

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:

Jamšek, A., 2016. Projekt mostu čez Kamniško Bistrico. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentorica Isakovič, T., somentor Kante, P.): 155 str.

Datum arhiviranja: 28-09-2016

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:

Jamšek, A., 2016. Projekt mostu čez Kamniško Bistrico. Master Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Isakovič, T., co-supervisor Kante, P.): 155 pp.

Archiving Date: 28-09-2016

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

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM DRUGE STOPNJE
GRADBENIŠTVO
SMER GRADBENE
KONSTRUKCIJE**

Kandidat:

ALEŠ JAMŠEK

PROJEKT MOSTU ČEZ KAMNIŠKO BISTRICO

Magistrsko delo št.: 35/II.GR

DESIGN OF BRIDGE OVER KAMNIŠKA BISTRICA

Graduation – Master Thesis No.: 35/II.GR

Mentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Somentor:

asist. dr. Peter Kante

Ljubljana, 23. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent Aleš Jamšek, vpisna številka 26410153, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom Projekt mostu čez Kamniško Bistrico

IZJAVLJAM1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*

- a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;
- c) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V: _____

Datum: _____

Podpis študenta:

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.21.036(282)(497.4)(043)
Avtor:	Aleš Jamšek dipl. inž. gradb. (UN)
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isaković
Somentor:	asist. dr. Peter Kante
Naslov:	Projekt mostu čez Kamniško Bistrico
Tip dokumenta:	magistrska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	155 str., 31 pregl., 173 sl., 248 en., 2 pril.
Ključne besede:	zasnova mostu, umestitev v prostor, analiza obtežb, potresna obtežba, dimenzioniranje

Izvleček

V magistrskem delu smo naredili konstrukcijsko zasnovu in sprojektirali novi most čez Kamniško Bistrico na območju Kamnika, ki je del načrtovane tretje mestne povezovalne ceste. Pri tem smo izhajali iz odloka Občine Kamnik, kjer je predvideni objekt bolj podrobno opredeljen in umeščen v prostor. Pregledali smo vso dostopno dokumentacijo, v skladu s katero smo najprej analizirali relief območja in prometno situacijo povezovalne ceste. Pri zasnovi in umeščanju v prostor smo upoštevali tudi podvoz Ceste 27. julija na desnem bregu reke in podvoz za kolesarje ter pešce na levem bregu. Nato smo v skladu s tehničnimi smernicami za projektiranje premostitvenih objektov preučili štiri možne konstrukcijske zasnove: 1) armiranobetonski kontinuirni gredni most preko treh polj; 2) armiranobetonsko okvirno konstrukcijo s tremi razponi in poševnima stebroma; 3) armiranobetonski vpeti lok s polno ploščo in vertikalnima stebroma in 4) kot zadnjo še armiranobetonski vpeti lok z rebrasto ploščo. Zasnove smo nato medsebojno primerjali, pri čemer smo primerjali upogibne momente, navpične pomike in potrebno vzdolžno armaturo. Izkazalo se je, da je glede na primerjane kriterije najbolj optimalna ločna konstrukcija z dodatnima vertikalnima stebroma in polno ploščo kot prekladno konstrukcijo.

Po analizi materialov, obtežb in lastnosti temeljnih tal smo izvedli statično analizo izbrane zasnove mostu s programom Sofistik, kjer smo ločeno obravnavali stalna in začasna projektna stanja ter potresna in nezgodna projektna stanja. Po izvedenih analizah smo izvedli dimenzioniranje in konstruiranje loka, ki je osnovni podporni element obravnavne konstrukcije. Dimenzioniranje smo izvedli v skladu z veljavnimi standardi Evrokod in tehničnimi smernicami.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.21.036(282)(497.4)(043)
Author: Aleš Jamšek B.Sc.
Supervisor: Prof. Tatjana Isaković, Ph.D.
Co-advisor: Assist. Prof. Peter Kante, Ph.D.
Title: Design of bridge over Kamniška Bistrica
Document type: M. Sc. Thesis
Notes: 155 p., 31 tab., 173 fig., 248 eq., 2 ann.
Key words: bridge design, bridge placement, load analysis, seismic load, reinforcement check

Abstract

The conceptual design as well as the analysis and design of main structural element of a new bridge over river Kamniška Bistrica in the area of Kamnik has been performed. New bridge is a part of the third urban road connection in Kamnik. Requirements related to the function of the new road and bridge itself were taken into account according to the official document issued by the Municipality of Kamnik. First all available documentation was examined, with an emphasis to the terrain properties of the area and the traffic requirements defined for the new road connection. The underpass of the road Cesta 27. julija on the right bank of the river and an underpass for cyclists and pedestrians on the left bank, were taken into account in the conceptual design of the bridge. Four different structural systems: 1) RC continuous three-span beam bridge supported by vertical piers; 2) RC three-span bridge supported by inclined piers; 3) RC arch bridge with two adjacent vertical piers and slab deck, 4) RC arch bridge with slab deck supported by two rectangular beams, were analysed. These structural systems were compared based on the several criteria: vertical displacements, bending moments and longitudinal reinforcement. The most optimal system appeared to be the arch bridge with slab deck.

Upon the analysis of suitable materials, analysis of different loads and ground types at the location of the object the detailed analysis of the selected structural system was performed using Sofistik software. The bridge was analysed for different persistent and transient design situations as well as for the influence of the accidental and seismic design loads. At the last part of the thesis detailed design and detailing of the RC arch (main supporting structural element of the bridge), according to Eurocode standards and technical guidelines was performed.

ZAHVALA

Za pomoč in nasvete pri nastajanju magistrske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici prof. dr. Tatjani Isaković in somentorju asist. dr. Petru Kantetu.

Zahvalil bi se očetu Bogdanu in mami Kristini za podporo pri nastajanju naloge in celotnemu študiju.

Zahvalil bi se tudi sošolcem Marku, Gregu, Karin, Samu in Janu, s katerimi smo preživeli študijska leta in si medsebojno pomagali.

Nazadnje bi se zahvalil še Piki za spodbudo in podporo med celotnim študijem in pri izdelavi te naloge.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
KAZALO SLIK	X
KAZALO PREGLEDNIC	XIV
SEZNAM PRILOG	XV
1 UVOD.....	1
2 UMESTITEV PREMOSTITVENEGA OBJEKTA V PROSTOR	3
2.1 Tehnični elementi povezovalne ceste	7
2.2 Premostitve	7
2.3 Niveletni potek, skloni in materiali	7
2.4 Prometna ureditev.....	7
3 PROJEKTIRANJE MOSTOV V SKLADU S SMERNICAMI ZA PROJEKTIRANJE CESTNIH PREMOSTITVENIH OBJEKTOV	9
3.1 Geometrija ceste na objektih	9
3.2 Prosti profil in širine cestnih premostitvenih objektov (mostov)	9
3.3 Svetle širine in svetle (varnostne) višine pod cestnimi premostitvenimi objekti.....	10
3.3.1 Varnostna višina pod mostovi	11
3.3.2 Svetle širine in svetle višine podvozov.....	11
3.4 Zanesljivost in življenjska doba objektov.....	12
4 RAZLIČNE ZASNOVE KONSTRUKCIJE MOSTU.....	13
4.1 Oblikovanje mostov.....	13
4.2 Nosilni sistemi premostitvenih objektov	13
4.2.1 Gredni sistemi premostitvenih objektov.....	13
4.2.1.1 Gerberjev nosilec s členki na krajnih poljih	13
4.2.1.2 Kontinuirna greda preko treh polj.....	14
4.2.2 Okvirni sistemi premostitvenih objektov.....	14
4.2.2.1 Okvirna konstrukcija s tremi razponi in poševnima stebroma	14
4.2.2.2 Okvirna konstrukcija s tremi razponi	15
4.2.3 Ločni in obokani sistemi premostitvenih objektov.....	15
4.2.3.1 Vpeti lok	15
4.2.3.2 Elastično vpeti lok	16
4.2.4 Prečni prerezi grednih in okvirnih sistemov iz armiranega betona	16
4.2.4.1 Prečni prerezi s polno ploščo	16
4.2.4.2 Trapezni široki nosilci	17
4.3 Prometna obtežba mostu – obtežni model LM1	18
4.3.1 Skupina obtežb grla	19

4.4	Preliminarne statične analize različnih konstrukcijskih sistemov	19
4.4.1	Preliminarna statična analiza kontinuirne grede preko treh polj	20
4.4.2	Preliminarna statična analiza okvirne konstrukcije s tremi razponi in poševnima stebroma 22	
4.4.3	Preliminarna statična analiza vpetega loka.....	24
4.4.4	Preliminarna statična analiza vpetega loka z rebrasto ploščo.....	30
4.5	Izbira zasnove mostu	32
5	UMESTITEV IZBRANE ZASNOVE V PROSTOR	34
6	KARAKTERISTIKE MATERIALOV IN GEOMEHANSKE LASTNOSTI TAL.....	38
6.1	Karakteristike materialov	38
6.2	Geomehanske lastnosti temeljnih tal.....	39
6.2.1	Terenske raziskave – sondažno vrtanje	39
6.2.2	Geomehanske laboratorijske preiskave in sestava tal	40
6.2.3	Pogoji temeljenja objekta	40
6.2.3.1	Modul podajnosti tal.....	40
6.2.3.2	Tip tal	41
6.2.3.3	Posebni pogoji gradnje	41
6.3	Krovni sloj betona	41
6.4	Ograja	41
7	ANALIZA ZUNANJIH VPLIVOV	43
7.1	Lastna teža	43
7.2	Prometna obtežba	43
7.2.1	Obtežni model LM1	44
7.2.2	Obtežni model LM2	45
7.2.3	Obtežni model LM3	45
7.2.4	Obtežni model LM4	46
7.2.5	Horizontalne sile – pospeševalne in zaviralne sile	46
7.2.6	Centrifugalne in ostale prečne sile	46
7.2.7	Izredne obtežbe	46
7.2.7.1	Udarci v stebre in druge podporne elemente	47
7.2.7.2	Vozila na stezah za pešce in kolesarskih stezah	47
7.2.7.3	Udarci vozil v robnike	47
7.2.8	Obtežne skupine	48
7.2.8.1	Skupina obtežb gr1a	51
7.2.8.2	Skupina obtežb gr1b.....	52
7.2.8.3	Skupina obtežb gr2.....	52
7.2.8.4	Skupina obtežb gr3.....	53
7.3	Obtežbe snega	54

7.4	Obtežba vetra.....	54
7.4.1	Obtežba vetra brez prometne obtežbe.....	55
7.4.2	Obtežba vetra s prometno obtežbo	57
7.4.3	Upoštevanje vetrne obtežbe.....	57
7.5	Toplotni vplivi.....	57
7.5.1	Enakomerna temperaturna sprememba.....	58
7.5.2	Neenakomerna temperaturna sprememba.....	58
7.5.3	Kombinacije enakomernih in neenakomernih temperaturnih sprememb	60
7.6	Reološki vplivi.....	61
7.6.1	Krčenje betona.....	61
7.6.1.1	Krčenje zaradi sušenja	61
7.6.1.2	Avtogeno krčenje.....	63
7.6.1.3	Celotno krčenje.....	63
7.6.2	Lezenje	64
7.7	Potresna obtežba.....	65
7.7.1	Spekter pospeškov	66
7.7.2	Navpična komponenta potresnega vpliva.....	68
7.7.3	Vsota mas	68
7.8	Obtežne kombinacije	70
7.8.1	Mejno stanje nosilnosti.....	70
7.8.1.1	Mejna stanja nosilnost v stalnih in začasnih projektih stanjih.....	70
7.8.1.2	Mejna stanja nosilnosti v nezgodnih in potresnih projektih stanjih.....	71
7.8.1.3	Mejno stanje uporabnosti.....	71
8	STATIČNA ANALIZA MOSTNE KONSTRUKCIJE.....	72
8.1	Spremembe zasnove konstrukcije	73
8.2	Nihajne oblike in učinkovite mase	75
9	DIMENZIONIRANJE ZA MEJNA STANJA NOSILNOSTI.....	77
9.1	Uklonska vitkost.....	77
9.1.1	Uklonska vitkost stebra S1	77
9.1.2	Uklonska vitkost loka	78
9.2	Sidranje vzdolžne armature	79
9.3	Redukcija momentov nad podporami.....	81
9.4	Dimenzioniranje loka tik ob vpetju	83
9.4.1	Dimenzioniranje upogibne armature v loku tik ob vpetju	84
9.4.2	Dimenzioniranje strižne in torzijske armature v loku tik ob vpetju.....	88
9.5	Dimenzioniranje prereza loka ob koncu plastičnega členka.....	94
9.6	Dimenzioniranje prereza loka tik ob stiku s prekladno konstrukcijo	95
9.7	Konstruiranje armature	97

10 ZAKLJUČEK.....	98
VIRI.....	100

KAZALO SLIK

Slika 1: Umestitev povezovalne ceste v prostor (vir: Google Maps)	3
Slika 2: Obravnavano območje na Državni topografski karti in načrtu	4
Slika 3: 3D prikaz obravnavanega območja	5
Slika 4: Višine posameznih izbranih točk na obravnavanem območju	6
Slika 5: Prometna situacija povezovalne ceste	8
Slika 6: Prometna situacija premostitvenega objekta in navezava na krožno križišče	8
Slika 7: Prosti profil premostitvenih objektov na glavnih, regionalnih in lokalnih cestah v naselju ($v < 50 - 70$ km/h)	9
Slika 8: Prometni profili za ostale udeležence v cestnem prometu a) dva pešca b) štirje pešci c) dva kolesarja.....	10
Slika 9: Širine prečnih prerezov premostitvenih objektov na glavnih, regionalnih ali lokalnih cestah v naselju ($v < 50 - 70$ km/h).....	10
Slika 10: Prosti profil pod cestnimi mostovi	11
Slika 11: Svetla širina podvozov za dvopasovne javne poti.....	11
Slika 12: Svetle višine v podvozih	12
Slika 13: Statični sistem Gerberjevega nosilca s členki na krajnih poljih.....	14
Slika 14: Statični sistem kontinuirne grede preko treh polj.....	14
Slika 15: Statični sistem okvirne konstrukcije s tremi razponi in poševnima stebroma.....	15
Slika 16: Statični sistem okvirne konstrukcije s tremi razponi.....	15
Slika 17: Statični sistem vpetega loka	16
Slika 18: Statični sistem elastično vpetega loka	16
Slika 19: Prečni prerez polne plošče.....	17
Slika 20: Prečni prerez trapeznih širokih nosilcev	18
Slika 21: Pasovi in vertikalne prometne obtežbe mostu za skupino grla.....	19
Slika 22: Statični sistem kontinuirne grede preko treh polj z razponi	20
Slika 23: Upogibni momenti za mejno stanje nosilnosti (kNm).....	20
Slika 24: Potrebna vzdolžna nesimetrična armatura za gredni most nad podporo	21
Slika 25: Prostoležeči nosilec togo podprt na eni strani.....	22
Slika 26: Togo vpeti nosilec	22
Slika 27: Statični sistem okvirne konstrukcije s tremi razponi in poševnima stebroma.....	23
Slika 28: Prečni prerez poševnega stebra	23
Slika 29: Upogibni momenti za mejno stanje nosilnosti (kNm).....	23
Slika 30: Potrebna vzdolžna nesimetrična armatura za okvirni most nad podporo.....	24
Slika 31: Krivulja uklonjenega loka	25
Slika 32: Geometrijske karakteristike in notranje sile v loku.....	26
Slika 33: Matematična krivulja loka upoštevajoč 1. predpostavko	26
Slika 34: Matematična krivulja loka upoštevajoč 3. predpostavko	28
Slika 35: Primerjava matematičnih krivulj za 1. (rdeča) in 3. predpostavko (zelena).....	28
Slika 36: Koordinate loka.....	29
Slika 37: Upogibni momenti za mejno stanje nosilnosti (kNm).....	29
Slika 38: Potrebna vzdolžna nesimetrična armatura za ločni most nad podporo	30
Slika 39: Prečni prerez rebraste plošče.....	31
Slika 40: Upogibni momenti v prekladni konstrukciji za mejno stanje nosilnosti (kNm).....	31
Slika 41: Potrebna vzdolžna armatura v polju za primer rebraste plošče.....	31
Slika 42: Most čez Kamniško Bistrico	33
Slika 43: Prometna situacija obravnanega odseka ceste.....	35

Slika 44: Vzdolžni prerez obstoječe situacije.....	36
Slika 45: Vzdolžni prerez predlagane umestitve objekta v prostor.....	37
Slika 46: Mesto vrtine V-1/13.....	39
Slika 47: Detajl ograje za pešce	42
Slika 48: Prometni pasovi in hodniki za pešce in kolesarje	44
Slika 49: Detajl stez za pešce in robnih vencev	44
Slika 50: Shema obtežbe za model LM1 (Vir: SIST EN:1991-2:2004).....	45
Slika 51: Shema obtežbe za model LM2 (Vir: Calgaro et al. 2010 in SIST EN 1991-2:2004)	45
Slika 52: Vozila na stezah za pešce in kolesarskih stezah	47
Slika 53: Skica udarca vozila v robnik.....	48
Slika 54: Skica obtežne skupine gr1a na prekladno konstrukcijo	52
Slika 55: Skica obtežne skupine gr1b na prekladno konstrukcijo.....	52
Slika 56: Skica obtežne skupine gr2 na prekladno konstrukcijo.....	53
Slika 57: Skica obtežne skupine gr3 na prekladno konstrukcijo.....	54
Slika 58: Upoštrevane smeri za vplive vetra in dimenzije preklad (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)	54
Slika 59: Višina sredine prekladne konstrukcije nad terenom	55
Slika 60: Določanje višine prereza za račun referenčne površine $A_{ref, x}$ (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)	56
Slika 61: Del prečnega prereza prekladne konstrukcije	56
Slika 62: Določevanje višine prereza za račun referenčne površine $A_{ref, x}$, upošteva višino prometnih vozil (Vir: Calgaro et al. 2010)	57
Slika 63: Dimenzije za določitev obsega elementa v stiku z ozračjem.....	62
Slika 64: Shematični prikaz odvisnosti sile od pomika za konstrukcije (Vir: SIST EN 1998-2:2006)..	65
Slika 65: Projektni in elastični spekter pospeškov	68
Slika 66: Izračunane mase v programu Sofistik.....	69
Slika 67: Definicija geometrije ločnega mostu v programu Sofistik	72
Slika 68: Geometrija in oznake konstrukcijskih elementov mostne konstrukcije.....	73
Slika 69: Prečni prerez prekladne konstrukcije nad navpičnim stebrom na desnem bregu	73
Slika 70: Prečni prerez prekladne konstrukcije nad navpičnim stebrom na levem bregu.....	74
Slika 71: Prostorski model konstrukcije v program Sofistik.....	74
Slika 72: Tloris prekladne konstrukcije v programu Sofistik.....	74
Slika 73: Nihajni časi in efektivne mase za prvih 12 nihajnih oblik	75
Slika 74: Deformirana konstrukcija za prvo nihajno obliko	75
Slika 75: Deformirana konstrukcija za drugo nihajno obliko	76
Slika 76: Celotne potresne sile za projektni spekter pospeškov v smeri X	76
Slika 77: Celotne potresne sile za projektni spekter pospeškov v smeri Y	76
Slika 78: Načini sidranja palic, ki niso ravne (Vir: SIST EN 1992-1-1).....	79
Slika 79: Opis pogojev sidranja (Vir: SIST EN 1992-1-1)	80
Slika 80: Vrednost cd pri nosilcih in ploščah (Vir: SIST EN 1992-1-1)	81
Slika 81: Shema redukcije momentov nad podporo.....	82
Slika 82: Najmanjši upogibni momenti M_y vzdolžni smeri v konstrukciji za stalna in začasna projektna stanja	83
Slika 83: Največji upogibni momenti M_y v vzdolžni smeri za nezgodna in potresna projektna stanja..	84
Slika 84: Celotna potrebna vzdolžna armatura.....	85
Slika 85: Spodnja potrebna vzdolžna armatura.....	85
Slika 86: Zgornja potrebna vzdolžna armatura	85
Slika 87: Interakcijski diagram pri kritični obtežni kombinaciji za prvo izbrano vzdolžno armaturo ..	86
Slika 88: Geometrija prereza in izbrane armaturne palice za prerez A-A.....	87

