdot f_i}$$

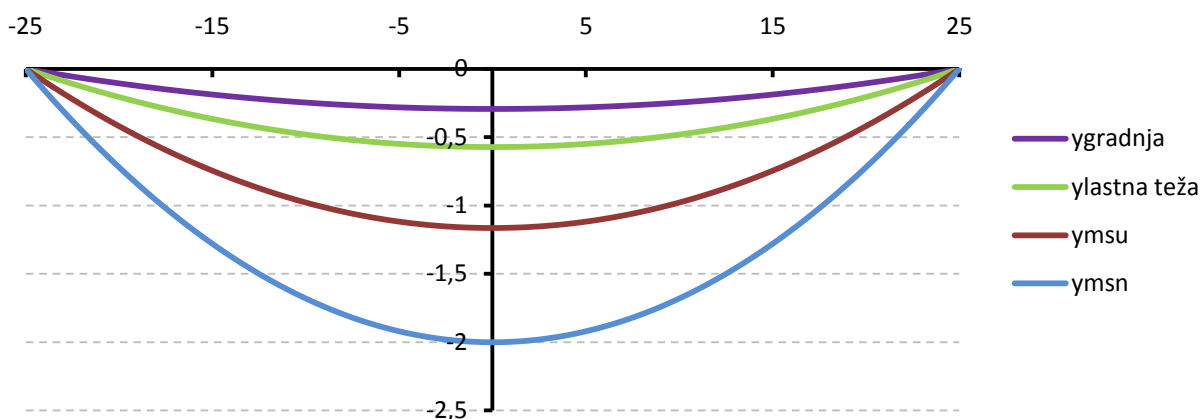
Poves f_i pri katerem sta deformaciji dolžine vrvi izračunane iz geometrije in iz napetosti enake, odgovarja tistemu stanju i , ki ga obravnavamo (i lahko označuje naslednja stanja: faza gradnje, stanje obremenitve samo z lastno težo in mejno stanje uporabnosti).

Preglednica 10 prikazuje vrednosti povesa f , dolžine vrvi med podporama L in natezne sile v posamezni vrvi T v različnih stanjih obremenitve konstrukcije. Slika 20 pa prikazuje deformacijske oblike celotne konstrukcije glede na različna stanja obremenitve.

Ugotovili smo, da se poves v stanju obremenitve samo z lastno težo zmanjša za skoraj $1,5m$, v mejnem stanju uporabnosti pa za $0,8m$, glede na največji dovoljen poves. Vendar se moramo zavedati, da to hkrati pomeni, da se tudi največja natezna sila v vrveh zmanjša za več kot polovico. Vprašanje je samo še, ali take pomike dovoljujemo. Ker standardi ne predpisujejo posebnih omejitev za pomike enostavnih visečih mostov, je to predvsem odločitev projektanta.

Preglednica 10: Tabelarični prikaz spremembe povesa in natezne sile v posameznih stanjih obremenitve konstrukcije

	Faza gradnje	Lastna teža	MSU-pogosta	MSN	
g [kN]	0,20	0,49	0,49	0,49	... lastna teža
q [kN]	0,00	0,00	2,00	2,00	... koristna obtežba
qEd [kN]	0,20	0,49	1,49	3,66	... projektna obtežba
l [m]	50,00	50,00	50,00	50,00	... razpon
f [m]	0,29	0,57	1,17	2,00	... poves
L [m]	50,02	50,03	50,06	50,11	... dolžina vrvi
H [kN]	42,66	53,45	79,94	115,63	... horizontalna komponenta sile T
α [°]	1,34	2,62	5,32	9,09	... naklonski kot
T [kN]	42,67	53,50	80,28	117,10	... natezna sila v vrvi



Slika 20: Prikaz deformacijskih oblik konstrukcije glede na različna stanja obremenitve

OBTEŽNA KOMBINACIJA 2:

Pri obtežni kombinaciji 2 smo v mejnem stanju nosilnosti upoštevali obtežbo snega kot spremenljiv vpliv na konstrukcijo. Prikazali bomo kako se spremeni natezna sila v vrvi v primeru, da še vedno dovoljujemo največji povos v mejnem stanju nosilnosti $f=2m$ (Preglednica 11) in kako se spremeni največji povos, če želimo, da bo v vrvi enaka natezna sila kot pri obtežni kombinaciji 1 $T=585,5kN$ (Preglednica 12). V prvem primeru se natezna sila v vrvi poveča (rezultat velja za eno nosilno vrv). Ker smo si izbrali jekleno vrv s precej večjo nosilnostjo kot je potrebna za obtežno kombinacijo 1, bi izbrana vrv ustrezala tudi za večjo vrednost natezne sile. V drugem primeru pa ugotovimo, da bi bilo smiselno izbrati večji povos v mejnem stanju nosilnosti. To pomeni, da bi bili tudi povosi v ostalih stanjih obremenitve sorazmerno večji.