Slika 89: Interakcijski diagram pri kritični obtežni kombinaciji za vzdolžno armaturo prereza A-A...	87
Slika 90: Interakcijski diagrami za ostale obtežne kombinacije.....	87
Slika 91: Interakcijski diagram za dvoosni upogib za kritično obtežno kombinacijo	88
Slika 92: Oznake in definicije za izračun torzijske odpornosti prereza (Vir: SIST EN 1992-1-1)	89
Slika 93: Tipični detajl prečne armature za pravokotne armiranobetonske prereze (Vir: SIST EN 1998-2:2005).....	92
Slika 94: Geometrija prereza in izbrane armaturne palice za prerez C-C	96
Slika 95: Interakcijski diagram pri kritični obtežni kombinaciji za vzdolžno armaturo prereza C-C ...	96
Slika 96: Pomiki u_z konstrukcije [cm]	A1
Slika 97: Prečne sile [kN].....	A1
Slika 98: Pomiki u_z konstrukcije [cm].....	A1
Slika 99: Osne sile [kN]	A2
Slika 100: Prečne sile [kN].....	A2
Slika 101: Pomiki u_z konstrukcije [cm]	A2
Slika 102: Osne sile [kN]	A3
Slika 103: Pomiki u_z konstrukcije [cm].....	A3
Slika 104: Osne sile [kN]	A4
Slika 105: Prečne sile [kN].....	A4
Slika 106: Osnovna 3D geometrija konstrukcije	A4
Slika 107: Upoštevan trdnostni razred betona za posamezne konstrukcijske elemente	A5
Slika 108: Upoštevana tip armature v programu	A5
Slika 109: Oznake posameznih prečnih prerezov.....	A5
Slika 110: Definicija materialov.....	A6
Slika 111: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 1	A6
Slika 112: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 2	A7
Slika 113: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 3	A7
Slika 114: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 4	A8
Slika 115: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 5	A8
Slika 116: Prečni prerez opornika O1.....	A9
Slika 117: Prečni prerez navpičnega stebra S1.....	A9
Slika 118: Prečni prerez navpičnega stebra S2.....	A10
Slika 119: Prečni prerez opornika O2.....	A10
Slika 120: Prečni prerez loka L1	A11
Slika 121: Lastna teža G_1 konstrukcijskih elementov, ki jih program sam upošteva	A11
Slika 122: Lastna in stalna teža G_2 (hodniki, hidroizolacija, asfalt, ograja, robni venci)	A12
Slika 123: Porazdeljena prometna obtežba za gr1, ki jo program razdeli na več odsekov.....	A12
Slika 124: Koncentrirana prometna obtežba gr1	A13
Slika 125: Temperaturna kombinacija 1	A13
Slika 126: Temperaturna kombinacija 2.....	A13
Slika 127: Temperaturna kombinacija 3.....	A14
Slika 128: Temperaturna kombinacija 4.....	A14
Slika 129: Temperaturna kombinacija 5.....	A14
Slika 130: Temperaturna kombinacija 6.....	A15
Slika 131: Temperaturna kombinacija 7.....	A15
Slika 132: Temperaturna kombinacija 8.....	A15
Slika 133: Projektni spekter za horizontalno smer X	A16
Slika 134: Elastični spekter za horizontalno smer X.....	A17
Slika 135: Najmanjše osne sile N za stalna in začasna projektna stanja	A18

Slika 136: Največje osne sile N za stalna in začasna projektna stanja	A18
Slika 137: Ovojnica prečni sil V_y za stalna in začasna projektna stanja	A18
Slika 138: Ovojnica prečni sil V_z za stalna in začasna projektna stanja	A19
Slika 139: Ovojnica torzijski momentov M_t za stalna in začasna projektna stanja	A19
Slika 140: Največji upogibni momenti M_y za stalna in začasna projektna stanja	A19
Slika 141: Najmanjši upogibni momenti M_y za stalna in začasna projektna stanja	A20
Slika 142: Ovojnica upogibnih momentov M_z za stalna in začasna projektna stanja	A20
Slika 143: Celotna potrebna vzdolžna armatura za stalna in začasna projektna stanja	A20
Slika 144: Potrebna prečna armatura za stalna in začasna projektna stanja	A21
Slika 145: Potrebna spodnja vzdolžna armatura za stalna in začasna projektna stanja	A21
Slika 146: Potrebna zgornja vzdolžna armatura za stalna in začasna projektna stanja	A21
Slika 147: Potrebna prečna armatura zaradi torzije za stalna in začasna projektna stanja	A22
Slika 148: Potrebna prečna armatura zaradi torzije za stalna in začasna projektna stanja	A22
Slika 149: Pomiki u_x za karakteristično mejno stanje uporabnosti	A22
Slika 150: Pomiki u_x za karakteristično mejno stanje uporabnosti	A23
Slika 151: Pomiki u_y za karakteristično mejno stanje uporabnosti	A23
Slika 152: Pomiki u_y za karakteristično mejno stanje uporabnosti	A23
Slika 153: Pomiki u_z za karakteristično mejno stanje uporabnosti	A24
Slika 154: Pomiki u_z za karakteristično mejno stanje uporabnosti	A24
Slika 155: Največje osne sile N za nezgodna in potresna projektna stanja	A24
Slika 156: Najmanjše osne sile N za nezgodna in potresna projektna stanja	A25
Slika 157: Največje prečne sile V_y za nezgodna in potresna projektna stanja	A25
Slika 158: Najmanjše prečne sile V_y za nezgodna in potresna projektna stanja	A25
Slika 159: Največje prečne sile V_z za nezgodna in potresna projektna stanja	A26
Slika 160: Najmanjše prečne sile V_z za nezgodna in potresna projektna stanja	A26
Slika 161: Največji torzijski momenti M_t za nezgodna in potresna projektna stanja	A26
Slika 162: Najmanjši torzijski momenti M_t za nezgodna in potresna projektna stanja	A27
Slika 163: Največji upogibni momenti M_y za nezgodna in potresna projektna stanja	A27
Slika 164: Najmanjši upogibni momenti M_y za nezgodna in potresna projektna stanja	A27
Slika 165: Največji upogibni momenti M_z za nezgodna in potresna projektna stanja	A28
Slika 166: Najmanjši upogibni momenti M_y za nezgodna in potresna projektna stanja	A28
Slika 167: Potrebna prečna armatura za nezgodna in potresna projektna stanja	A28
Slika 168: Največji pomiki u_x za mejna stanja uporabnosti	A29
Slika 169: Najmanjši pomiki u_x za mejna stanja uporabnosti	A29
Slika 170: Največji pomiki u_y za mejna stanja uporabnosti	A29
Slika 171: Najmanjši pomiki u_y za mejna stanja uporabnosti	A29
Slika 172: Največji pomiki u_z za mejna stanja uporabnosti	A30
Slika 173: Najmanjši pomiki u_z za mejna stanja uporabnosti	A30

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti za LM1 (povzeto po SIST EN 1991-2:2004)	18
Preglednica 2: Primerjava notranjih statičnih količin, pomikov in vzdolžne armature za tri različne statične zasnove	32
Preglednica 3: Lastnosti betona C30/37	38
Preglednica 4: Lastnosti armature B500 B	38
Preglednica 5: Popis vrtine V-1/13	40
Preglednica 6: Sondažna vrtina V-1/13	40
Preglednica 7: Lastna teža in preostala lastna obtežba	43
Preglednica 8: Določanje števila prometnih pasov in širine (Vir: SIST EN 1991-2:2004)	44
Preglednica 9: Karakteristične vrednosti centrifugalnih sil	46
Preglednica 10: Skupina obtežb v skladu z Evrokod standardi (Vir: SIST EN 1991-2:2004)	48
Preglednica 11: Izbira vrednosti za različne obtežne skupine	50
Preglednica 12: Parcialni varnostni faktorji γ_i za cestne mostove	50
Preglednica 13: Priporočene vrednosti ψ_i faktorjev za cestne mostove	51
Preglednica 14: Vrednosti obtežb za obtežno skupino gr1a	52
Preglednica 15: Vrednosti obtežb za obtežno skupino gr2	53
Preglednica 16: Vrednosti obtežb za obtežno skupino gr3	53
Preglednica 17: Tipi mostnih prekladnih konstrukcij (Vir: SIST EN 1991-1-5:2004)	58
Preglednica 18: Priporočene vrednosti neenakomerne temperaturne spremembe za linearni potek po višini za različne tipe prekladnih konstrukcij za premostitvene objekte (Vir: SIST EN 1991-1-5:2004)	59
Preglednica 19: Priporočene vrednosti faktorja k_{sur} za različne debeline sestave cestišča in različne tipe prekladnih konstrukcij (Vir: SIST EN 1991-1-5:2004)	59
Preglednica 20: Kombinacije enakomernih in neenakomernih temperaturnih sprememb	60
Preglednica 21: Vrednosti za kh (Vir: SIST EN 1992-1-1:2005)	62
Preglednica 22: Maksimalne vrednosti faktorja obnašanja q (Vir: SIST EN 1998-2:2006)	66
Preglednica 23: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočeni elastični spekter odziva	67
Preglednica 24: Izračun mas za potresno analizo	69
Preglednica 25: Projektne vrednosti vplivov (EQU) (Vir: SIST EN 1990: 2004. Dodatek A)	70
Preglednica 26: Projektne vrednosti vplivov v nezgodnih in potresnih projektih stanjih (Vir: SIST EN 1990: 2004. Dodatek A)	71
Preglednica 27: Projektne vrednosti vplivov v kombinacijah pri mejnih stanjih uporabnosti (Vir: SIST EN 1990: 2004. Dodatek A)	71
Preglednica 28: Notranje statične količine za nezgodna in potresna projektna stanja za prečni prerez A-A	84
Preglednica 29: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji torzijskih momentov in prečnih sil za prečni prerez A-A	90
Preglednica 30: Najmanjše vrednosti λ in ω_w, \min	93
Preglednica 31: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji torzijskih momentov in prečnih sil za prerez C-C	96

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: REZULTATI STATIČNE ANALIZE.....	A1
A.1 Rezultati iz programa SAP2000 za preliminarne analize	A1
A.1.1 Rezultati statične analize kontinuirne grede preko treh polj.....	A1
A.1.2 Rezultati statične analize za okvirno konstrukcijo s poševnima stebroma	A2
A.1.3 Rezultati statične analize vpetega loka	A2
A.1.4 Rezultati statične analize vpetega loka z rebrasto ploščo	A3
A.2 Rezultati iz programa Sofistik za analizirano konstrukcijo	A4
A.2.1 Geometrija, materiali in obtežbe.....	A4
A.2.2 Rezultati statične analize	A17
A.2.2.1 Rezultati statične analize za stalna in začasna projektna stanja	A17
A.2.2.2 Rezultati statične analize za nezgodna in potresna projektna stanja	A24
PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI LOKA	B1
B.1 Pozicijski načrt – vzdolžni prerez	B1
B.2 Armaturni načrt – vzdolžni prerez	B2
B.3 Armaturni načrt – vzdolžni prerez	B3
B.4 Armaturni načrt – Prečni prerez A-A	B4
B.5 Armaturni načrt – Prečni prerez B'-B'	B5
B.6 Armaturni načrt – Prečni prerez C-C	B6

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Most je kompozicija morfoloških in geoloških posebnosti okolja, inženirskih konstrukcij, namenov, materialov, oblikovanja in vključevanja v okolje. V primeru, da je zgrajen brez kompozicijskih napak, nosi svojo estetsko noto, ki pa je uspešna le v primeru duhovne in strokovne zrelosti projektanta – konstruktorja. Že od nekdaj je prisotna težnja, da bi bili mostovi lepi. Koncentracija premostitvenih objektov obremenjuje okolje, zato je še bolj treba paziti na njihovo oblikovanje in skladno vključevanje v ruralni in urbani prostor (TSC 2001).

V splošnem je most inženirski objekt, ki premošča fizične ovire, kot so vodne ovire, doline, ožine, ceste in železnice. Njegova oblika je odvisna od razpetin, višine, vrste temeljnih tal in obremenitev. Izpolnjevati mora tri pogoje: koristnost, dolgotrajnost in estetiko v prostoru. Oblika in estetika mostov, pa tudi viaduktov, izhajata iz funkcije ter trajnosti in obvezujeta projektanta – konstruktorja, da z novim elementom v prostoru ne ogroža naravnega ali urbanega okolja. Zasnova premostitev, predvsem izbira nosilnega sistema, nastane na osnovi preučitve funkcije objekta, reliefa prostora in geometrije prometnice. Za izbrani nosilni sistem se spreminjajo razpetine, skupne dolžine in razporeditev stebrov. Dobro in pravilno projektirana nosilna konstrukcija mostu je običajno skladno in logično oblikovana (TSC 2001).

Zasnovani most je v občini Kamnik; v odloku urejanja širšega območja je bila predvidena tretja povezovalna cesta v Kamniku in v sklopu tega tudi obravnavano premostitev Kamniške Bistrice. Predvidena tretja mestna povezovalna cesta povezuje Ljubljansko cesto in se navezuje na Kovinarsko cesto, nato pa se preko premostitve Mlinščiце in Kamniške Bistrice navezuje na vzhodno obvoznico. Za izhodišče je bila uporabljena prometna situacija, ki je tudi del odloka, pri tem so bile upoštevane določene spremembe. Podatki o reliefu in razdaljah so bili deloma uporabljeni iz javno dostopnih portalov in deloma iz projektne dokumentacije Nadomestne Titanove brvi čez Kamniško Bistrico, ki je blizu predvidene premostitve. Več podatkov o umestitvi konstrukcije v prostor je podanih v 2. poglavju naloge.

V 3. poglavju smo podali pregled splošnih pravil za projektiranje mostov, ki smo jih potem upoštevali pri zasnovi mostu, njegovi analizi in dimenzioniranju.

V sklopu naloge smo najprej preučili različne zasnove mostnih konstrukcij, pri tem smo upoštevali armirani beton za vse konstrukcijske elemente. Pregled konstrukcijskih sistemov, za katere smo menili, da so primerni v obravnavanem primeru je podan v 4. poglavju. Bolj podrobno smo analizirali štiri različne statične zasnove. Po izvedenih ravninskih statičnih analizah smo primerjali rezultate in izbrali ločno konstrukcijo z dodatnima vertikalnima stebroma ter polno ploščo za prekladno konstrukcijo.

V nadaljevanju smo bolj podrobno pregledali karakteristike temeljnih tal in izbrali ustrezne konstrukcijske materiale. V skladu z veljavnimi predpisi smo smiselno umestili konstrukcijo v prostor, pri tem smo zaradi pomanjkanja podatkov naredili določene poenostavitve. Umestitev konstrukcije v prostor je opisana v 5. poglavju.

V 6. poglavju je podan bolj natančen opis upoštevanih materialov, karakteristike temeljnih tal in ostale potrebne karakteristike upoštewane v analizi.

Nato smo se lotili analize obtežb (7. poglavje), določene vplive smo zanemarili saj smo ocenili, da v obravnavnem primeru niso merodajne. V sklopu potresne analize (8. poglavje) smo se odločili, da bomo v konstrukciji zagotovili delno duktilen odziv.

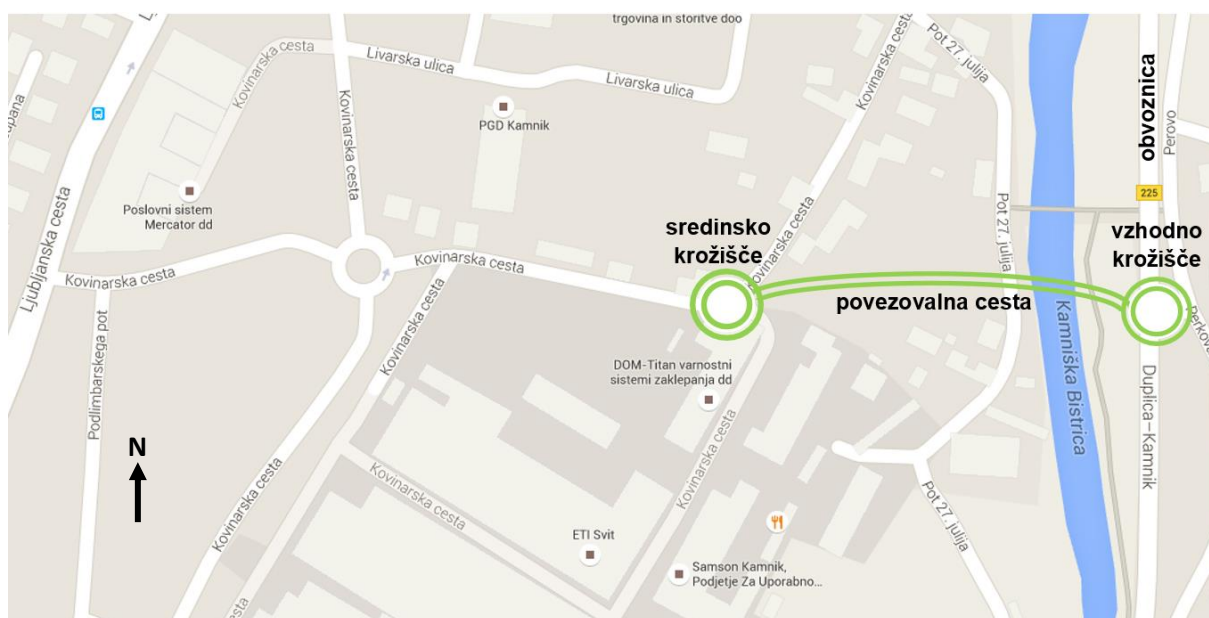
Glede na to, da so analize bile precej obsežne, tako v primeru zasnove kot tudi potem pri projektiranju izbrane konstrukcije, smo v 9. poglavju prikazali le najbolj značilne rezultate, ostali pa so zbrani v prilogah. Najprej so prikazani rezultati preliminarnih analiz, ki so bile narejene s programom SAP 2000 in sicer za vse štiri obravnavne konstrukcijske sisteme (priloga A.1). Potem so v prilogi A.2 prikazani rezultati vseh analiz izbranega ločnega mostu, in sicer s programom Sofistik.

Po izvedenih analizah s programom Sofistik smo se lotili dimenzioniranja in konstruiranja loka, ki je primarni podporni konstrukcijski element mostu, saj prevzame največji del obtežb, ki delujejo na prekladno konstrukcijo in tudi velik del potresnih sil, ki delujejo v vzdolžni smeri mostu. Dimenzioniranje in konstruiranje loka je opisano v poglavjih 9.4 – 9.7.

Pri dimenzioniranju loka in konstruiranju armature smo upoštevali, da je lok simetričen v vzdolžni smeri. Analizirali smo štiri značilne prečne prereze za stalna in začasna projektna stanja ter za nezgodna in potresna projektna stanja. V skladu z Evrokodi smo določili potrebno prečno armaturo in vzdolžno armaturo ter potrebne sidrne dolžine. Na podlagi izvedenih izračunov in priporočil Evrokod standardov smo izdelali še armaturne načrte loka in kosovnico konstruiranih armaturnih palic. Opažni in armaturni načrti loka so prikazani v prilogah B1-B6.

2 UMESTITEV PREMOSTITVENEGA OBJEKTA V PROSTOR

Projektiran most je predviden v občini Kamnik, bolj podrobno pa je opredeljen v Odloku o lokacijskem načrtu območja B7 Kovinarska – vzhodni del. Javna razgrnitev je bila 15.12.2005. Ureditveno območje lokacijskega načrta je namenjeno izgradnji tretje mestne povezovalne ceste s priključki (Slika 1), pri čemer umestitev načrtovanega poteka tretje mestne povezovalne ceste sledi desetletja načrtovanim planskim usmeritvam in poteka po trasi dela Kovinarske ceste od priključka na Ljubljansko cesto do vzhodne mestne obvoznice (Slika 1). Odlok določa troje krožnih križišč, pri čemer omenjen lokacijski načrt obravnava le dve: sredinsko, ki se s severnim priključnim krakom navezuje na Kovinarsko cesto, z južnim pa del programov območja Titana, ter vzhodno križišče, ki predstavlja stičišče povezovalne ceste z obvoznico ter s priključkoma cest stanovanjskih sosesk vzhodno od obvoznice. Odlok določa tudi vmesni potek povezovalne ceste in dvoje premostitev vodotokov. Skladno z izbrano varianto se ohranjajo vse stanovanjske stavbe v območju, določa pa se tudi dvoje stavbnih kompleksov severno in južno od povezovalne ceste (Občina Kamnik 2004).



Slika 1: Umestitev povezovalne ceste v prostor (vir: Google Maps)

Ureditveno območje se deli na več funkcionalnih celot, obravnavana povezovalna cesta pa je umeščena v funkcionalno celoto FC II. Merila in pogoji za prometno in tehnično urejanje območja so opisana v 5. poglavju, kjer je opredeljeno, da:

- morajo biti vse javne površine za pešce, ki se nahajajo v območju urejanja, zaradi varnosti pešcev iz hrapavih materialov, tehnične lastnosti pločnikov, kot so širina, prečni in vzdolžni nagibi, pa ustrezati veljavnim normativom;
- morajo biti vse prometne površine označene z ustrezno vertikalno in horizontalno signalizacijo;
- invalidom ne sme biti oviran dostop po peš površini;
- morajo imeti hodniki za pešce ob prehodu za pešce poglobljene robnike;
- morajo biti dovozne poti do stavb in manipulativne površine zadovoljivo utrjene, v protiprašni izvedbi ter odvodnjavane;
- da se preprečijo škodljivi vplivi posegov v prostor ob občinski cesti na občinsko cesto in promet na njej, ter da je ob teh cestah varovalni pas, v katerem je raba prostora omejena.

Povezovalna cesta funkcionalne celote FC II, ki v celotnem poteku povezuje glavno zbirno cesto mesta, Ljubljansko cesto z vzhodno mestno obvoznico, je načrtovana kot sredinska mestna vpadnica

med obstoječo Šolsko ulico na severu in tretjo mestno povezovalno cesto južno od območja Alprema. Prometnica se deli na več funkcionalnih enot, ki so obravnavane v štirih sklopih:

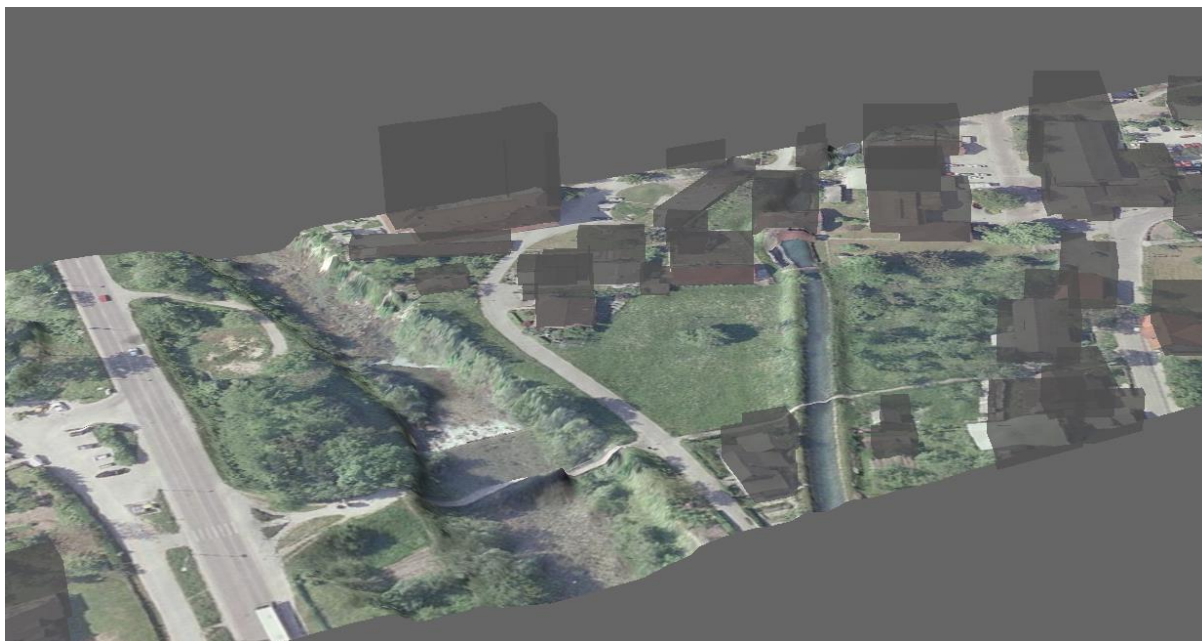
1. premi potek rekonstruirane Kovinarske ceste;
2. sklop funkcionalnih enot srednjega krožnega križišča mestne povezovalke s priključki Kovinarske ceste na severu in območja Titana na jugu;
3. radialni potek povezovalne ceste med srednjim krožnim križiščem na zahodu, s premostitvijo vodotoka Mlinščica, obcestnimi nasipi vse do premostitvenega objekta reke Kamniške Bistrice na vzhodu;
4. priključek povezovalne ceste na mestno obvoznico s premostitvijo Kamniške Bistrice in Ceste 27. julija, krožnim križiščem ter priključki prometnic stanovanjske soseske na vzhodu na krožno križišče (Občina Kamnik 2004).

Za umestitev v prostor smo uporabili uradno spletno stran PISO – Prostorski informacijski sistem občin. Predvsem nas je zanimal višinski potek predvidene trase ceste. Zato smo si pomagali z Državno topografsko karto in načrti, kjer so vnesene tudi izohipse, vendar so relativno redke. Ker portal omogoča, da ročno pogledamo višino posamezne točke, smo to storili za nekaj posameznih točk. Prikazujemo višino točke na sredini predvidenega vzhodnega krožišča ($z \approx 367,4$ m) (Slika 2) (PISO 2016).



Slika 2: Obravnavano območje na Državni topografski karti in načrtu

Za lažjo predstavbo topografije prikazujemo tudi 3D prikaz obravnavanega območja; slika je prikazana s severno-vzhodnega zornega kota (Slika 3).



Slika 3: 3D prikaz obravnavanega območja

Slika 4 prikazuje višine posameznih izbranih točk na obravnavanem območju. Portal PISO omogoča prikaz višin izbranih točk le na 0,1 metra natančno, vendar je za potrebe te naloge ta natančnost povsem zadovoljiva. Vseeno smo preverili višine nekaterih točk, pri čemer smo si pomagali s projektno dokumentacijo nove Titanove brvi čez Kamniško Bistrico, ki je približno 40 metrov severneje od predvidene premostitve (Slika 1). Primerjava določenih točk je pokazala povsem ustrezno ujemanje, pri čemer so višine posameznih točk v projektni dokumentaciji Titanove brvi bolj natančne, in sicer na 0,01 m.



Slika 4: Višine posameznih izbranih točk na obravnavanem območju

2.1 Tehnični elementi povezovalne ceste

Tretja mestna povezovalna cesta je določena v širini vozišča 7,00 m z obojestranskimi hodniki za pešce širine po 1,50 m. V južnem delu je ob hodniku za pešce določena dvosmerna kolesarska steza v skupni širini 2,50 m, z izvedbo varovalnega pasu širine 0,50 m med cesto in kolesarsko stezo (Občina Kamnik 2004).

2.2 Premostitve

Na trasi tretje mestne povezovalne ceste sta določeni dve premostitvi vodotokov - Kamniške Bistrice in Mlinščice. Premostitveni objekt reke hkrati premošča tudi Cesto 27. julija, ki predstavlja edino prometno povezavo južnega stanovanjskega sklopa. Objekt ima okvirno dolžino 80 metrov in vključuje dvoje vozniških pasov, dvoje hodnikov za pešce, dvosmerno kolesarsko stezo ter v delu krožnega križišča na vzhodu še prehod za pešce in kolesarje. Tehnični elementi obeh objektov morajo omogočati varen pretok obeh vodotokov tudi v primeru visokih voda. Spodnja kota premostitve mora biti od 0,50 m do 1,00 m nad niveleto stoletnih voda (Občina Kamnik 2004).

2.3 Niveletni potek, skloni in materiali

Niveleta povezovalne ceste se predvidi ob obstoječem urbaniziranem delu med Ljubljansko cesto do srednjega krožišča na enakih nadmorskih višinah kot obstoječa Kovinarska cesta, med srednjim in vzhodnim krožnim križiščem pa se dviga na potrebno višino premostitvenega objekta in prilagodi višinam na priključku na obstoječo obvoznico.

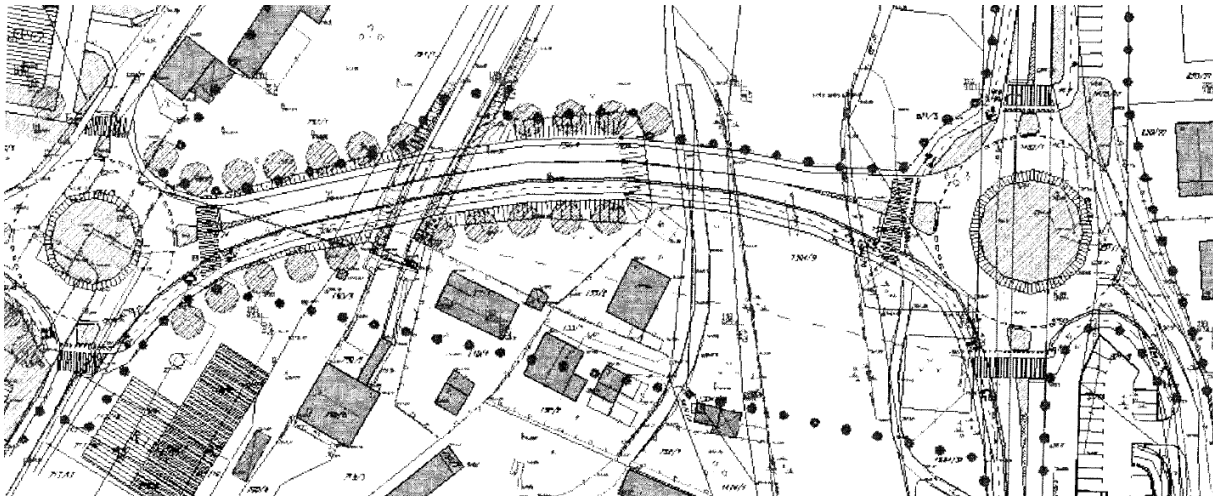
Prečni skloni bodo enostranski, in sicer 2,5 % proti dvignjenim betonskim robnikom na južni strani vozišča, prečni skloni hodnika za pešce in kolesarske steze pa 2,0 % proti vozišču. Odvodnjavanje meteornih vod iz utrjenih površin bo urejeno s požiralniki z vtokom pod robnik ali LTŽ rešetko, opremljeni z lovilci olj in bencina. Požiralniki se bodo z vezano PVC kanalizacijo priključevali na obstoječo ali na novo predvideno padavinsko kanalizacijo z izlivom v obstoječe vodotoke.

Vse vozne površine, peš površine in kolesarske steze bodo obdelane v asfaltni izvedbi. Spodnji stroj bo treba določiti na osnovi predhodnih študij o prometnih obremenitvah in na osnovi predhodnih geomehanskih raziskav in navodil. Vozne površine bodo od površin za pešce in kolesarskih stez ločene z dvignjenimi ali pogreznjenimi betonskimi ali granitnimi cestnimi robniki. Površine za pešce in kolesarske steze bodo na zunanji strani zaključene z granitnimi kockami v nizu. Med voziščem in dvostransko kolesarsko stezo na južni strani druge mestne povezovalne ceste je predviden 0,5 m širok zaščitni pas.

Površine izven utrjenih površin za pešce se uredijo s humusnimi izravnjavami na obstoječe stanje, na uvozih k obstoječim ali na novo predvidenim objektom pa v asfaltni izvedbi (Občina Kamnik 2004).

2.4 Prometna ureditev

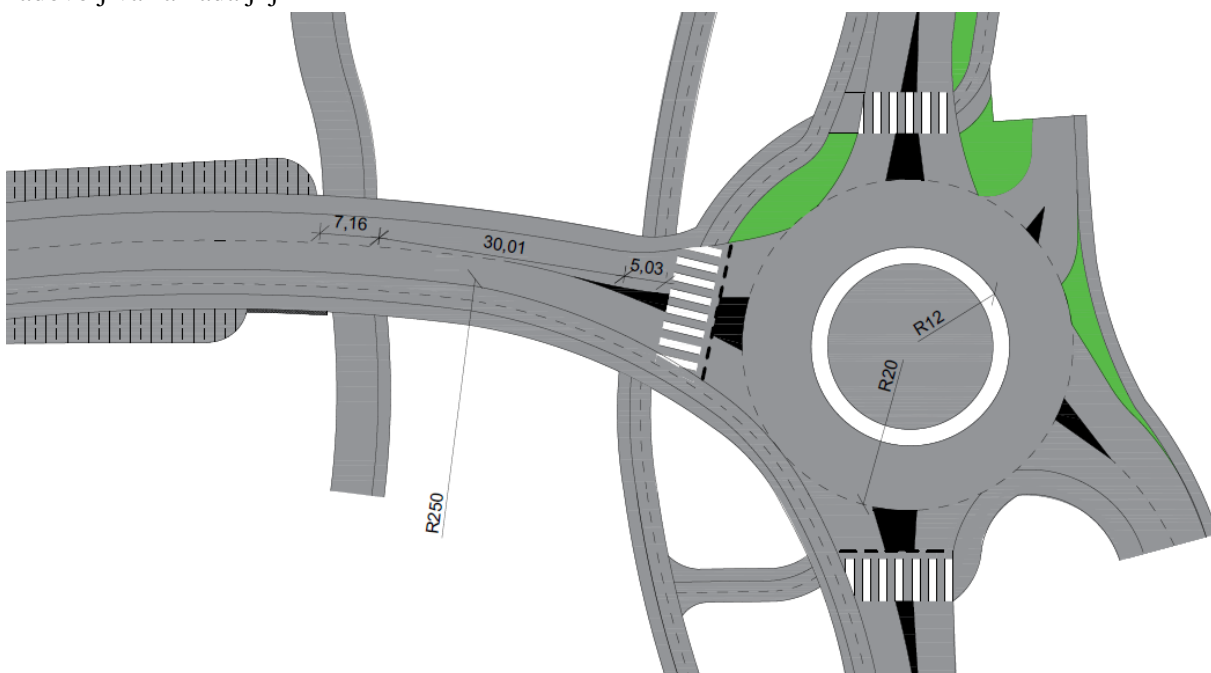
Prometna ureditev - talna in vertikalna signalizacija je razvidna iz grafičnega dela lokacijskega načrta (Slika 5). Določajo se obcestni informacijski panoji in običajna vertikalna prometna signalizacija. Višinske regulacije obcestnih brežin povezovalne ceste in deviacij priključkov je treba oblikovati z zaokrožitvijo izteka v okoliški teren oziroma tako, da se nove oblike logično in brez očitnih stikov iztečejo v obstoječi okoliški relief (Občina Kamnik 2004).



Slika 5: Prometna situacija povezovalne ceste

Ker smo imeli za prometno situacijo predvidene povezovalne ceste le v natisnjeni obliki, smo morali prometno situacijo prerisati, pri čemer smo uporabili program Autocad (v.2016). Za podlogo smo uporabili Letalski posnetek (DOF5 + DOF1) s spletne strani PISO (PISO 2016). Upoštevali smo večino predlogov iz dokumentacije, pri čemer smo upoštevali tudi ustrezne širine posameznih voznih pasov in pasov za ostale udeležence. Nasip na desnem bregu Kamniške Bistrice ob Poti 27. julija smo podaljšali, zato da zmanjšamo razpore predvidene premostitve. Na južni strani nasipa smo predvideli podporni zid, katerega glavni namen je manjši poseg v prostor in izognitev morebitnim sporom z lastnikom dotične nepremičnine (Slika 6).

V prometni situaciji priključevanje kolesarske steze in steze za pešce obstoječim stezam ni predvideno, zato smo jih dodali, pri čemer smo upoštevali ustrezne širine pasov in predvsem smiselno navezavo na obstoječo infrastrukturo; pri tem je pomemben tudi višinski potek in izven-nivojsko križanje posameznih pasov s predvideno povezovalno cesto. Sama velikost krožnega križišča je bila vzeta iz dokumentacije; natančnejših podatkov o širini uvozov in izvozov iz krožišča ni, zato smo vzeli širine, ki smo jih lahko razbrali iz natisnjenih načrtov. Ocenjujemo, da je podana analiza prometne situacije zadovoljiva za nadaljnje račune.