Preglednica 11: Vrednost natezne sile T pri obtežni kombinaciji 2 pri povesu 2m

<i>Poves</i>	<i>Horizontalna sila</i>	<i>Naklonski kot</i>	<i>Natezna sila v kablju</i>
f [m]	H [kN]	α [°]	T [kN]
2,000	778,1	9,090	788,0

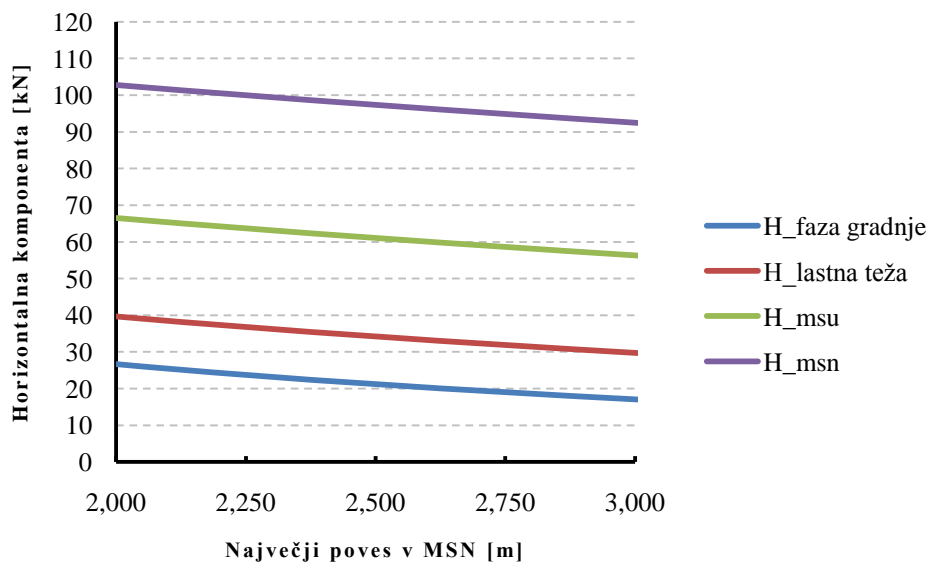
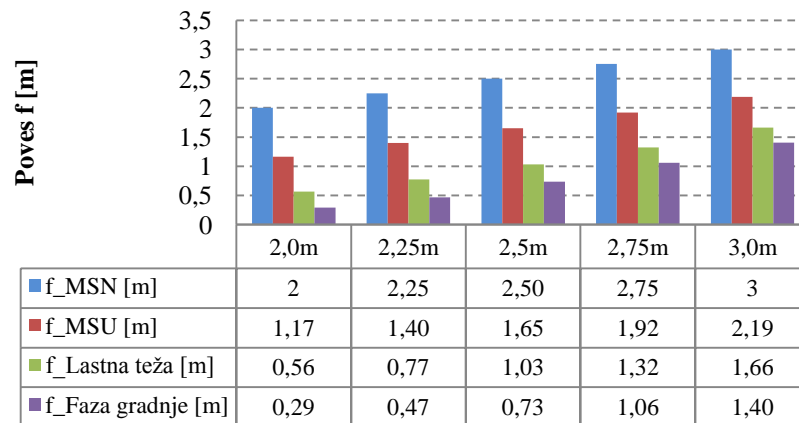
Preglednica 12: Povos f pri obtežni kombinaciji 2 pri željeni natezni sili v vrvi 585,5kN

<i>Poves</i>	<i>Horizontalna sila</i>	<i>Naklonski kot</i>	<i>Natezna sila v kablju</i>
f [m]	H [kN]	α [°]	T [kN]
2,72	572,2	12,276	585,5

4.2 Mejno stanje nosilnosti – različne vrednosti povosov

Če v mejnem stanju nosilnosti dovolimo večji povos, potem so tudi povesi v ostalih stanjih obremenitve konstrukcije večji. Ne glede na to, razlike med povesi ostajajo enake. Preglednica 13 prikazuje vrednosti povosov, glede na različne izhodiščne povese v mejnem stanju nosilnosti. Z večanjem največjega dovoljenega povosa pa se občutno manjša natezna sila v vrveh (glej Slika 21). To pomeni, da si lahko izberemo vrvi z manjšo nosilnostjo ali pa zmanjšamo število nosilnih vrvi.