Slika 6: Prometna situacija premostitvenega objekta in navezava na krožno križišče

3 PROJEKTIRANJE MOSTOV V SKLADU S SMERNICAMI ZA PROJEKTIRANJE CESTNIH PREMOSTITVENIH OBJEKTOV

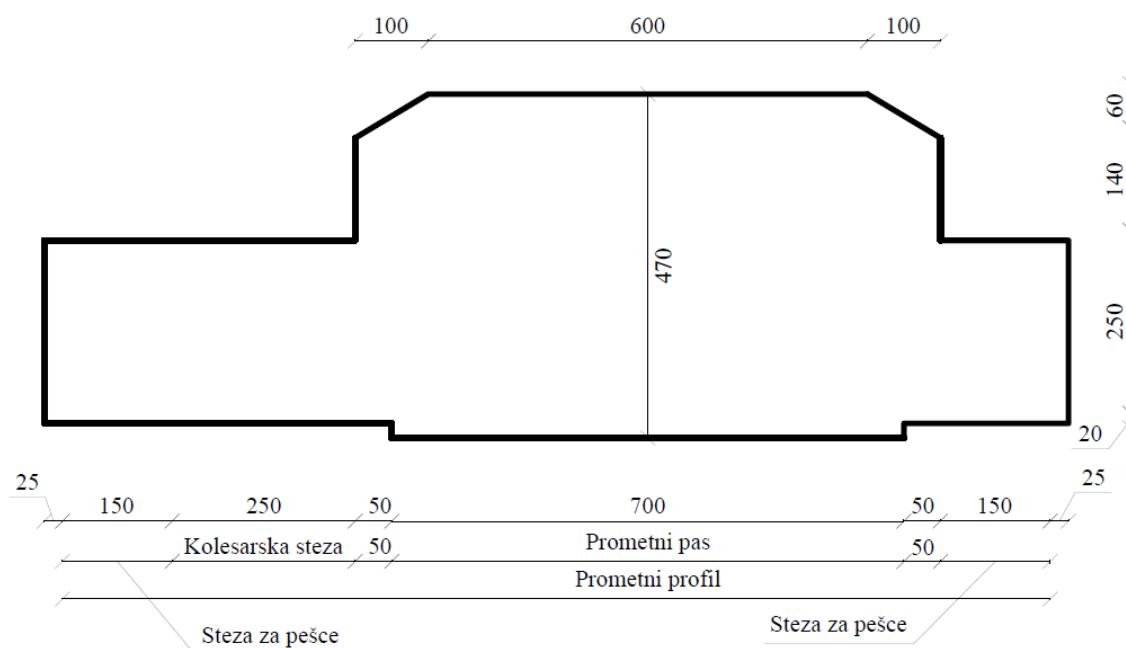
Projektirani most spada pod srednje premostitvene objekte s celotno dolžino med 30 – 100 metrov in nizke premostitvene objekte z niveleto, ki je do 10 metrov nad terenom. V nadaljevanju so povzete ključne točke Smernic za projektiranje cestnih premostitvenih objektov (mostov), katerih uporaba je neobvezna, pripravil pa jo je Tehnični odbor za pripravo tehničnih specifikacij za javne ceste TO 07 (TSC 2001).

3.1 Geometrija ceste na objektih

Geometrija cestišča (niveleta, os, vijačenje, prečni nagibi, kot križanja z naravnimi ali umetnimi ovirami) odločilno vpliva na izbiro in zasnovo konstrukcije, njen videz in ceno ter na čas gradnje. Niveleta je zaželena v območju 0,5 do 3 %, pri čemer nagibi, manjši od 0,5 % otežujejo in dražijo vzdrževanje, nagibi večji od 3 % pa na daljših objektih kvarijo vizualni vtis (TSC 2001).

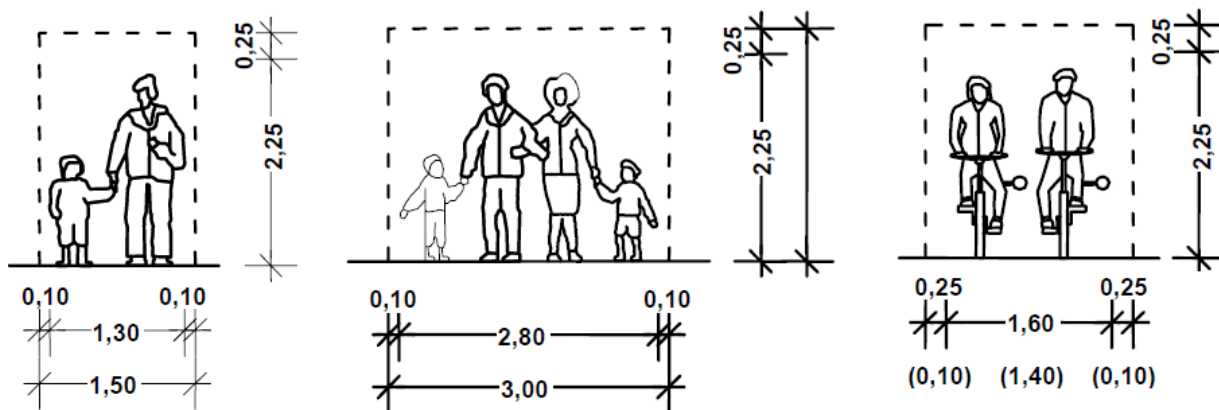
3.2 Prosti profil in širine cestnih premostitvenih objektov (mostov)

Prosti profil sestavljajo prometni profil in robna varnostna širina oziroma varnostna višina. V prosti profil ne sme segati nobena stalna ovira. Prometni profil obsega prometne (vozne) pasove, robne pasove ter odstavne in dodatne pasove (če so predvideni). Višina prometnega profila je 4,00 m in je enaka višini tipskega vozila. Višina prostega profila je 4,70 m. Oblika in dimenzije prostih profilov (Slika 7) za mestne premostitvene objekte se določajo za vsak objekt posebej v soglasju z urbanističnim načrtom in prometnim režimom, odvisne pa so od vrste in gostote prometa ter od potrebe po stezah za pešce in kolesarskih poteh. Širine vozišča premostitvenih objektov so enake ali večje kot širine vozišča enake kategorije normalnih profilov ceste. Pri opredelitvi glede širin premostitvenih objektov moramo upoštevati dejstvo, da se objekti težje razširijo kot cesta, zato je za premostitveni objekt bolj ekonomično upoštevati večjo širino, še posebno za ceste, na katerih je mogoče pričakovati razvoj v urbanizaciji (TSC 2001).



Slika 7: Prosti profil premostitvenih objektov na glavnih, regionalnih in lokalnih cestah v naselju ($v < 50 - 70$ km/h)

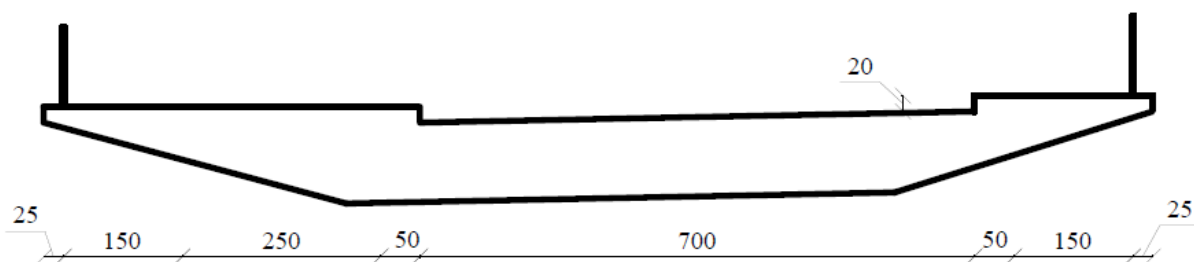
Slika 8.a, b, c prikazuje različne prometne profile za ostale udeležence v cestnem prometu.



Slika 8: Prometni profili za ostale udeležence v cestnem prometu

a) dva pešca b) štirje pešci c) dva kolesarja

Slika 9 prikazuje širino mostov na glavnih, regionalnih ali lokalnih cestah v naselju. Širina hodnikov je odvisna od tega, ali so na njih pešci, kolesarji ali oboji hkrati. Višina robnikov je 18 cm, na robovih sta ograji za pešce višine 1,20 m.



Slika 9: Širine prečnih prerezov premostitvenih objektov na glavnih, regionalnih ali lokalnih cestah v naselju ($v < 50 - 70$ km/h)

Iz točke 2.1 upoštevamo širine posameznih segmentov voziščne konstrukcije (Slika 9).

Širina vozišča	...	7,0 m
Obojestranski hodniki za pešce	...	1,50 m
Kolesarska steza	...	2,50 m
Varovalni pas	...	0,5 m
Dodatni prostor za ograjo	...	0,25 m

Skupna širina

$$2 \cdot 0,25 \text{ m} + 2 \cdot 1,5 \text{ m} + 2 \cdot 0,5 \text{ m} + 2,50 \text{ m} + 7,0 \text{ m} = 14,0 \text{ m} \quad (3.1)$$

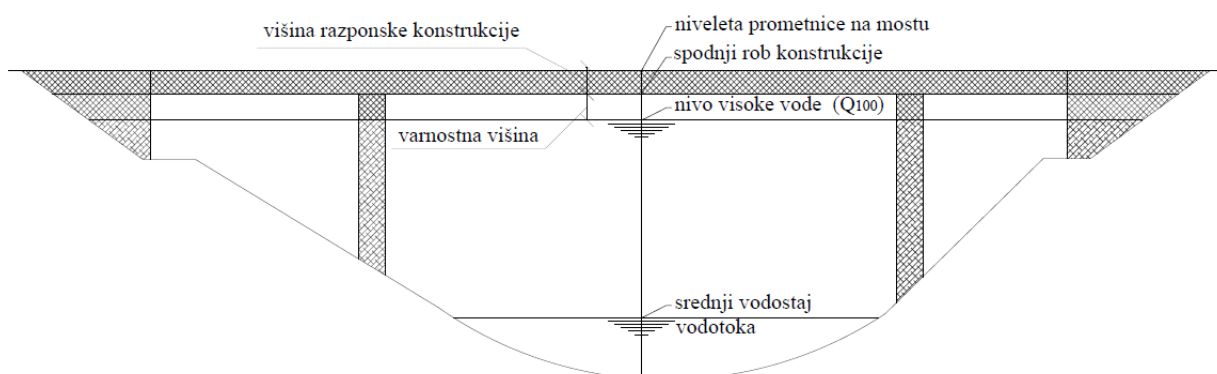
3.3 Svetle širine in svetle (varnostne) višine pod cestnimi premostitvenimi objekti

Predviden objekt premošča naravne vodotoke, zato mora biti odprtina za premostitveni objekt tako velika, da lahko zagotovi varni pretok stoletne visoke vode z zaježitvenim učinkom pred oviro in da je nad to koto še varnostna višina, kar je opredeljeno pod točko 2.3. Pri določanju prostega profila vodotokov in prometnic je smotno upoštevati morebitne rezervne širine za lokalne ceste, ker so naknadne širitve prostega profila tehnično zahtevne in ekonomsko neugodne. Širina profila je usklajena

s širino prometne poti in ostalih stez. Zaradi varnosti pešcev je treba vzeti tudi rezervo v širini profila (TSC 2001).

3.3.1 Varnostna višina pod mostovi

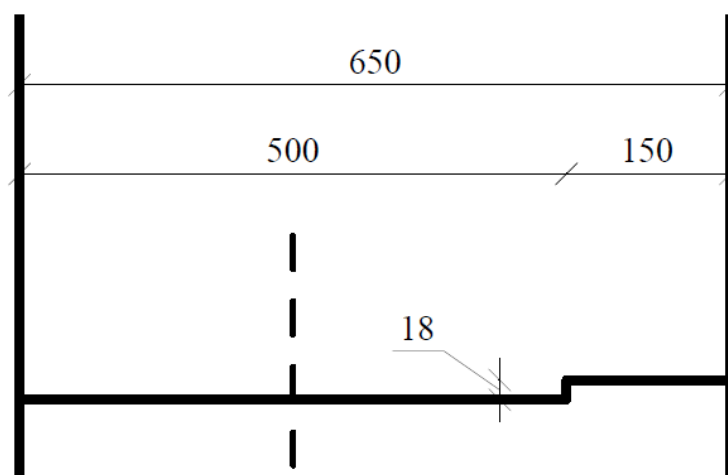
Varnostna višina je prosta višina med povišano $H_{1/100}$ (kota stoletne vode) za višinsko razliko, ki nastane z dvigom vodostaja ob upočasnitvi vodotoka zaradi ovir, ki jih predstavljajo podpore in spodnji rob konstrukcije premostitvenega objekta (Slika 10). Za regulirane vodotoke je dodatna varnostna višina 0,5 m, pri čemer mora biti zgornja površina ležiščne grede vsaj 0,20 m nad $H_{1/100}$ (TSC 2001).



Slika 10: Prosti profil pod cestnimi mostovi

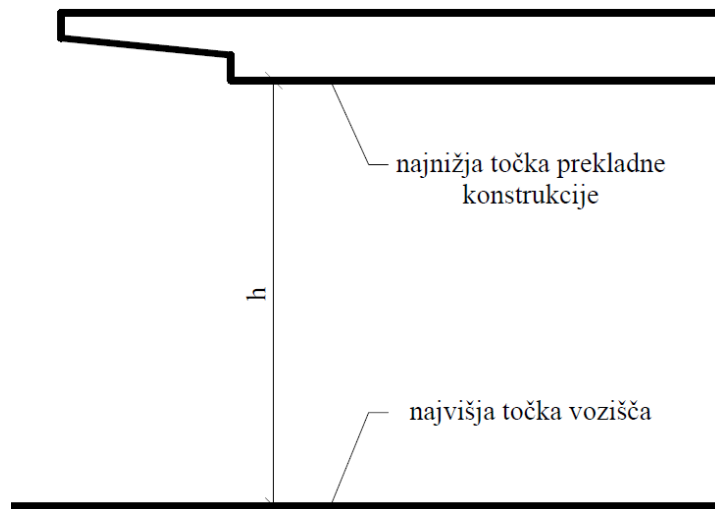
3.3.2 Svetle širine in svetle višine podvozov

Podvozi so objekti za vodenje drugih prometnic pod predmetno prometnico (Slika 11). Svetla višina je enaka širini ceste pred in za podvozom (širina prometnih pasov, robnih pasov, bankin ali stez za pešce in kolesarje), pri čemer smo privzeli, da bo steza za pešce le na eni strani in bo široka 1,50 m, in da bo skupna širina prometnih pasov 5,0 m.



Slika 11: Svetla širina podvozov za dvopasovne javne poti

Svetle višine cestnih podvozov pri novogradnjah znašajo 4,70 m (Slika 12). Za kolesarje in pešce je minimalna višina 2,5 m, pri čemer je še boljše, da je 3,0 m, seveda če ta možnost obstaja in če je objekt daljši (TSC 2001).



Slika 12: Svetle višine v podvozih

3.4 Zanesljivost in življenjska doba objektov

Varnost in odpornost, uporabnost, trajnost in robustnost so štiri sestavine koncepta zanesljivosti. Večina konstrukcij objektov, ki ima zadostno nosilnost, ima tudi zadostno togost. Z razvojem tehnologij, novih materialov, metod analiz in zahtev glede stroškov izgradnje konstrukcije postajajo sodobne konstrukcije bolj vitke in deformabilne. Zato so za te konstrukcije odločilna merila uporabnosti in ne nosilnosti. Treba je tudi zagotoviti pogoje trajnosti konstrukcije. Uporabnost konstrukcije je dokazana z omejitvijo deformacij, vibracij in razpok (Beg, Pogačnik 2009).

Morebitno škodo je treba preprečiti ali omejiti z enim ali več naslednjimi ukrepi:

- preprečitev, izločitev ali zmanjšanje nevarnosti, ki jim je konstrukcija lahko izpostavljena;
- izbira take oblike konstrukcije, ki je manj občutljiva na upoštevane nevarnosti;
- izbira take oblike konstrukcije in konstrukcijskih detajlov, da lahko prenese v nezgodi element ali del konstrukcije še sprejemljivo lokalno poškodbo;
- izogibanje konstrukcijskim sistemom, ki se porušijo brez predhodnega opozorila;
- povezovanje konstrukcijskih elementov (SIST EN 1990: 2004).

Temeljnim zahtevam se zadosti:

- z izbiro primerne materiala;
- s pravilnim projektiranjem in konstruiranjem;
- s predpisovanjem kontrolnih postopkov za projektiranje, izdelavo, gradnjo in uporabo posameznega objekta (SIST EN 1990: 2004).

Za cestne premostitvene objekte je mogoče projektirati in uresničiti življenjsko dobo v mejah od 80 do 120 let v odvisnosti od vrste premostitvenega objekta in pogojev uporabe. Za cestne premostitvene objekte na nekategoriziranih, lokalnih in regionalnih cestah se realno zahteva življenjska doba 80 let, ker je doba pričakovane uporabe običajno krajša.

Življenjska doba opornikov in masivnih vmesnih stebrov je od 130 do 150 let, opreme cestnih objektov pa od 20 do 25 let. Pravočasna zamenjava in rekonstrukcije opreme vpliva na življenjsko dobo nosilne konstrukcije (TSC 2001).

4 RAZLIČNE ZASNOVE KONSTRUKCIJE MOSTU

4.1 Oblikovanje mostov

Zasnova premostitvenih objektov, predvsem izbira nosilnega sistema, nastane na osnovi preučitve funkcije objekta, morfologije ovire, geoloških lastnosti tal, geometrije prometnice, karakteristik materialov in razpoložljivih tehnologij. Za izbrani nosilni sistem (gredni, okvirni, ločni,...) se spreminjajo razpetine, skupne dolžine, razporeditev stebrov, izbira materiala nosilne konstrukcije, prav tako se nakažejo možni načini gradnje. Dobro in pravilno projektirana nosilna konstrukcija mostu je običajno skladno in logično oblikovana (TSC 2001).

Temeljna načela estetike mostov so:

- izbira ustrezne oblike osnovnega nosilnega sistema premostitvenega objekta,
- skladna razmerja posameznih delov in objekta kot celote,
- enostavnost oblik in funkcionalnost posameznih delov in objekta kot celote,
- statično čista konstrukcija,
- kvaliteta izvedenih del in barva vidnih površin,
- skladna vključitev objekta v prostor (TSC 2001).

4.2 Nosilni sistemi premostitvenih objektov

Premostitvene objekte delimo po različnih kriterijih: namenu, materialu, lokaciji in legi. Za statično analizo je najvažnejša razdelitev glede na nosilne sisteme. Glede na zasnovo konstrukcije razlikujemo pet osnovnih nosilnih sistemov:

- gredni sistemi,
- okvirni sistemi,
- ločni sistemi,
- viseči sistemi,
- sistem s poševnimi zategami (TSC 2001).

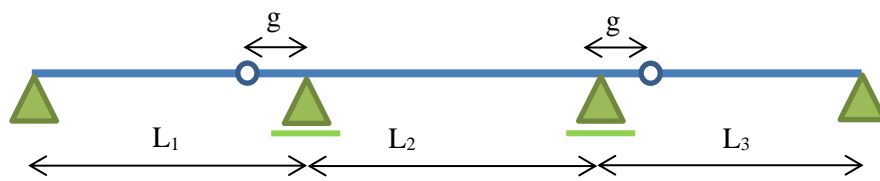
V nadaljevanju prikazujemo izbrane osnovne statične sisteme, njihove prednosti in možnost njihove uporabe v primeru obravnavanega mostu.

4.1.1 Gredni sistemi premostitvenih objektov

Pri grednih premostitvenih objektih je zgornja konstrukcija ločena od podpor, obtežbe pa se z zgornje konstrukcije na spodnjo prenašajo preko ležišč. Prečni prerez zgornje konstrukcije je odvisen od razpoložljive višine, geometrijskih razmerij, njene širine in razponov posameznih polj. Gredni sistemi so primerni za vse materiale (les, armirani beton, prednapeti armirani beton, sovprežne konstrukcije) (TSC 2001).

4.1.1.1 Gerberjev nosilec s členki na krajnih poljih

Gerberjev nosilec je sistem s členki (Slika 13), ki so bili karakteristični za uporabo armiranobetonskih mostov z nosilci in jeklenih mostov med 20. in 50. leti 20. stoletja. V novejši mostogradnji jih je za mostove izven cestnega telesa avtocest možno uporabiti le izjemoma, kadar izbira dotičnega sistema upravičuje geološke in gradbene okoliščine. Meje racionalnih razponov so 20 – 40 m (TSC 2001).

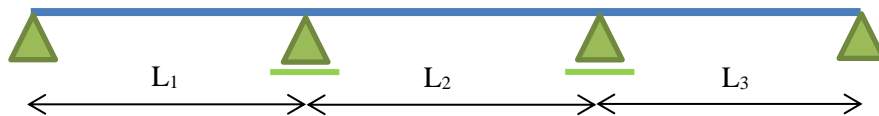


Slika 13: Statični sistem Gerberjevega nosilca s členki na krajnih poljih

Statični sistem ni primeren za uporabo na predvideni lokaciji, ker uporaba ne upravičuje gradbenih okoliščin in se v gradbeni praksi na splošno ne izvaja več pogosto. Členke v prekladni konstrukciji je relativno težko izvesti, vzdrževanje pa je drago (TSC 2001).

4.2.1.2 Kontinuirna greda preko treh polj

Statično določeni sistemi niso več primerni za predviden razpon 30 m v armiranobetonski izvedbi oziroma se te sistemi ne projektirajo več, zato v nadaljevanju prikazujemo nekaj možnih variant statično nedoločenih sistemov. Slika 14 prikazuje statični sistem kontinuirne grede preko treh polj, pri čemer so racionalni razponi za armiranobetonsko izvedbo 15 – 35 m. Takšen statičen sistem je največkrat uporabljen v vseh materialih. Velikost in razmerja razpetin so odvisna od morfologije, predvsem od višine ovire, pogojev temeljenja in potencialnega postopka gradnje. Glavna prednost kontinuirnih sistemov je, da se izognejo izdelavi spojev na voziščni plošči pri velikih dolžinah mostov (TSC 2001).



Slika 14: Statični sistem kontinuirne grede preko treh polj

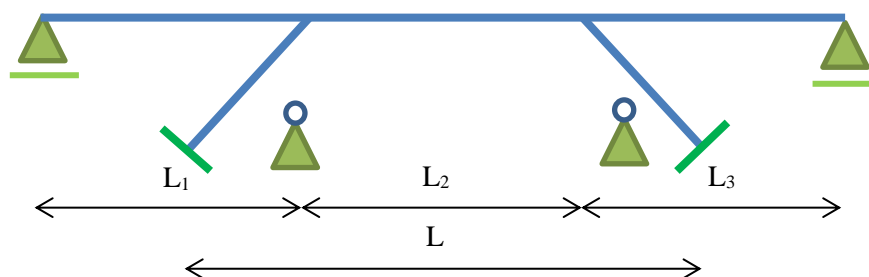
Bolj podrobna analiza obravnavanega primera in primerjava z drugimi statičnimi sistemi je prikazana v naslednjih točkah.

4.2.2 Okvirni sistemi premostitvenih objektov

Okvirni sistemi premostitvenih objektov nastanejo, kadar zgornjo konstrukcijo togo ali s členkom povežemo s podporami, tako da tvorijo enotno nosilno konstrukcijo z različnim prečnim prežezom. Okvirni sistemi z ali brez členkov so zelo racionalni za razpetine 5 – 60 m v armiranem ali prednapetem betonu. Prav tako je racionalnejša rešitev od grednega sistema z eno razpetino z oporniki, ker prevzame pritiske od tal celotni sistem. Ležišča in dilatacije niso potrebne, pri čemer je tudi vzdrževanje premostitvenih objektov tega sistema lažje in bolj ekonomično (TSC 2001).

4.2.2.1 Okvirna konstrukcija s tremi razponi in poševnima stebroma

Okvirni sistemi s poševnimi podporami (Slika 15) omogočajo večje razpone in kombinacijo montažne in monolitne gradnje. Primerni so za mostove in nadvoze z razdaljo med podporami do 150 m. Previsi s poševnimi stebri zmanjšujejo momente v polju, tako se lahko uporabi manjša konstruktivna višina. Racionalni razponi za izvedbo v armiranem betonu so 15 – 35 m (TSC 2001).

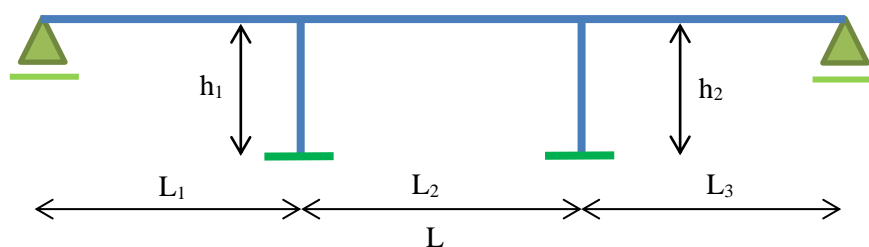


Slika 15: Statični sistem okvirne konstrukcije s tremi razponi in poševnima stebroma

Slika 15 poleg togih podpor prikazuje tudi dodatne vrtljive podpore, izbira pa je odvisna predvsem od lastnosti temeljnih tal in izbire temeljenja poševnih stebrov. Bolj podrobna analiza in primerjava z drugimi statičnimi sistemi je prikazana v naslednjih točkah.

4.2.2.2 Okvirna konstrukcija s tremi razponi

Okvirne konstrukcije s tremi razponi in vertikalnimi podporami (Slika 16) so pogosto uporabljene v sodobni mostogradnji, še posebej v armiranem in prednapetem betonu. Pri objektih s tremi (ali več) polji je lahko povezava stebrov in nosilcev toga, členkasta ali z ležišči, pri čemer je to odvisno od dolžine objekta, velikosti razpetine in odmika simetrije sistema. S smiselno kombinacijo togih in členkastih povezav ter z uporabo ležišč lahko projektant vpliva na racionalno rešitev zasnove objekta (TSC 2001).



Slika 16: Statični sistem okvirne konstrukcije s tremi razponi

Da bi dosegli približno ustrezne razpore L_1 , L_2 in L_3 , bi morali biti stebri v strugi reke; temu se želimo z ustrezno zasnovo izogniti, zato idejo o zasnovi dotičnega statičnega sistema opustimo.

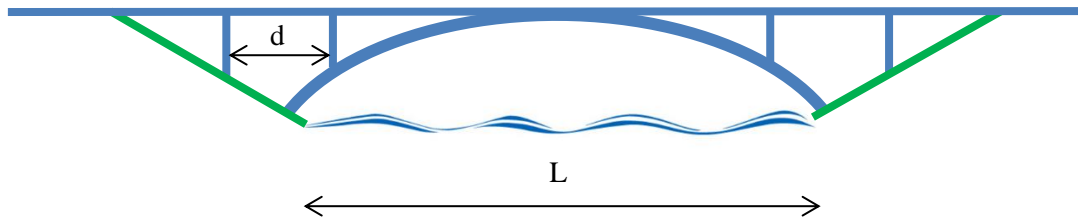
4.2.3 Ločni in obokani sistemi premostitvenih objektov

Najstarejši nosilni sistem za mostove in viadukte je lok, ki je služil premoščanju rek in globokih dolin s strmimi pobočji in kompaktnim terenom, ki lahko sprejme sile iz pete loka. Osi lokov in obokov, ki so oblikovani kot opornice zaradi obtežbe z lastno težo, so najboljši nosilni sistemi za kamen in beton, za katera velja, da imata visoko trdnost v tlaku in malo v nategu. Sodobni ločni mostovi se gradijo iz armiranega betona in jekla, s sovprežnim prerezom za razpore od 40 m do 400 m. Konstrukcija nad lokom pri sodobnih ločnih mostovih je gredni sistem iz montažnih nosilcev ali pa konstrukcija, izdelana na platoju in naknadno narivana (TSC 2001).

4.2.3.1 Vpeti lok

Vpeti lok (Slika 17) je osnovni sistem za mostove in viadukte iz kamna, opeke in betona in je ostal tudi osnovni sistem za izvedbo v armiranem betonu. Pri armiranobetonskih lokih gredna ali okvirna

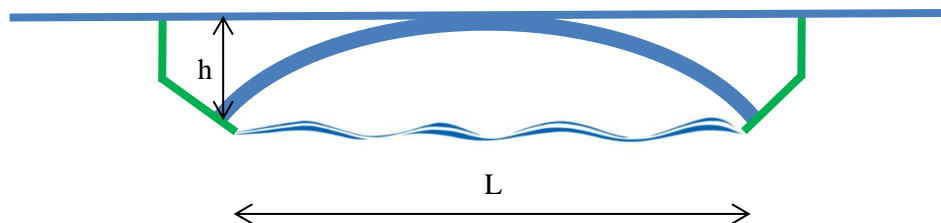
konstrukcija nad lokom, ki je imela v začetku razpon le 5 do 6 m, je dobila razpon tudi do 50 m. Racionalni razponi za vpeti lok so 40 – 300 m, pri čemer je naš glavni razpon približno 30 m, tako da je racionalnost uporabe tega statičnega sistema vprašljiva (TSC 2001).



Slika 17: Statični sistem vpetega loka

4.2.3.2 Elastično vpet lok

Elastično vpet lok (Slika 18) v obliki srpa je novejša oblika uporabe ločnih armiranobetonskih sistemov mostov manjših in srednjih razponov, od 40 do 150 m. Loki in oboki so povezani v enoten prerez s konstrukcijo nad lokom na približno srednji tretjini razpetine. Konstrukcija nad lokom nima ali pa ima minimalno število stebrov (TSC 2001).



Slika 18: Statični sistem elastično vpetega loka

4.2.4 Prečni prerezi grednih in okvirnih sistemov iz armiranega betona

Prikazujemo nekaj možnosti za armiranobetonske prečne prereze in njihove konstrukcijske višine, ki so odvisni od razpona premostitvenega objekta (TSC 2001).

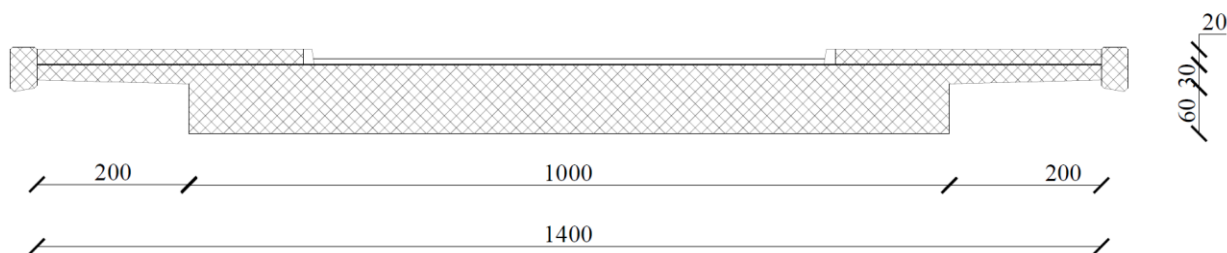
4.2.4.1 Prečni prerezi s polno ploščo

Prečni prerezi s polno ploščo (Slika 19) so racionalni za razpetine do 25 m in do debeline prereza 100 cm, konstruktivna višina znaša $\frac{\text{razpon}}{15-20}$; so enostavni za gradnjo in vzdrževanje, pri čemer je vpliv lastne teže glede na druge obtežbe velik. Težo lahko zmanjšamo s konzolami ali s posnetjem robov prerezov (TSC 2001). Primeren bi bil za okvirno konstrukcijo s tremi razponi in poševnima stebroma (točka 4.2.2.1) in za ločno konstrukcijo (točka 4.2.3.2), ker so za vse te primere razponi manjši in niso večji od 20 m.

Iz tega lahko dobimo prečni prerez polne plošče (Slika 19), če upoštevamo maksimalen razpon približno $\frac{3}{5}$ glavnega razpona 30 m. Razlogi, zakaj smo privzeli to predpostavko, so obrazloženi v naslednjih točkah (TSC 2001).

$$L = \frac{30 \cdot 3}{5} = 18,0 \text{ m} \quad (4.1)$$

$$h = \frac{18,0 \text{ m}}{20} = 0,90 \text{ m} \quad (4.2)$$



Slika 19: Prečni prerez polne plošče

Za preliminarno statično analizo različnih statičnih sistemov izračunamo lastno in stalno težo:

- **lastna teža konstrukcije**

$$A_k = 10,0 \cdot 0,9 + 2 \cdot \frac{(0,30 + 0,20)}{2} \cdot 2,0 = 10,0 \text{ m}^2 \quad (4.3)$$

$$g_k = A_k \cdot \gamma_b = 10,0 \cdot 25 = 250,0 \text{ kN/m} \quad (4.4)$$

- **teža stez za pešce in kolesarje**

$$A_{sp} = 2 \cdot (0,75 \cdot 0,35 + 0,2 \cdot 3,5) = 1,93 \text{ m}^2 \quad (4.5)$$

$$g_{sp} = A_{sp} \cdot \gamma_b = 1,93 \cdot 25 = 48,3 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

- **teža hidroizolacije**

$$g_{hi} = 0,01 \cdot 14,0 \cdot 22 = 3,1 \text{ kN/m} \quad (4.7)$$

- **teža asfalta**

$$g_{as,b} = 0,07 \cdot 7,0 \cdot 25 = 12,3 \text{ kN/m} \quad (4.8)$$

- **teža ograje**

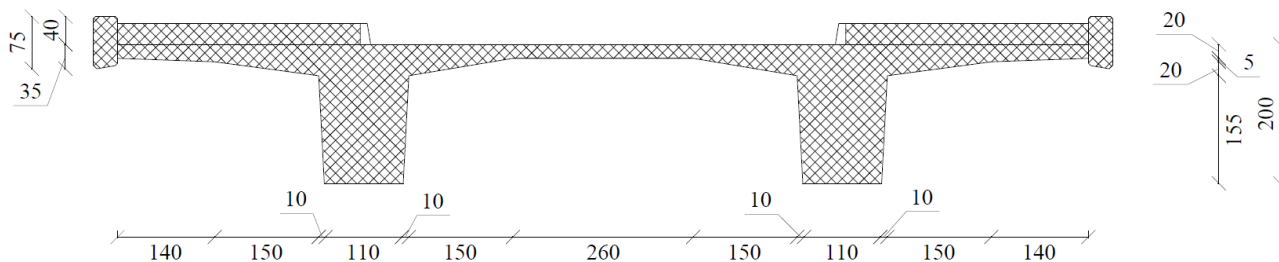
$$g_o = 2 \cdot 1,0 = 2,0 \text{ kN/m} \quad (4.9)$$

$$\Sigma g = 250 + 48,3 + 3,1 + 12,3 + 2,0 = 315,7 \text{ kN/m} \quad (4.10)$$

4.2.4.2 Trapezni široki nosilci

Analiziramo gredni prerez za širine 8 do 14 m z dvema relativno širokima trapeznima nosilcema brez prečnih nosilcev z nekoliko debelejšo voziščno ploščo; uporablja se za daljše mostove, ki se izvajajo na stalnih, pomičnih ali prenosnih opazih v armiranem ali prednapetem betonu. Za izvedbe v armiranem betonu se uporablja za razpone 15 – 30 m, konstruktivna višina je $\frac{\text{razpon}}{10-15}$ (TSC 2001).

Konstruktivno višino h izračunamo iz razpona $L = 30,0$ m in konstruiramo prečni prerez (Slika 20).



Slika 20: Prečni prerez trapeznih širokih nosilcev

Za preliminarno statično analizo različnih statičnih sistemov izračunamo stalno težo:

Glede na polno ploščo (točka 4.2.4.1) se prečni prerez razlikuje le v lastni teži konstrukcije.

$$g_k = A_k \cdot \gamma_b = 8,08 \cdot 25 = 202,0 \text{ kN/m} \quad (4.12)$$

$$\Sigma g = 202,0 + 48,3 + 3,1 + 12,3 + 2,0 = 267,7 \text{ kN/m} \quad (4.13)$$

4.3 Prometna obtežba mostu – obtežni model LM1

Pri zasnovi mostov upoštevamo še prometno obtežbo mostov, ki smo jo določili v skladu s SIST EN 1991-2:2004 Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov. Upoštevali smo obtežni model LM1, ki se uporablja za splošne in lokalne dokaze (Slika 21) (SIST EN 1991-2: 2004).

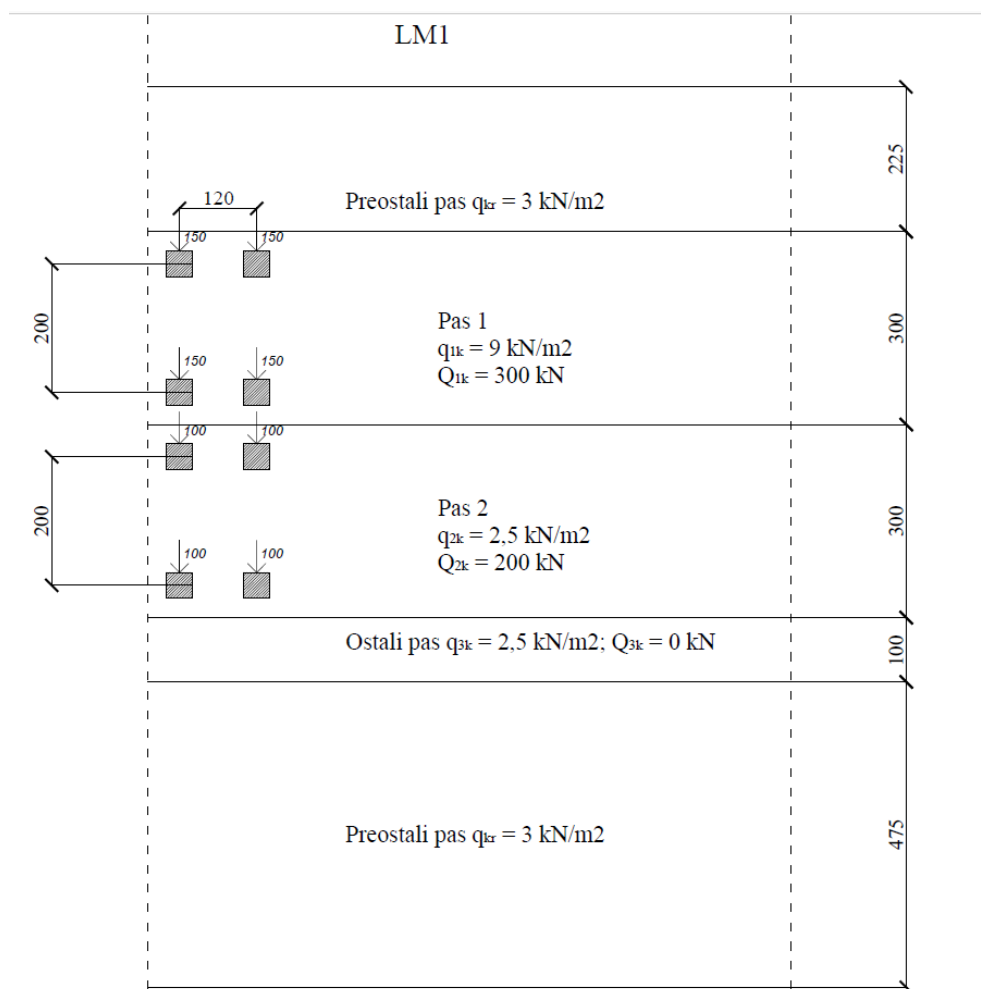
En prometni mas je minimalne širine 3,0 m. Celotna širina prekladne konstrukcije znaša 14,0 m.

Širina prekladne konstrukcije:	14,0 m
Širina cestišča	$w = 7,0$ m
Število prometnih pasov:	$n = w/s_l = 7,0 \text{ m} / 3 \text{ m} = 2,3 \rightarrow n = 2$
Prometna pasova:	$2 \cdot 3,0 \text{ m} = 6,0$ m
Preostali del:	$14,0 \text{ m} - 1,0 \text{ m} - 6,0 \text{ m} = 7,0$ m
Ostali pas:	$1,0 \text{ m} = 7,0 - 2 \cdot 3,0 \text{ m}$

LM1 je sestavljen iz dvoosne koncentrirane in enakomerno porazdeljene obtežbe (Preglednica 1).