Preglednica 13: Primerjava povosov f v različnih obtežnih stanjih glede na največji dovoljen povos f_{\max} v mejnem stanju nosilnosti



Slika 21: Zmanjšanje horizontalne komponente natezne sile v vrvi

5 ZAKLJUČEK

Pri projektiranju enostavnih visečih mostov, ki so namenjeni pešcem, so pomembni naslednji trije parametri: razpon, obtežba in največji povos. Ob znanem razponu mostu in obremenitvi ter ob predpostavki, da so pogoji za temeljenje izpolnjeni, je potrebno smiselno izbrati velikost največjega dovoljenega povosa. Ker standardi ne zajemajo omejitev za povos enostavnih visečih mostov, smo upoštevali omejitve, ki jih podaja priročnik organizacije Bridges to Prosperity *Technical-Handbook D Type Suspended – Short Span Trail Bridge Standard*.

V uvodu smo predstavili osnovne značilnosti visečih brvi in glavne razlike med enostavnimi in zahtevnimi visečimi mostovi. V nadaljevanju smo v splošnem opisali jekleno vrv in obravnavali obnašanje jeklene vrvi kot konstrukcijski element, glede na vrsto obremenitve. Predstavili smo enačbo verižnice in parabole ter ugotovili, da pri obravnavanem tipu krivulji sovpadata, zato lahko za projektiranje uporabljamo analitične enačbe, ki veljajo za parabolo. V poglavju 3 smo obravnavali računski primer viseče brvi čez reko Tolminko z razponom 50m. Brv smo konstruirali za mejno stanje nosilnosti. Izračunali smo največjo natezno silo, ki jo mora prevzeti vsaka nosilna vrv in na podlagi tega izračuna smiselno izbrali jekleno vrv, ki obremenitev prenese. Pri računu smo upoštevali obtežno kombinacijo 1, samo lastna teža konstrukcije in koristna obtežba 2kN/m^2 . Vpliv spremembe temperature in obtežbo vetra smo zanemarili, saj pri enostavnih in relativno kratkih visečih mostovih nimajo večjega vpliva na konstrukcijo. To smo tudi pokazali v poglavju o obtežbah. Obtežbo snega smo zajeli v obtežni kombinaciji 2 in rezultate analizirali v poglavju 4. Prav tako smo v poglavju 4 pokazali še vrednosti povosov in natezne sile v vrveh v različnih stanjih obremenitve konstrukcije. Najprej smo obravnavali fazo gradnje in poiskali povos pri katerem je potrebno namestiti vrvi. Nato nas je zanimal povos v stanju, ko je konstrukcija zgrajena in obremenjena samo z lastno težo, na koncu pa še povos v mejnem stanju uporabnosti pri pogosti obtežni kombinaciji. Ugotovili smo, da je povos v stanju obremenitve konstrukcije samo z lastno težo za skoraj 1,5m manjši kot je največji dovoljen povos v mejnem stanju nosilnosti. Na koncu smo preverili še kako bi se povos in sila spreminjala v različnih stanjih obremenitve, v primeru da dovolimo večji povos v mejnem stanju nosilnosti. Ugotovili smo, da so povosi sorazmerno večji, vendar, ker predpostavimo, da se elastični modul ne spreminja ter ne upoštevamo vpliva reoloških pojavov, so razlike med povosi v posameznih stanjih obremenitve enake. Povečanje največjih dovoljenih povosov v mejnem stanju nosilnosti pa v vsakem primeru ugodno vpliva na velikost natezne sile v vrveh.

VIRI

- [1] Atlas okolja. 2013. Agencija za okolje in prostor.
http://gis.arso.gov.si/atlasokolja/profile.aspx?id=Atlas_Okolja_AXL@Arso (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [2] Avery Louise Bang. 2007. Cable-suspended pedestrian bridge design for rural construction.
http://xa.yimg.com/kq/groups/23711357/1481820178/name/Cable%20Suspended%20Pedestrian%20Bridge%20Design%20for%20Rural%20Construction_FINAL.pdf (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
B.S. University of Iowa, 2007.B.A. University of Iowa, 2007
- [3] Burger.si. 2013. Prostorske slike sveta. Burger B.
<http://www.burger.si/Slapovi/Posocje/Tolmin/Tolminka/Tolminka.htm> (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [4] Falck Alford Production. 2013. <http://www.falckproductions.com/resources/air-winch/what-are-the-characteristics-of-a-wire-rope/> (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [5] Gimsing N. J., Georgakis C. T. 2012. Cable Supported Bridges. Technical University of Denmark, Department of Civil Engineering. JohnWiley ,Sons, Ltd.:592 str.
- [6] Slovar slovenskega knjižnega jezika. Inštitut za slovenski jezik Frana Ramovša ZRC SAZU. 2013.
http://bos.zrc-sazu.si/cgi/a03.exe?name=sskj_testa&expression=brv&hs=1 (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [7] MySwitzerland.com. 2013. Trift bridge – A spectacular Pedestrian Bridge. Gadmen.
<http://www.myswitzerland.com/en/are-you-up-to-it.html> (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [8] Ryall M. J.(ur.), Parke G.A.R.(ur.), Harding J. E.(ur.). 2000. Manual of bridge engineering. Great Britain. Thomas Telford Publishing. 1013str.
- [9] SBO englisch_Drahtseiltechnik. 2013.
<http://www.fatzer.com/contento/enUS/Home/Download/tabid/241/language/en-US/Default.aspx>
(Pridobljeno 13. 9. 2013.)