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti za LM1 (povzeto po SIST EN 1991-2:2004)

Lega	Koncentrirana obtežba Osna obtežba Q_{ik} (kN)	Porazdeljena obtežba q_{ik} (kN/m ²)
Pas 1	300	9
Pas 2	200	2,5
Pas 3	100	2,5
Ostali pasovi	0	2,5
Preostali pas	0	2,5
Hodnik	0	3



Slika 21: Pasovi in vertikalne prometne obtežbe mostu za skupino gr1a

4.3.1 Skupina obtežb gr1a

Obtežbo gr1a predstavlja le vertikalna obtežba; sestavljena je iz LM1 (karakteristična vrednost) in enakomerno porazdeljene obtežbe (kombinacijska vrednost). Dvoosno koncentrirano obtežbo nadomestimo z enoosno, kar znaša za 1. pas 600 kN, 2. pas 400 kN (SIST EN 1991-2: 2004).

Vertikalna obtežba – koncentrirana obtežba

$$Q_{gr1a} = 600 \text{ kN} + 400 \text{ kN} = 1000 \text{ kN} \quad (4.14)$$

Enakomerno porazdeljena obtežba

Obtežbe, ki pripadajo posameznemu pasu, množimo s širino teh pasov:

$$q_{gr1a} = 3 \text{ m} \cdot 9,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \text{ m} \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \text{ m} \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + (4,5 \text{ m} + 2,0 \text{ m}) \cdot 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 56,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.15)$$

4.4 Preliminarne statične analize različnih konstrukcijskih sistemov

Primerjali smo različne statične sisteme, ki so opredeljeni pod točko 4.2. Nekatere statične sisteme smo po poglobljenem premisleku izločili, pri čemer so razlogi navedeni v sklopu opisa posameznega

statičnega sistema. V nadaljevanju prikazujemo statično analizo za stalno težo, ki smo jo za dva različna prečna prereza določili pod točko 4.2.4; prav tako smo upoštevali prometno obtežbo in sicer le za obtežni model LM1 in skupino obtežb grla. Statično ravninsko analizo smo izvedli s programom SAP2000 (v.17.3.0), pri čemer smo lastno in stalno težo definirali z ukazom »Frame Loads« - obtežba okvirov in kot »Distributed Load« - porazdeljena obtežba na konstrukcijo. Za definicijo prometne obtežbe smo pod orodno vrstico »Moving Loads« - »Paths« uporabili ukaz »Define Paths« - definicija poti oziroma potek obtežbe, nato smo dodali še »Vehicles« - prometno obtežbo, ki je izračunana pod točko 4.3.

Definirali smo dve kombinaciji, eno za mejno stanje nosilnosti (MSN) in eno za mejno stanje uporabnosti (MSU).

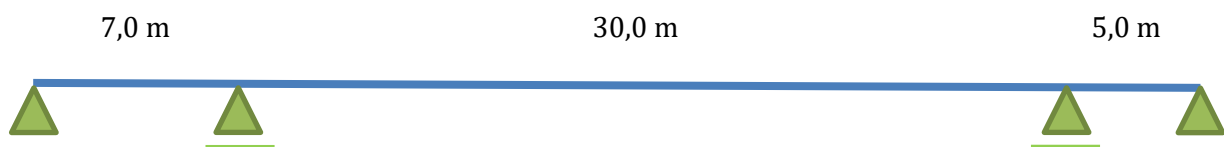
$$MSN1 = 1,35 G "+" 1,35 Q \quad (4.16)$$

$$MSU1 = 1,0 G "+" 1,0 Q \quad (4.17)$$

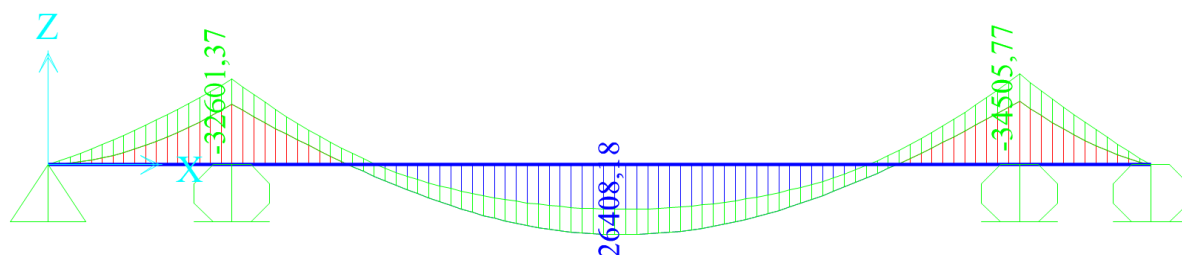
Pri tem smo za G upoštevali lastno in stalno težo in za Q pa prometno obtežbo.

4.4.1 Preliminarna statična analiza kontinuirne grede preko treh polj

Upoštevali smo statični sistem kontinuirnega nosilca preko treh polj in prečni prerez s trapeznimi nosilci. Za geometrijo smo privzeli sledeče razdalje (Slika 22), ker gre le za preliminarno statično analizo. Razvidno je, da so posamezni razponi zelo različni, pri čemer je medsebojno razmerje 1:6, kar je relativno veliko. Uporaba dotičnega statičnega sistema je smiselna pri približno istih posameznih razponih, kar pa v našem primeru ni mogoče, ker si želimo izogniti gradnji vertikalnih elementov v strugi reke.



Slika 22: Statični sistem kontinuirne grede preko treh polj z razponi



Slika 23: Upogibni momenti za mejno stanje nosilnosti (kNm)

Prikazujemo maksimalne in minimalne momente v prekladni konstrukciji in pomike na sredini drugega razpona:

$$M_{max, gred} = 26409 \text{ kNm}$$

$$M_{min, gred} = -34506 \text{ kNm}$$

$$u_{z, max} = 0,00802 \text{ m} = 0,802 \text{ cm}$$

Slika 23 prikazuje, da je moment nad podporami približno 30 % večji kot v polju in znaša nad desno podporo -34643 kNm. S približno istimi razponi želimo doseči, da bi bili momenti v poljih približno

enakih velikosti, v našem primeru so upogibni momenti v prvem in tretjem razponu le negativni, ker je drugi razpon veliko daljši kot prvi in tretji razpon. Zato opustimo statični sistem kontinuirnega nosilca. Ostali rezultati statične analize so v prilogi pod točko A.1.1.

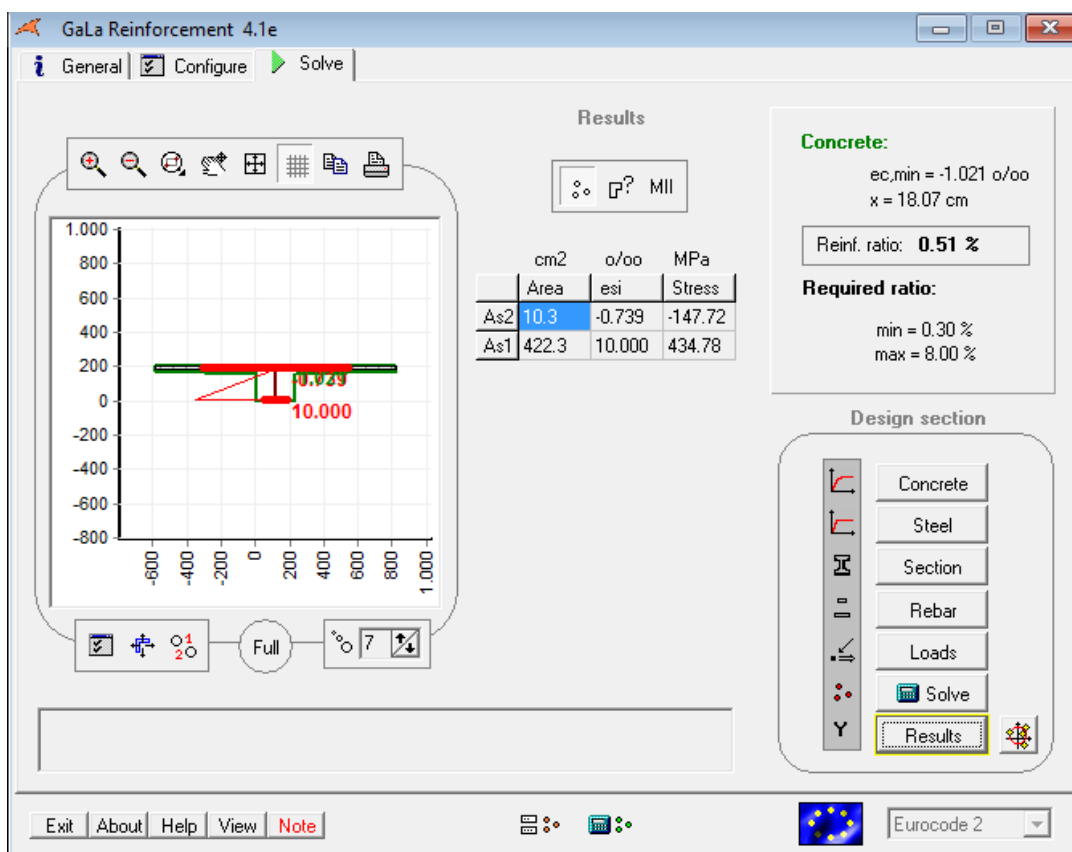
Poenostavljeno še izračunamo potrebno armaturo pri čemer je skupna višina trapeznih nosilcev 195 cm, za krovni sloj privzamemo 5 cm in izračunamo ročico notranjih sil:

$$z = 0,9 d = 0,9 \cdot 195 \text{ cm} = 175,5 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Iz tega izračunamo potrebno armaturo, pri čemer upoštevamo armaturo B500 B ($f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$; $f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$):

$$A_{s,nat} = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{M}{z \cdot f_{yd}} = \frac{34506 \cdot 100 \text{ kNcm}}{175,5 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 452 \text{ cm}^2 \quad (4.19)$$

Ker je račun armature na način prikazan v enačbi (4.19), dokaj poenostavljen, smo izračunali potrebno vzdolžno armaturo še s programom Gala Reinforcement (v.4.1e). Upoštevali smo beton C30/37, armaturo B500B in krovni sloj 5,0 cm. Vnesli smo ustrezen prerez, pri čemer smo upoštevali poenostavitev in spremenili geometrijo na način, da smo združili oba trapezna nosilca v enega, kar pri ravninski analizi lahko storimo; nato smo za maksimalni moment, ki je nad podporo, izračunali potrebno vzdolžno armaturo. V programu smo upoštevali izračun nesimetrične vzdolžne armature, ker bi bilo upoštevanje simetrične armature (tlačne in natezne) neracionalno.



Slika 24: Potrebna vzdolžna nesimetrična armatura za gredni most nad podporo

Potrebna simetrična vzdolžna armatura je:

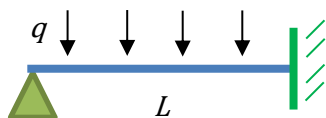
$$A_{s,nat} = 422,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tl} = 10,3 \text{ cm}^2$$

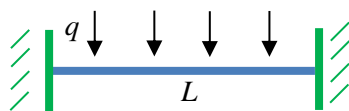
$$\rho = 0,51 \%$$

4.4.2 Preliminarna statična analiza okvirne konstrukcije s tremi razponi in poševnima stebroma

Z uporabo poševnih stebrov želimo doseči približno enake razpore, kar pomeni tudi približno enake momente v posameznih poljih, s tem dosežemo približno enako izkoriščenost prereza, kar je naš cilj. Upoštevamo, da sta prvi in tretji razpon približno $0,7 \cdot$ dolžina drugega razpona. To seveda lahko potrdimo s preprostim statičnim izračunom; upoštevamo, da sta prvi in tretji razpon pri robovih členkasto in pomično podprta (Slika 25), 2. razpon pa togo podprt na obeh koncih (Slika 26).



Slika 25: Prostoležeči nosilec togo podprt na eni strani



Slika 26: Togo vpeti nosilec

Za 1. in 3. razpon velja sledeča enačba za največji upogibni moment (Slika 25):

$$M_{1,3,podpora} = -\frac{qL_{1,3}^2}{8} \quad (4.20)$$

$$M_{1,3,polje} = \frac{9qL_{1,3}^2}{128}. \quad (4.21)$$

Za 2. razpon velja (Slika 26 in Slika 27):

$$M_{2,podpora} = -\frac{qL_2^2}{12} \quad (4.22)$$

$$M_{2,polje} = \frac{qL_2^2}{24}. \quad (4.23)$$

Če želimo približno izenačiti momente v polju za vse tri razpore moramo enačiti enačbi (4.21) in (4.23), da dobimo razmerje posameznih razponov, pri čemer predpostavimo, da je porazdeljena obtežba q enaka za vse tri razpore:

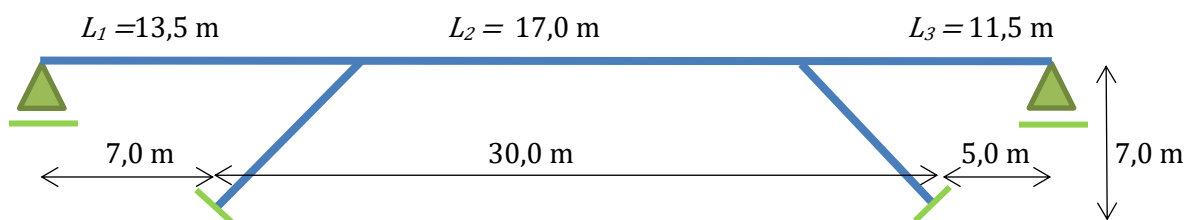
$$M_{1,3,polje} = \frac{9qL_{1,3}^2}{128} = M_{2,polje} = \frac{qL_2^2}{24} \quad (4.24)$$

$$\frac{9L_{1,3}^2}{128} = \frac{L_2^2}{24} \quad (4.25)$$

$$L_{1,3} = L_2 \sqrt{\frac{128}{24 \cdot 9}} \approx L_2 \cdot 0,77 \quad (4.26)$$

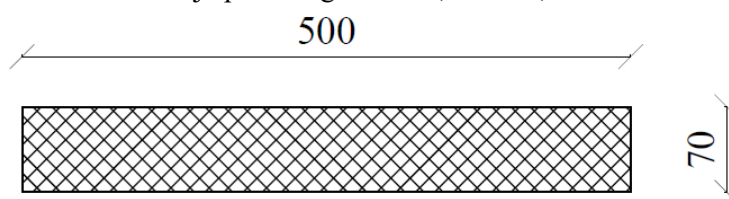
$$L_1 \approx L_3 \approx L_2 \cdot 0,77 \quad (4.27)$$

Izberemo si sledeče razpore, pri čemer za tretji razpon zaradi geometrije privzamemo krajšo razdaljo, ki na levem bregu narekuje ožji podvoz, namenjen le kolesarjem in pešcem (Slika 27). Za višino smo vzeli 7,0 m, pri čemer smo upoštevali, da mora biti cestni podvoz visok vsaj 4,7 m; zaradi temeljenja pod nivojem lokalne ceste, ki bo šla pod mostom pa privzamemo še dodatno višino. Za prekladno konstrukcijo uporabimo polno ploščo, bolj natančne karakteristike so podane pod točko 4.2.4.1.



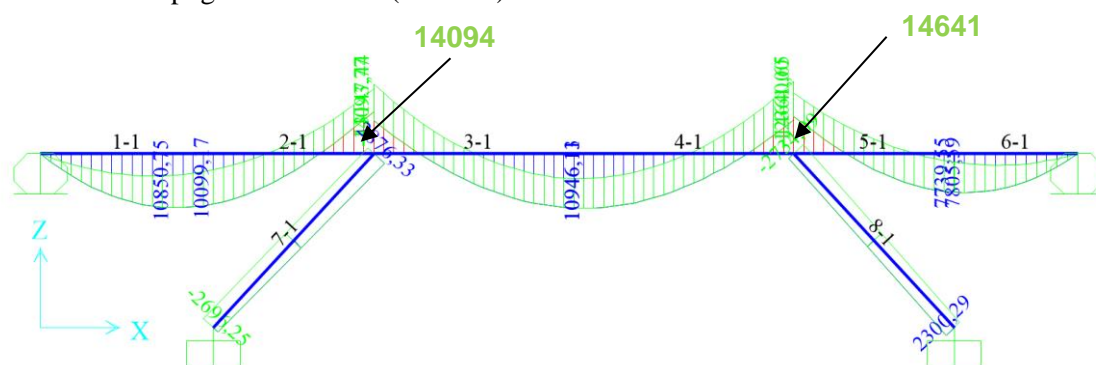
Slika 27: Statični sistem okvirne konstrukcije s tremi razponi in poševnima stebroma

Izberemo še prerez poševnega stebra in se pri tem zavedamo, da bi ob nadaljnji in bolj poglobljeni analizi morali ustrezno spremeniti dimenzije poševnega stebra (Slika 28).



Slika 28: Prečni prerez poševnega stebra

S programom SAP2000 smo izvedli ravninsko statično analizo, podobno kot v točki 4.4.1 in smo dobili sledeče rezultate za upogibne momente (Slika 29).



Slika 29: Upogibni momenti za mejno stanje nosilnosti (kNm)

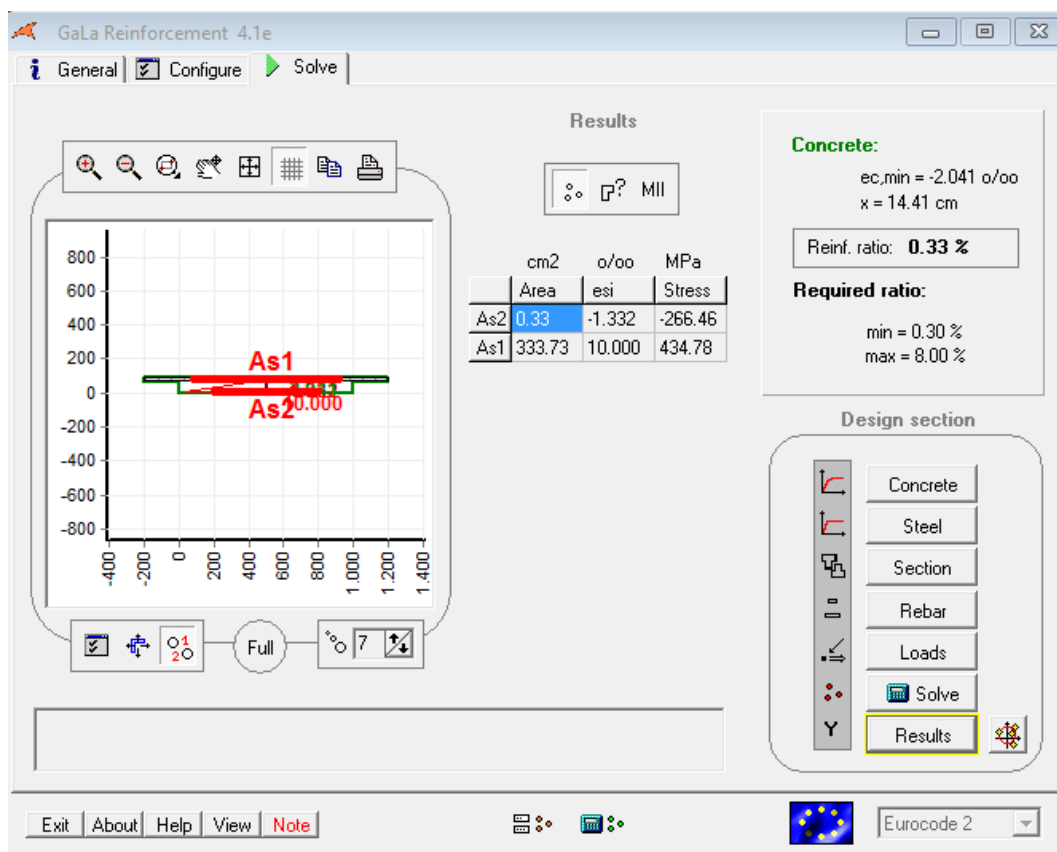
Prikazujemo maksimalne in minimalne momente v prekladni konstrukciji in pomike na sredini 2. razpona. Ostali rezultati statične analize so v prilogi pod točko A.1.2.

$$M_{max, gred} = 10946 \text{ kNm}$$

$$M_{min, gred} = -14641 \text{ kNm}$$

$$u_{z, max} = 0,00814 \text{ m} = 0,814 \text{ cm}$$

Na isti način kot v točki 4.4.1 smo izračunali potrebno vzdolžno armaturo, pri čemer smo upoštevali nesimetrično spodnjo in zgornjo armaturo (Slika 30).