- [10] Standard trail suspended and suspension bridges Volumes A and B. Second edition. 1977.
Ministry of Works and Transport, Roads Dept. Swiss Association for Technical Assistance.
- [11] SWR Group. 2013.
<http://www.steelwirerope.com/WireRopes/Constructions/GeneralEngineering/6x19-filler-fibre-core-wire-rope.html> (Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [12] Technical-Handbook D Type Suspended – Short Span Trail Bridge Standard, Volume 1.
Bridges2Prosperity. 2013. <http://bridgestoprosperty.org/resources/technical-resources/>
(Pridobljeno 13. 9. 2013.)
- [13] The Engineering ToolBox. Friction and Coefficients of Friction. 2013.
http://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d_778.html (Pridobljeno 13. 9. 2013.)

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: Specifikacija izbrane jeklene vrvi 6x19 (9/9/1) Seale - IWRC ^[10]

PRILOGA B: Račun notranjih sil in primerjava med parabolo in verižnico

PRILOGA C: Prikaz iterativnega postopka določanja povesa v različnih fazah obremenitve konstrukcije

PRILOGA D: Prečni profil jeklene viseče brvi

PRILOGA E: Tloris jeklene viseče brvi

PRILOGA F: Prečni prerez jeklene viseče brvi

PRILOGA A: Specifikacija izbrane jeklene vrvi 6x19 (9/9/1) Seale - IWRC

Nominal Diameter	Approximate Mass	Minimum breaking loads - 1770 Mpa
[mm]	[kg/m]	[kN]
10	0.405	63.00
11	0.473	76.20
12	0.582	91.00
13	0.663	107.00
14	0.800	124.00
15	0.910	142.00
16	1.010	161.00
18	1.300	204.00
20	1.630	252.00
22	1.960	305.00
24	2.320	363.00
26	2.700	426.00
28	3.150	494.00
30	3.560	567.00
32	4.010	645.00
34	4.630	728.00
36	5.190	817.00
38	5.770	910.00
40	6.380	1008.00
42	6.930	1112.00

PRILOGA B: RAČUN NOTRANJIH SIL IN PRIMERJAVA MED PARABOLO IN VERIŽNICO

Mejno stanje nosilnosti: $q_{Ed} = 1,35g + 1,5q$

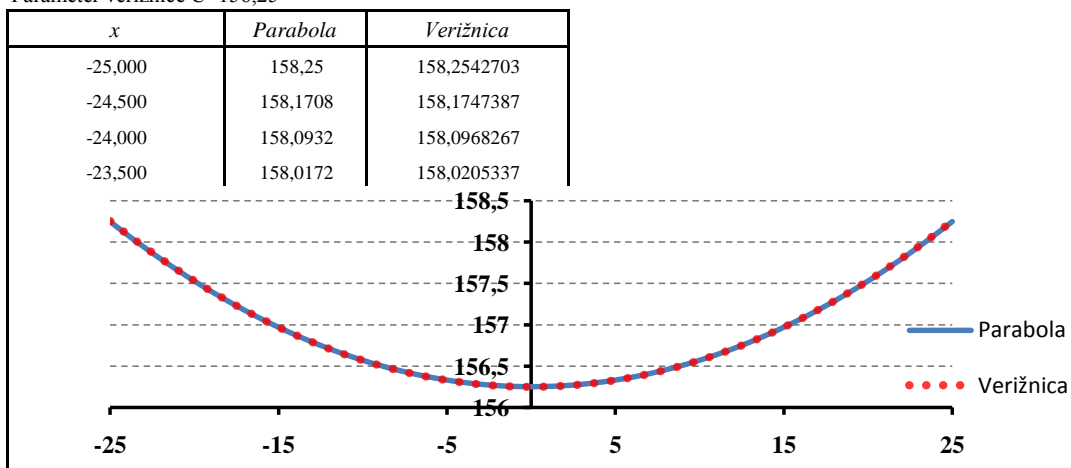
Razpon $l = 50\text{m}$
 Poves $f = 2\text{m}$
 Lastna teža $g = 0,49\text{kN/m}$
 Koristna obtežba $q = 2\text{kN/m}$
 Projektna obtežba $q_{Ed} = 3,7\text{kN/m}$

Poves f (2-10% razpona L)		Horizontalna sila	Naklonski kot	Natezna sila v kabl
Delež [%]	f [m]	H [kN]	α [°]	T [kN]
0,020	1,000	1156,3	4,574	1159,9
0,025	1,250	925,0	5,711	929,6
0,030	1,500	770,8	6,843	776,4
0,035	1,750	660,7	7,970	667,2
0,040	2,000	578,1	9,090	585,5
0,045	2,250	513,9	10,204	522,1
0,050	2,500	462,5	11,310	471,7
0,055	2,750	420,5	12,407	430,5
0,060	3,000	385,4	13,496	396,4
0,065	3,250	355,8	14,574	367,6
0,070	3,500	330,4	15,642	343,1
0,075	3,750	308,3	16,699	321,9
0,080	4,000	289,1	17,745	303,5
0,085	4,250	272,1	18,778	287,4
0,090	4,500	256,9	19,799	273,1
0,095	4,750	243,4	20,807	260,4
0,100	5,000	231,3	21,801	249,1

Op.: Vrednosti so izračunane za enačbo parabole

Primerjava med parabolo in verižnico za MSN, obtežna kombinacija 1

Parameter verižnice $C=156,25$



PRILOGA C: Prikaz iterativnega postopka določanja povesa v posameznih fazah obremenitve

FAZA GRADNJE - samo pozicija kablov

$g =$	0,200	kN/m	...lastna teža 5 vrvi
$f_0 =$	0,293	m	...poves kablov v fazi gradnje
$H_g =$	42,662	kN	...horizontalna sila v eni vrvi
$L_{-g} =$	50,016	m	...dolžina vrvi
$H_g =$	110,816	kN	...horizontalna sila - splošno

MSN - obtežni primer 1

$q_{Ed} =$	3,700	kN/m	
$f_{-msn} =$	2,000	m	...poves kablov v msn
$H_{g+q} =$	115,625	kN	...horizontalna sila v eni vrvi
$L_{-msn} =$	50,107	m	...dolžina vrvi
$H_{g+q} =$	578,125	kN	...horizontalna sila - splošno

Poves v fazi gradnje

f_0 [m]	N_g [kN]	L_{-g} [m]	ΔL_{geom}	ΔL_{nap}	$\Delta L_{geo} - \Delta L_{nap}$
0,288	43,4027778	50,01536	0,09130667	0,09011459	0,001192076
0,29	43,1034483	50,01546667	0,0912	0,090488269	0,000711731
0,291	42,9553265	50,01552	0,09114667	0,090673184	0,000473483
0,292	42,8082192	50,01557333	0,09109333	0,090856833	0,000236501
0,293	42,662116	50,01562667	0,09104	0,091039229	7,70608E-07
0,294	42,5170068	50,01568	0,09098667	0,091220386	-0,00023372
0,295	42,3728814	50,01573333	0,09093333	0,091400316	-0,000466983
0,296	42,2297297	50,01578667	0,09088	0,091579031	-0,000699031
0,297	42,0875421	50,01584	0,09082667	0,091756544	-0,000929877
0,298	41,9463087	50,01589333	0,09077333	0,091932866	-0,001159533

STANJE - LASTNA TEŽA MOSTU

$g =$	0,49	kN/m	...lastna teža konstrukcije
$g_{Ed} =$	0,49	kN/m	...projektna obtežba ($\gamma=1,0$)
$f_{it} =$	0,564	m	
$H_{it} =$	54,299645	kN	
$L_{-it} =$	50,03008	m	
$H_{it} =$	271,49823	kN	