Slika 30: Potrebna vzdolžna nesimetrična armatura za okvirni most nad podporo

Potrebna vzdolžna armatura je:

$$A_{s,nat} = 333,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tl} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,33 \%$$

Z uporabo enačb v točki 4.4.1 na poenostavljen način izračunamo potrebno armaturo za absolutno maksimalen moment.

$$z = 0,9 d = 0,9 \cdot (90 - 5) \text{ cm} = 76,5 \text{ cm} \quad (4.28)$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{M + N E d \cdot \frac{z}{2}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{14641 \cdot 100 \text{ kNcm} - 8583 \text{ kN} \cdot \frac{76,5}{2} \text{ cm}}{76,5 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 341 \text{ cm}^2 \quad (4.29)$$

Primerjava potrebne natezne vzdolžne armature, izračunane z uporabo poenostavljene enačbe in programom Gala Reinforcement pokaže, da je razlika več kot 7 %, kar lahko pripišemo temu, da smo na poenostavljen način izračunali potrebno natezno vzdolžno armaturo. Zato je ocena potrebne natezne vzdolžne armature s programom veliko boljša.

4.4.3 Preliminarna statična analiza vpetega loka

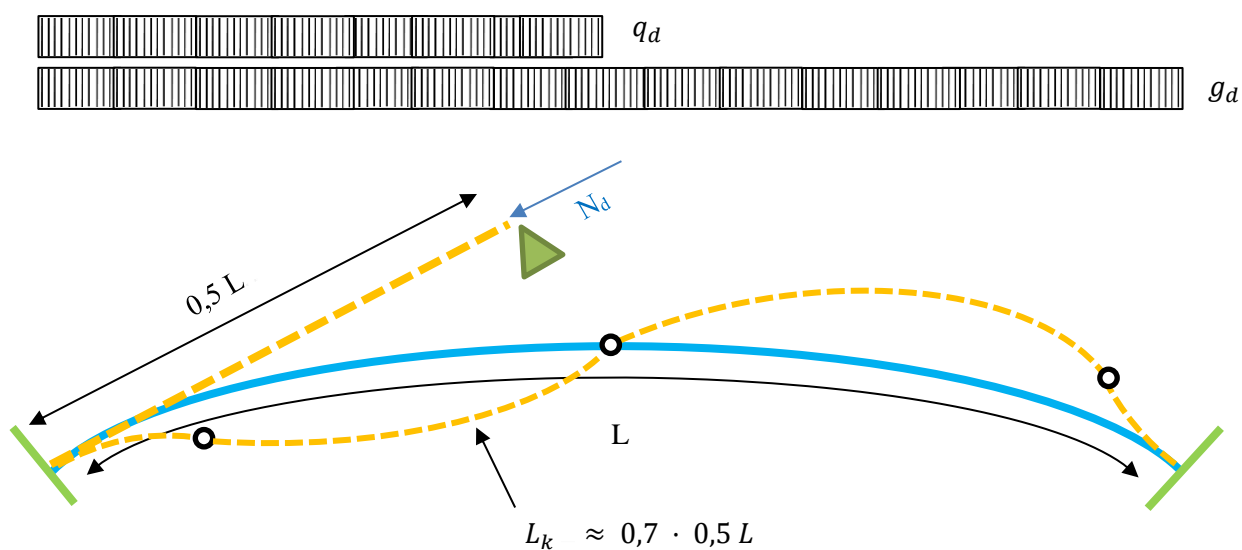
Lok je glavni nosilni element mostu in v želji, da bi ga čimbolj izkoristili, moramo dobro poznati vse njegove lastnosti, predvsem zakrivljenost loka. Ker predvidevamo uporabo armiranega betona, želimo dobro izkoristiti njegove materialne lastnosti. V loku zaradi lastne teže konstrukcije nastopajo minimalni momenti, pri čemer prihaja do minimalnih odstopanj. Ko na mostno konstrukcijo deluje še prometna obtežba so odstopanja večja. Pomembno je, da pri konstruiranju loka zadostimo tudi pogojem stabilnosti

konstrukcij. Želimo doseči, da je tlačna krivulja čim bolj podobna oziroma »čim bližje« osi loka. Ločne konstrukcije so bolj prikladne za mostove, pri katerih prevladuje stalna teža, kar velja za mostove večjih razponov.

Krivulja loka je za enakomerne obtežbe podobna paraboli. Po ločni konstrukcije se predznaki upogibnih momentov menjajo, predvsem pa moramo biti pozorni na to, da so ti čim manjši; večje momente lahko dopustimo le na mestih, kjer jih lahko prevzamemo, kot na primer ob peti loka.

Slika 31 prikazuje krivuljo uklona loka, pri čemer je predpostavljen antisimetričen uklon ločne konstrukcije in je določen s tremi točkami. Za uklonsko dolžino lahko privzamemo približno 70 % polovice dolžine loka. Največji moment v polju znaša:

$$M_{polje} = \frac{qL_2^2}{128} \quad (4.30)$$



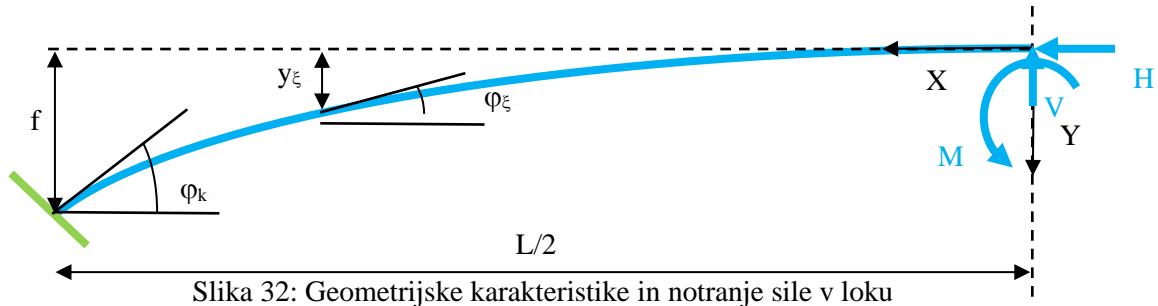
Slika 31: Krivulja uklonjenega loka

Najpogosteje se loki za betonske mostove oblikujejo v obliki verižnice. Osi verižnih lokov ne odstopajo bistveno od tlačne krivulje – osi, kjer nastopajo samo tlačne napetosti. Pri tem je pomembno razmerje med prometno obtežbo q in lastno težo g . Manjše je to razmerje in manj kot je reoloških sprememb (lezenje, krčenje), bolj bo lok deloval pod danimi obtežbami.

V preteklosti je narekovalo obliko osi zmožnost statičnega izračuna predvidene konstrukcije, danes pa obliko osi narekuje enostavnost izvedbe. Za izbiro oblike ločne krivulje je treba poznati obtežbo, ki bo delovala na lok, pri čemer na začetku ne poznamo lastne teže konstrukcije, če ne poznamo oblike loka konstrukcije in prereza. Tako do čim bolj optimalne oblike loka in prečnega prereza pridemo lahko le iterativno. Pri načrtovanju oblike moramo upoštevati tudi to, da obliko osi v veliki meri narekujejo estetska merila.

Določitev najugodnejše lege

Za določitev najugodnejše lege oziroma poteka ločne krivulje najprej definirajmo geometrijske karakteristike in notranje sile, ki delujejo v loku (Slika 32).



Slika 32: Geometrijske karakteristike in notranje sile v loku

$$g_{\xi} = g_1 + \frac{g_2}{\cos \Phi_{\xi}} + \gamma y_{\xi} \quad (4.31)$$

g_1 ... porazdeljena stalna in lastna prekladne konstrukcije

g_2 ... lastna teža ločne konstrukcije

γy_{ξ} ... teža konstrukcije med lokom in prekladno konstrukcijo

$$\tan \varphi_x = \frac{V_x}{H} = \frac{dx}{dy} \quad (4.32)$$

Dobimo diferencialno enačbo drugega reda, in to v primeru, da se prečni prerez loka ne spreminja:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{H} \left\{ g_1 \left[1 + \alpha \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \right] + \gamma \cdot y \right\} \quad (4.33)$$

Enačbo lahko rešimo na več načinov; če predpostavimo določene poenostavitve, dobimo sledeče rešitve. Za izračune in prikaz grafov smo uporabili program Wolfram Mathematica (v.10.2).

1. predpostavka:

Zanemarimo težo ločne konstrukcije in konstrukcije med lokom in prekladno konstrukcijo $g_2 = 0, \gamma = 0$. Dobimo sledeč rezultat:

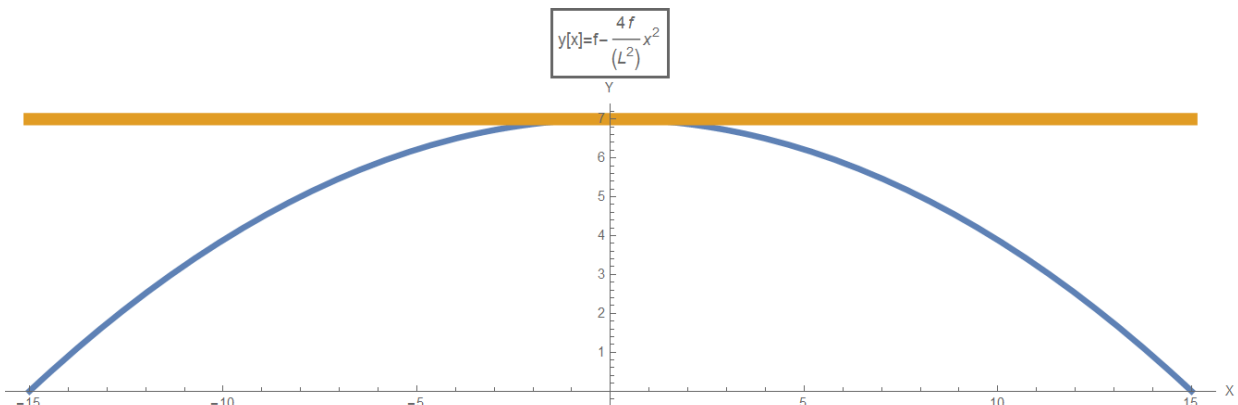
$$y = \left(\frac{4f}{L^2} \right) x^2 \quad (4.34)$$

$$f = 7,0 \text{ m}$$

$$L = 30,0 \text{ m}$$

Za dane predpostavke dobimo rešitev diferencialne enačbe v obliki parabole. Ker smo si v programu Wolfram Mathematica izbrali drugačno koordinatno izhodišče, tako da je koordinatno izhodišče (0,0) na sredini razpona loka (Slika 33), smo dobili sledečo enačbo:

$$y = \left(\frac{4f}{L^2} \right) x^2 \xrightarrow{\text{preoblikujemo}} y = f - \left(\frac{4f}{L^2} \right) x^2 \quad (4.35)$$



Slika 33: Matematična krivulja loka upoštevajoč 1. predpostavko

2. predpostavka:

Zanemarimo težo loka $g_2 = 0$. Dobimo *Legay-Strassnerjevo* diferencialno enačbo:

$$y = \left[\frac{f}{(m-1)} \right] \cdot (ch\beta k - 1) \quad (4.36)$$

$$m = \frac{g_k}{g_s} = \frac{g_1 + \frac{g_2}{\cos\Phi_\xi} + \gamma \cdot y}{g_1 + g_2} \quad \xrightarrow{g_2 = 0} \quad m = \frac{g_1 + \gamma \cdot y}{g_1} \quad (4.37)$$

$$\beta = \frac{2x}{l} \quad (4.38)$$

$$k = \ln(m + \sqrt{m^2 - 1}) \quad (4.39)$$

Če upoštevamo predpostavko $g_2 = 0$ in v našem primeru $\gamma = 0$, dobimo faktor $m = 1$, iz česar dobimo v enačbi (4.36) v imenovalcu $(m - 1) = 0$, kar pomeni, da gre $y \rightarrow \infty$.

3. predpostavka:

Upoštevamo le lastno težo ločne konstrukcije $g_1 = 0, \gamma = 0$. Premaknemo celotno krivuljo, tako da bo koordinatno izhodišče enako kot za 1. predpostavko. Dobimo sledečo enačbo:

$$y = f - \frac{1}{a} \cdot [ch(ax) - 1] \quad (4.40)$$

$$a = \frac{g_2}{H} \quad (4.41)$$

Koeficient a dobimo iz robnih pogojev pri $y = f$ in $x = \frac{l}{2}$. Silo H izračunamo po poenostavljeni metodi, in sicer če privzamemo za lok prečni prerez kot za prerez poševnega stebra v točki 4.4.2, dobimo lastno težo ločne konstrukcije 62,5 kN/m. Iz prve predpostavke lahko z integralom izračunamo dolžino loka, ki ga označimo s s .

$$s = \int_a^b \sqrt{1 + [f'(x)]^2} dx \quad (4.42)$$

$$s = 2 \int_0^{15} \sqrt{1 + \left[\frac{d}{dx} \left(f - \left(\frac{4f}{L^2} \right) x^2 \right) \right]^2} dx = 33,91 \text{ m} \quad (4.43)$$

Iz dolžine loka določimo vertikalno reakcijo v peti loka.

$$V = \frac{s}{2} g_2 = \frac{33,91}{2} 62,5 = 1060 \text{ kN} \quad (4.44)$$

Določimo še začetni kot loka v peti, kar tudi določimo iz matematične krivulje loka pri upoštevanju 1. predpostavki.

$$\varphi_k(x = -15) = \text{Arctan} \left[\frac{d}{dx} \left(f - \left(\frac{4f}{L^2} \right) x^2 \right) \right] = 43,0^\circ \quad (4.45)$$

$$H = \frac{V}{\tan\varphi_k} = \frac{1060}{\tan(43,0^\circ)} = 1136 \text{ kN} \quad (4.46)$$

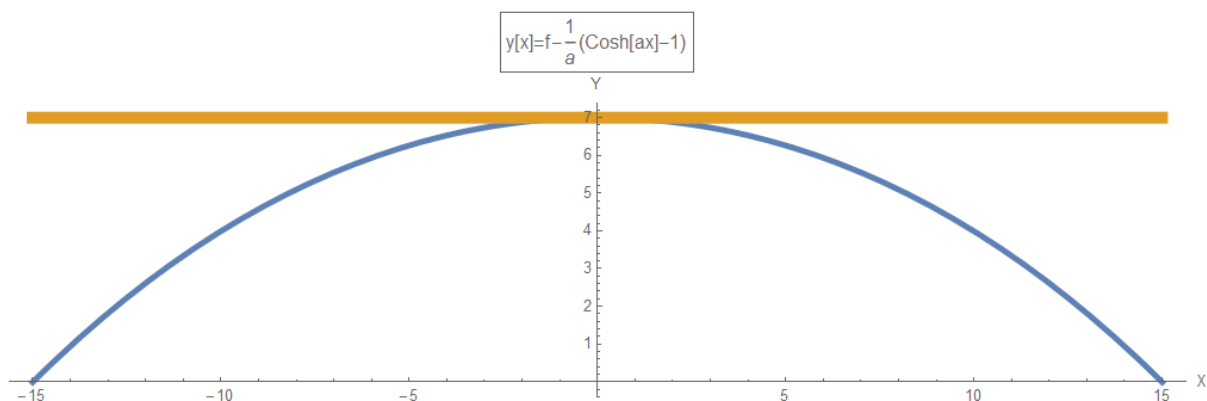
Izračunane količine upoštevamo pri izračunu in iz oblike krivulje v programu Wolfram Mathematica ugotovimo, da smo storili manjšo napako, zato naredimo nekaj iteracij in še enkrat izračunamo kot vpetja in dolžino loka.

$$s = 2 \int_0^{15} \sqrt{1 + \left[\frac{d}{dx} \left(f - \frac{1}{a} \cdot [ch(ax) - 1] \right) \right]^2} dx = 33,99 \text{ m} \quad (4.47)$$

$$\varphi_k(x = -15) = \text{Arctan} \left[\frac{d}{dx} \left(f - \frac{1}{a} \cdot [ch(ax) - 1] \right) \right] = 44,8^\circ \quad (4.48)$$

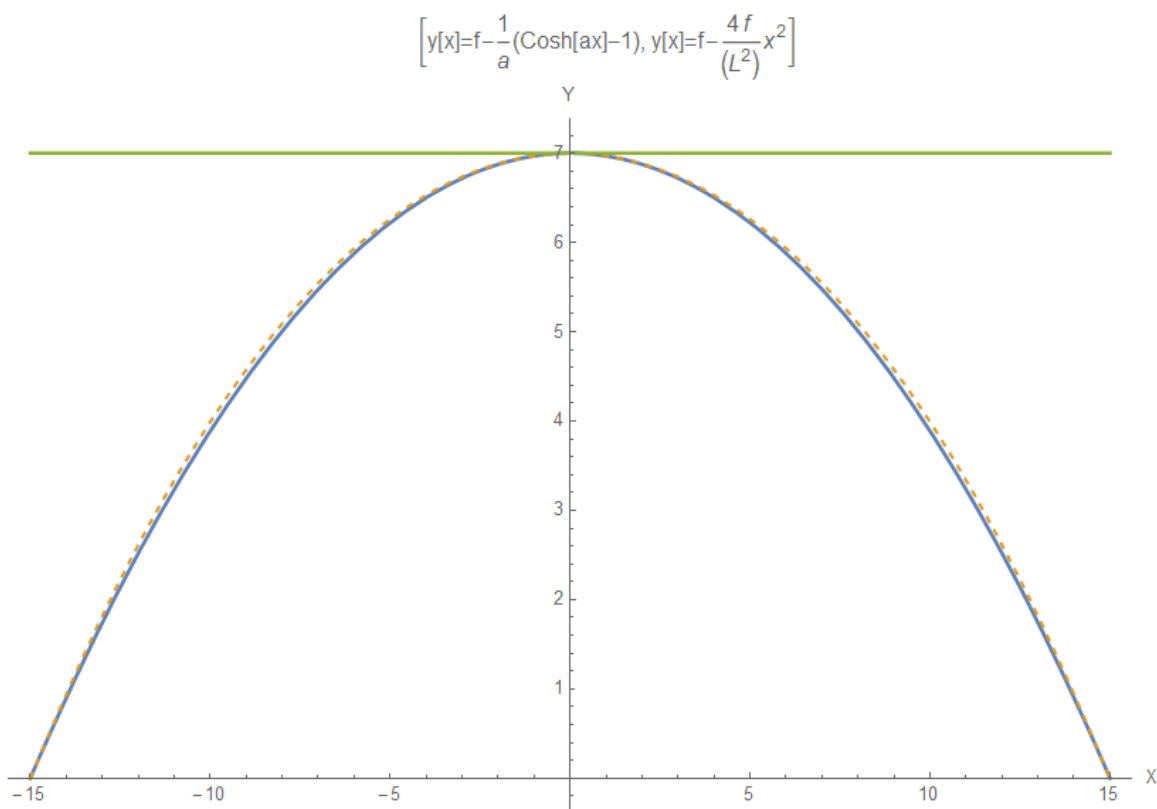
$$H = \frac{V}{\tan\varphi_k} = \frac{33,99 \cdot 62,5}{2 \cdot \tan(44,8^\circ)} = 1070 \text{ kN} \quad (4.49)$$

Če upoštevamo novo izračunano vrednost H dobimo bolj natančen graf loka (Slika 34).