Poves pri lastni teži

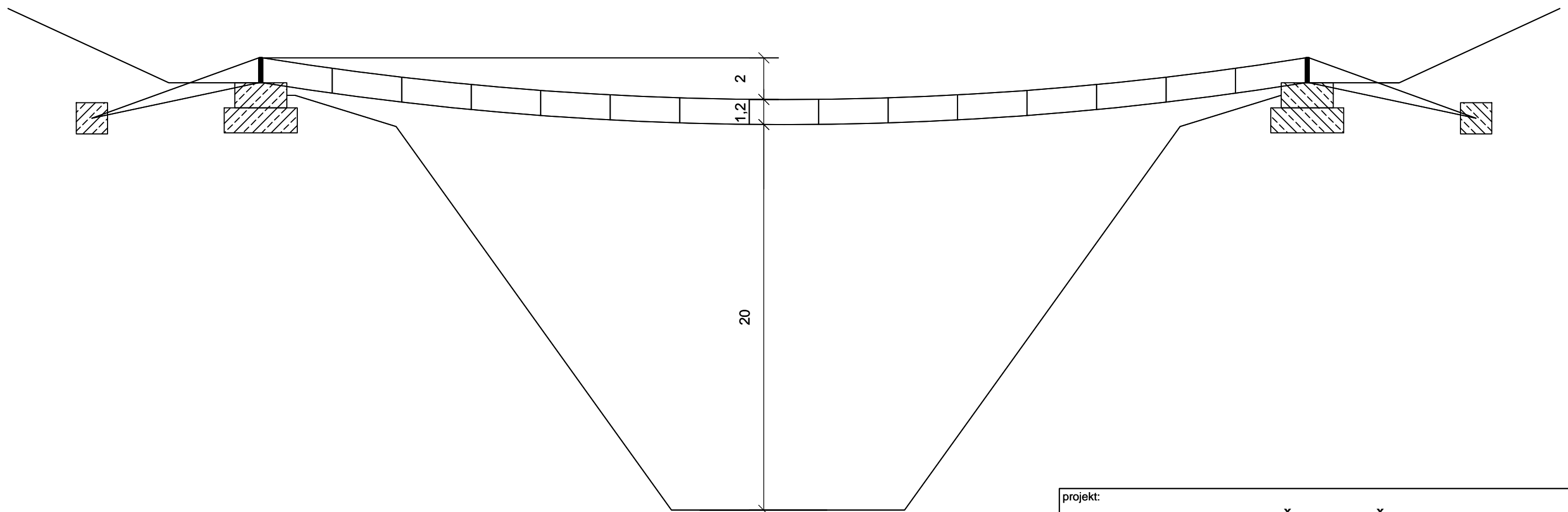
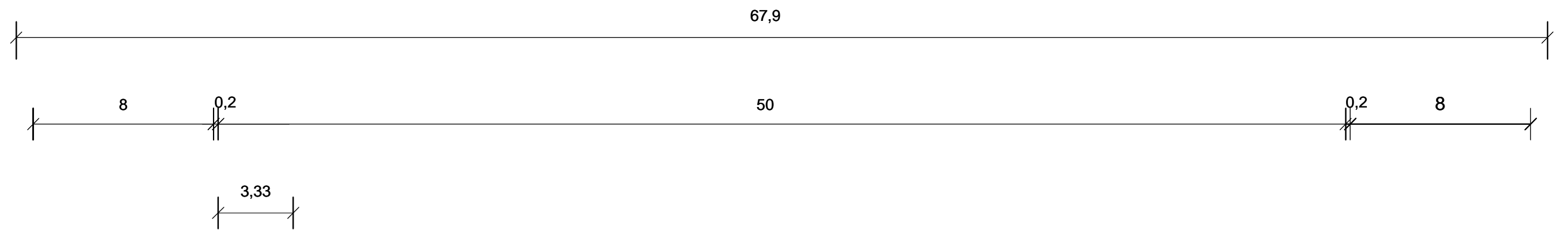
f_{it} [m]	N_{it} [kN]	L_{-it} [m]	ΔL_{geom}	ΔL_{nap}	$\Delta L_{geo} - \Delta L_{nap}$
0,56	54,6875	50,02986667	0,0768	0,076056239	0,000743761
0,561	54,5900178	50,02992	0,07674667	0,076177988	0,000568679
0,562	54,4928826	50,02997333	0,07669333	0,076299304	0,000394029
0,563	54,3960924	50,03002667	0,07664	0,07642019	0,00021981
0,564	54,2996454	50,03008	0,07658667	0,076540648	4,60191E-05
0,565	54,2035398	50,03013333	0,07653333	0,07660679	-0,000127346
0,566	54,1077739	50,03018667	0,07648	0,076780288	-0,000300288
0,567	54,0123457	50,03024	0,07642667	0,076899474	-0,000472808
0,568	53,9172535	50,03029333	0,07637333	0,077018242	-0,000644909
0,569	53,8224956	50,03034667	0,07632	0,077136593	-0,000816593

MSU - pogosta obtežna kombinacija

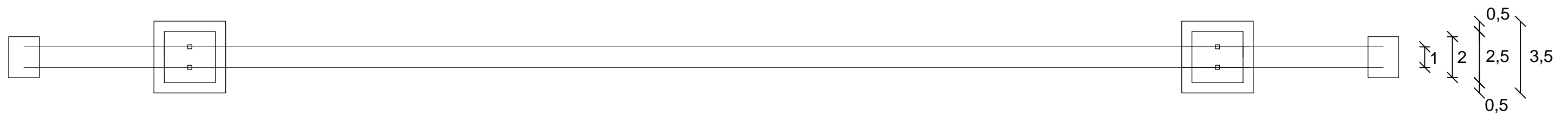
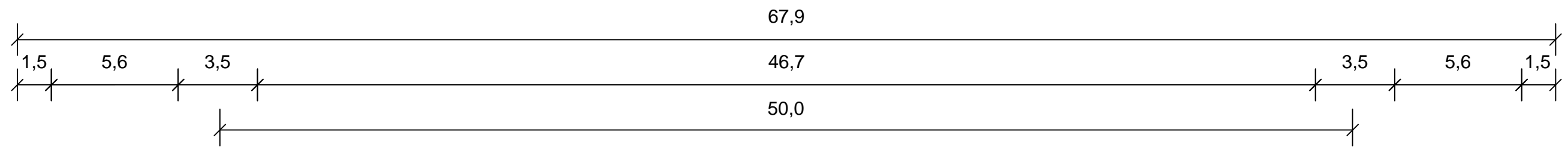
$g_{MSU} =$	1,49	kN/m	... $\gamma_g = 1,0; \gamma_q = 0,5$
$f_{MSU} =$	1,165	m	
$H_{MSU} =$	79,936	kN	
$L_{MSU} =$	50,062	m	
$H_{MSU} =$	399,678	kN	

Poves v mejnem stanju uporabnosti pri pogosti obtežni kombinaciji

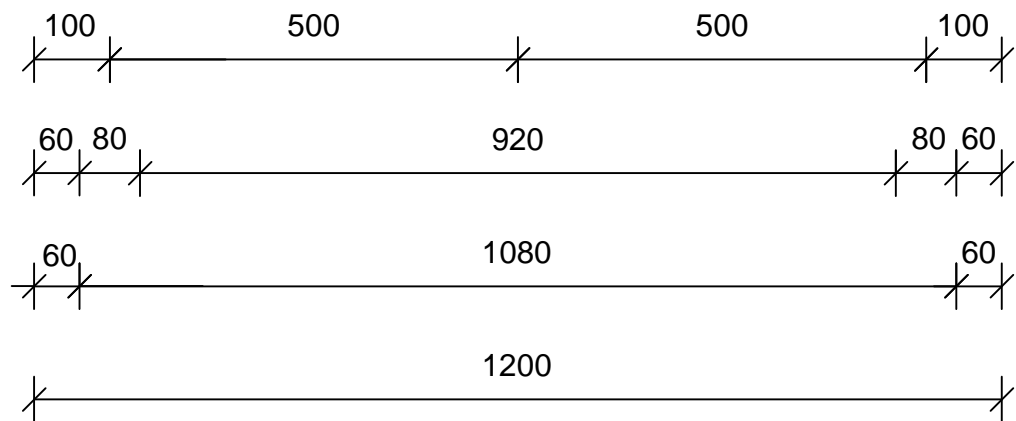
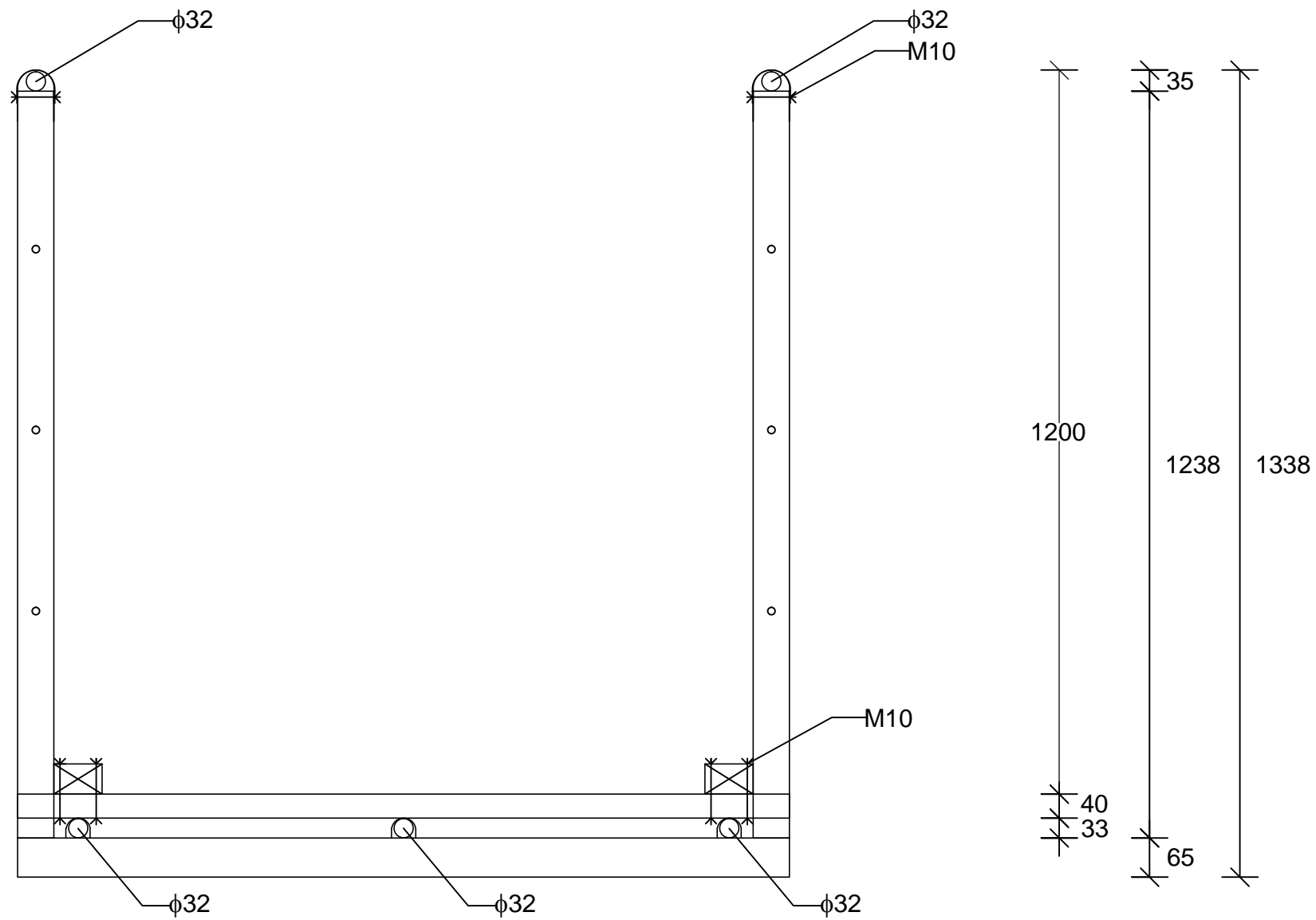
f_{MSU} [m]	N_{MSU} [kN]	L_{MSU} [m]	ΔL_{geom}	ΔL_{nap}	$\Delta L_{geo} - \Delta L_{nap}$
1,16	80,2801724	50,06186667	0,0448	0,04414218	0,00065782
1,161	80,211025	50,06192	0,04474667	0,044228585	0,000518082
1,162	80,1419966	50,06197333	0,04469333	0,044314842	0,000378491
1,163	80,0730868	50,06202667	0,04464	0,044400951	0,000239049
1,164	80,0042955	50,06208	0,04458667	0,044486912	9,97547E-05
1,165	79,9356223	50,06213333	0,04453333	0,044572726	-3,93925E-05
1,166	79,8670669	50,06218667	0,04448	0,044658393	-0,000178393
1,167	79,798629	50,06224	0,04442667	0,044743913	-0,000317247
1,168	79,7303082	50,06229333	0,04437333	0,044829287	-0,000455954
1,169	79,6621044	50,06234667	0,04432	0,044914516	-0,000594516



projekt:			
JEKLENA VISEČA BRV ČEZ TOLMINKO			
mentor:		naslov risbe:	
prof. dr. Darko Beg		PREČNI PROFIL	
somentor:			
asist. dr. Franc Sinur			
avtor:			
Nika Gerbec			
merilo:	datum:	priloga	št. risbe
1: 200	2013	D	1



projekt:			
JEKLENA VISEČA BRV ČEZ TOLMINKO			
mentor:		naslov risbe:	
prof. dr. Darko Beg		TLORIS	
somentor:			
asist. dr. Franc Sinur			
avtor:			
Nika Gerbec			
merilo:	datum:	priloga	št risbe
1: 200	2013	E	1



projekt:			
JEKLENA VISEČA BRV ČEZ TOLMINKO			
mentor:		naslov risbe:	
prof. dr. Darko Beg		PREČNI PREREZ	
somentor:			
asist. dr. Franc Sinur			
avtor:		priloga	
Nika Gerbec		F	
merilo:	datum:	št. risbe	1
1: 10	2013		