Slika 34: Matematična krivulja loka upoštevajoč 3. predpostavko

Primerjali smo še obe krivulji za 1. in 3. predpostavko (Slika 35). Že iz enačb (4.40) – (4.49) je razvidno, da ni večjih razlik, ker sta tako dolžini loka kot kota v peti loka približno enaka. Zaradi boljše vizualizacije smo popačili razmerje grafa $X:Y \neq 1:1$. Črtkani graf je za 3. predpostavko, za 1. predpostavko pa je narisana linija loka z neprekinjeno črto. Največja razlika med y-koordinatami obeh lokov znaša 10,9 cm.



Slika 35: Primerjava matematičnih krivulj za 1. (rdeča) in 3. predpostavko (zelena)

V programu SAP2000 lahko modeliramo lok, tako da njegove koordinate podamo v nekaj točkah. Koordinate smo izračunali s programom Wolfram Mathematica, in sicer za 3. predpostavko – hiperbolično funkcijo in posamezne koordinate (Slika 36) vnesli v program SAP2000. Prikazujemo le polovico koordinat loka, ker je lok simetričen.

```
Grid[Table[{x, y = f - 1/a * (Cosh[a * x] - 1)}, {x, -L/2, 0, L/20}, {y, 1}], Frame -> All,
Background -> {None, {{White, Yellow}}}] // N
```

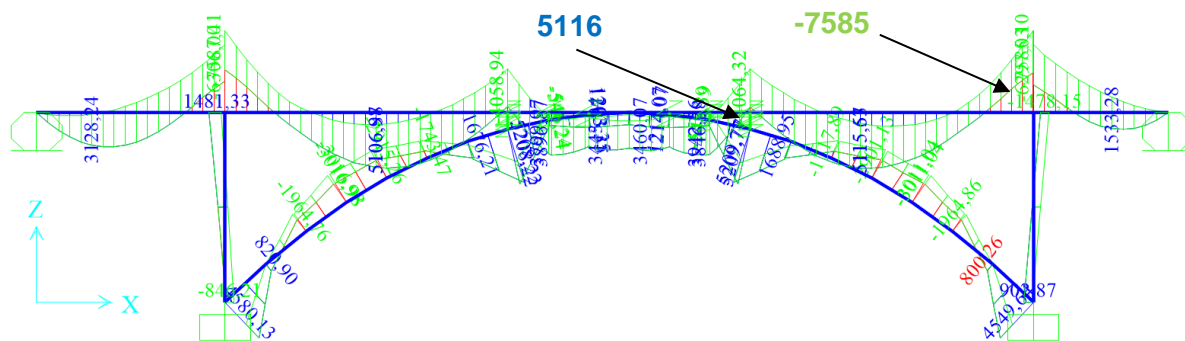
{-15., -0.0000427003}
{-13.5, 1.39765}
{-12., 2.62086}
{-10.5, 3.679}
{-9., 4.58016}
{-7.5, 5.33129}
{-6., 5.93814}
{-4.5, 6.40536}
{-3., 6.73656}
{-1.5, 6.93427}
{0., 7.}

Slika 36: Koordinate loka

V programu SAP2000 smo narisali mrežne črte in narisali lok v ustreznih presečiščih. Povezali smo tudi lok in prekladno konstrukcijo z »Link« elementi, pri čemer smo oba elementa na mestih, kjer se stikujeta, toga povezali. Zaradi relativno velikega razpona, ki od stika loka do krajnega opornika znaša 22 m na eni in 20 m na drugi strani, se odločimo za dodatne vertikalne stebre na mestu vpetja loka v temeljna tla. S tem zmanjšamo razpone prekladne konstrukcije in tudi potrebno višino prereza, ki znaša 1/20 razpona, kar pomeni 75 cm. Če upoštevamo enačbo (4.10) in odštejemo razliko v višini prereza prekladne konstrukcije, dobimo sledečo vrednost lastne in stalne teže na tekoči meter.

$$\Sigma g = 315,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - 0,15 \cdot 10,0 \cdot 25 = 278,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.50)$$

Nato smo izvedli ravninsko statično analizo in pregledali notranje statične količine in pomike vzdolž prekladne konstrukcije (Slika 37).



Slika 37: Upogibni momenti za mejno stanje nosilnosti (kNm)

Prikazujemo maksimalne in minimalne momente v prekladni konstrukciji in pomike na sredini 2. razpona:

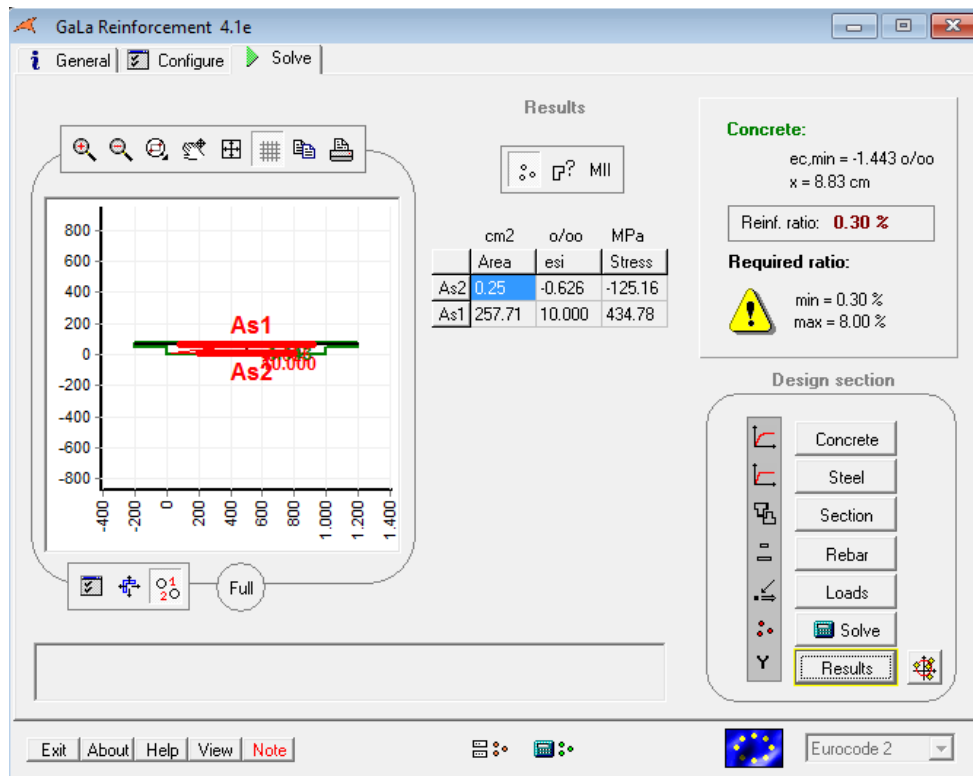
$$M_{max} = 5116 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = -7585 \text{ kNm}$$

$$u_{z,max} = 0,00633 \text{ m} = 0,633 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{M + N E d \frac{z}{2}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{7585 \cdot 100 \text{ kNcm} - 276 \text{ kN} \cdot \frac{0,9 \cdot 75}{2} \text{ cm}}{0,9 \cdot (75 - 5) \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 273 \text{ cm}^2 \quad (4.51)$$

Na isti način kot v točki 4.4.1 smo izračunali potrebno vzdolžno armaturo, pri čemer smo upoštevali nesimetrično spodnjo in zgornjo vzdolžno armaturo (Slika 38).



Slika 38: Potrebna vzdolžna nesimetrična armatura za ločni most nad podporo

$$A_{s,nat} = 257,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tl} = 0,25 \text{ cm}^2$$

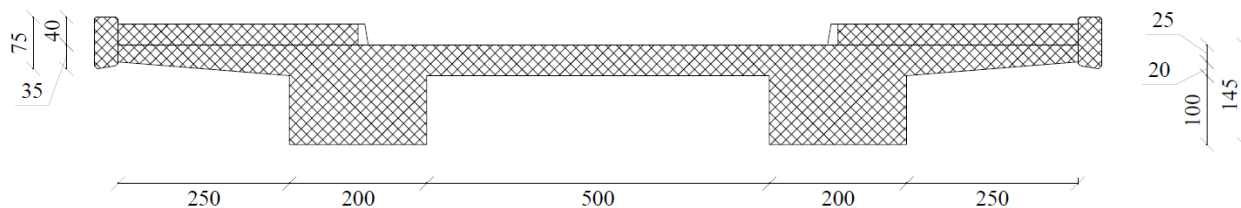
$$\rho = 0,30 \%$$

Razlika med potrebno natezno vzdolžno armaturo v prerezu nad podporo, ki smo jo izračunali s poenostavljeno enačbo in s programom Gala Reinforcement je približno 5 % in je zaradi manjše osne sile v prekladni konstrukciji manjša kot v primeru okvirnega mostu; zato je ocena s poenostavljeno enačbo boljša.

4.4.4 Preliminarna statična analiza vpetega loka z rebrasto ploščo

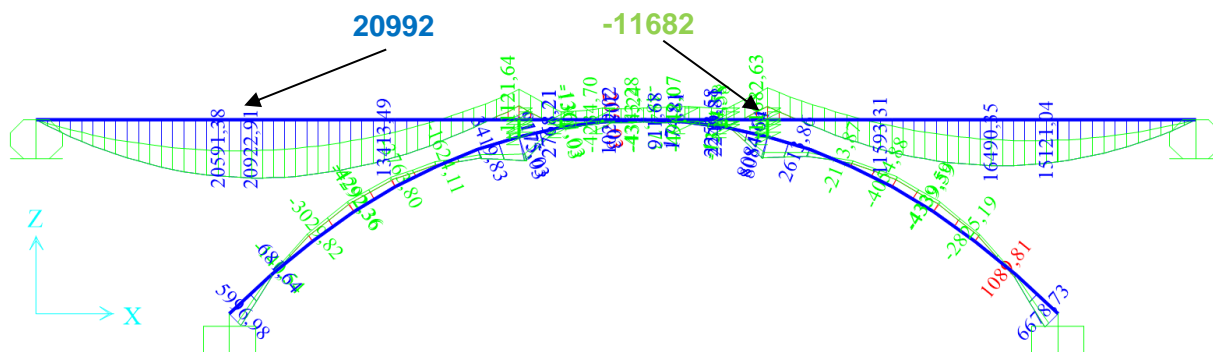
Ker je lastna teža polne plošče relativno velika in smo morali v analizi dodati še dodatne vertikalne stebre, smo nadaljevali z razmislekom o rebrasti plošči za ločni most, ker ta lahko premošča večje razpetine in bi tako lahko izvedli zasnovo brez vertikalnih stebrov. Največji razpon je 22,0 m, konstruktivna višina je $\frac{\text{razpon}}{10-15}$, s tem jo ocenimo na 1,45 m. Za račun stalne teže uporabimo enačbe iz točke 4.2.4.1, pri čemer spremenimo le lastno težo plošče (prečni prerez je velikosti 9,80 m² – podatek, ki ga dobimo iz programa AutoCad).

$$\Sigma g = 9,80 \cdot 25 + 48,3 + 3,1 + 12,3 + 2,0 = 310,7 \text{ kN/m} \quad (4.52)$$



Slika 39: Prečni prerez rebraste plošče

Tako kot za preliminarno statično analizo ostalih zasnov smo to izvedli v programu SAP2000 in po izvedeni analizi dobili sledeče rezultate. (Slika 40)



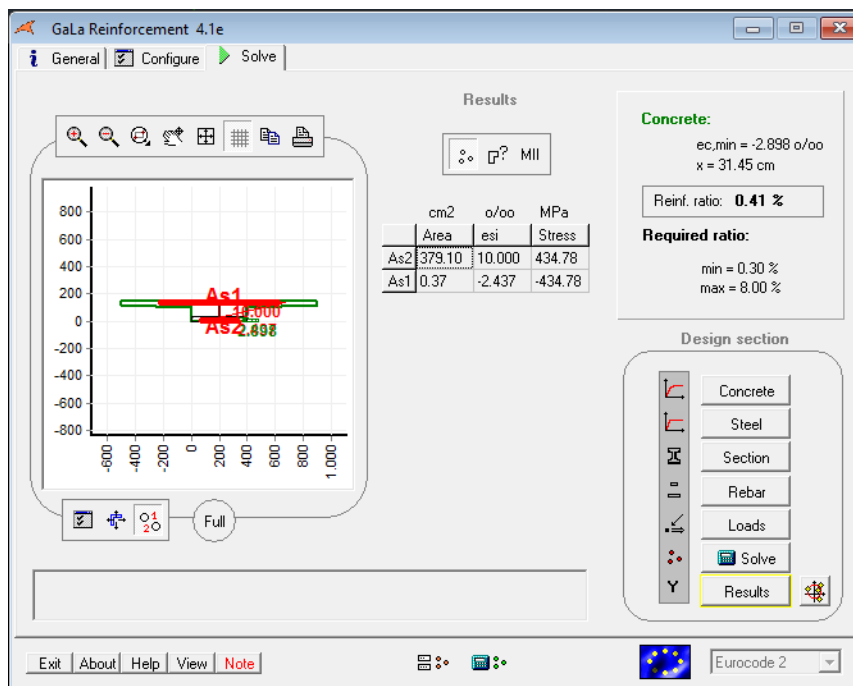
Slika 40: Upogibni momenti v prekladni konstrukciji za mejno stanje nosilnosti (kNm)

$$M_{max} = 20992 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = -11682 \text{ kNm}$$

$$u_{z,max} = 0,0111 \text{ m} = 1,11 \text{ cm}$$

Maksimalni pomik ne nastopi pri stiku loka s prekladno konstrukcijo, ampak približno na sredini večjega izmed obeh razponov (22 m). Pomik v točki vpetja loka v prekladno konstrukcijo je $u_z = 0,706 \text{ cm}$. Izračunali smo še potrebno vzdolžno armaturo (Slika 41).



Slika 41: Potrebna vzdolžna armatura v polju za primer rebraste plošče

$$A_{s,nat}=0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tl}=379,1 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,41 \%$$

Izračunamo še po poenostavljeni metodi potrebno natezno vzdolžno armaturo, podobno kot v prejšnjih točkah.

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{M}{z \cdot f_{yd}} = \frac{20992 \cdot 100 \text{ kNcm}}{0,9 (145-5) \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 383 \text{ cm}^2 \quad (4.53)$$

Vidimo, da med izračunano potrebno natezno vzdolžno armaturo v prekladni konstrukciji s programom Gala Reinforcement in »peš« računom ni bistvene razlike, saj je osna sila v prekladni konstrukciji na mestu največjega upogibnega momenta zaradi pomične podpore na koncu prekladne konstrukcije enaka nič.

4.5 Izbira zasnove mostu

Za boljšo preglednost smo za vse štiri zasnove obravnavane pod točko (4.4), uredili rezultate in jih medsebojno primerjali (Preglednica 2). Rezultate smo primerjali tudi relativno, pri čemer smo za izhodiščne vrednosti izbrali rezultate za ločno konstrukcijo s polno ploščo za prekladno konstrukcijo.

Preglednica 2: Primerjava notranjih statičnih količin, pomikov in vzdolžne armature za tri različne statične zasnove

		Gredni most		Okvirna konstrukcija s poševnima stebroma		Ločna konstrukcija - polna plošča		Ločna konstrukcija - rebrasta plošča	
M_{max}	absolutno	26409	kNm	10946	kNm	5116	kNm	20992	kNm
	relativno	5,16		2,14		1,00		4,10	
M_{min}	absolutno	-34506	kNm	-14641	kNm	-7585	kNm	-11682	kNm
	relativno	4,55		1,93		1,00		1,54	
$u_{z,max}$	absolutno	0,802	cm	0,814	cm	0,633	cm	1,11	cm
	relativno	1,27		1,29		1,00		1,75	
$A_{s,nat}$	absolutno	422	cm ²	334	cm ²	258	cm ²	379	cm ²
	relativno	1,64		1,29		1,00		1,47	

Iz preglednice 2 je razvidno, da se največji upogibni momenti pojavijo v prekladni konstrukciji grednega mostu in so približno 2,5-krat večji od upogibnih momentov v okvirni konstrukciji ter približno 5-krat večji od upogibnih momentov v primeru ločnega mostu s polno ploščo in dodatnimi vertikalnimi stebri. Ločna konstrukcija z rebrasto ploščo ima največji upogibni moment, približno 4-krat večji kot ločna konstrukcija s polno ploščo in dodatnimi vertikalnimi stebri. Ker smo uporabili za gredni most prečni prerez s trapeznimi nosilci, ki ima veliko večji vztrajnostni moment kot prečni prerez s polno ploščo, ki smo ga uporabili za okvirno in ločno konstrukcijo. Iz tega logično sledi, da so tudi pomiki manjši, čeprav so zaradi velikega razpona v primeru grednega mostu (30 m) pomiki skoraj enako veliki kot na sredini glavnega razpona pri okvirni konstrukciji in večji od ločnega mostu s polno ploščo. Največji pomiki se pojavijo v primeru rebraste plošče in loka in so 75 % večji od največjih navpičnih pomikov v primeru ločne konstrukcije in dodatnih vertikalnih stebrov. To razliko lahko pripišemo predvsem večjim razponom.

Pri primerjavi potrebne vzdolžne armature je jasno, da je največ potrebne armature pri grednem mostu, kjer nastopijo največji upogibni momenti; približno 30 % manj vzdolžne armature je potrebno v primeru okvirne konstrukcije, za ločno konstrukcijo pa potrebujemo najmanj vzdolžne armature, in sicer približno 30 % manj kot za gredni most. V primeru ločne konstrukcije z rebrasto ploščo potrebujemo približno polovico več natezne vzdolžne armature kot v primeru ločne konstrukcije s polno ploščo in dodatnimi vertikalnimi stebri.

Sledi, da je pri primerjavi izbranih rezultatov na izbranih mestih najbolj ugodna zasnova ločne konstrukcije s polno ploščo in z dodatnimi vertikalnimi stebri, in to glede na to, da je bil leta 2010 dolvodno manj kot en kilometer zgrajen nov most čez Kamniško Bistrico, in sicer z dvema jeklenima lokoma. (Slika 42) Zato je ločni most z dodatnimi vertikalnimi stebri najbolj smiselna zasnova in hkrati se bo tudi ustrezno podala v okolje.



Slika 42: Most čez Kamniško Bistrico

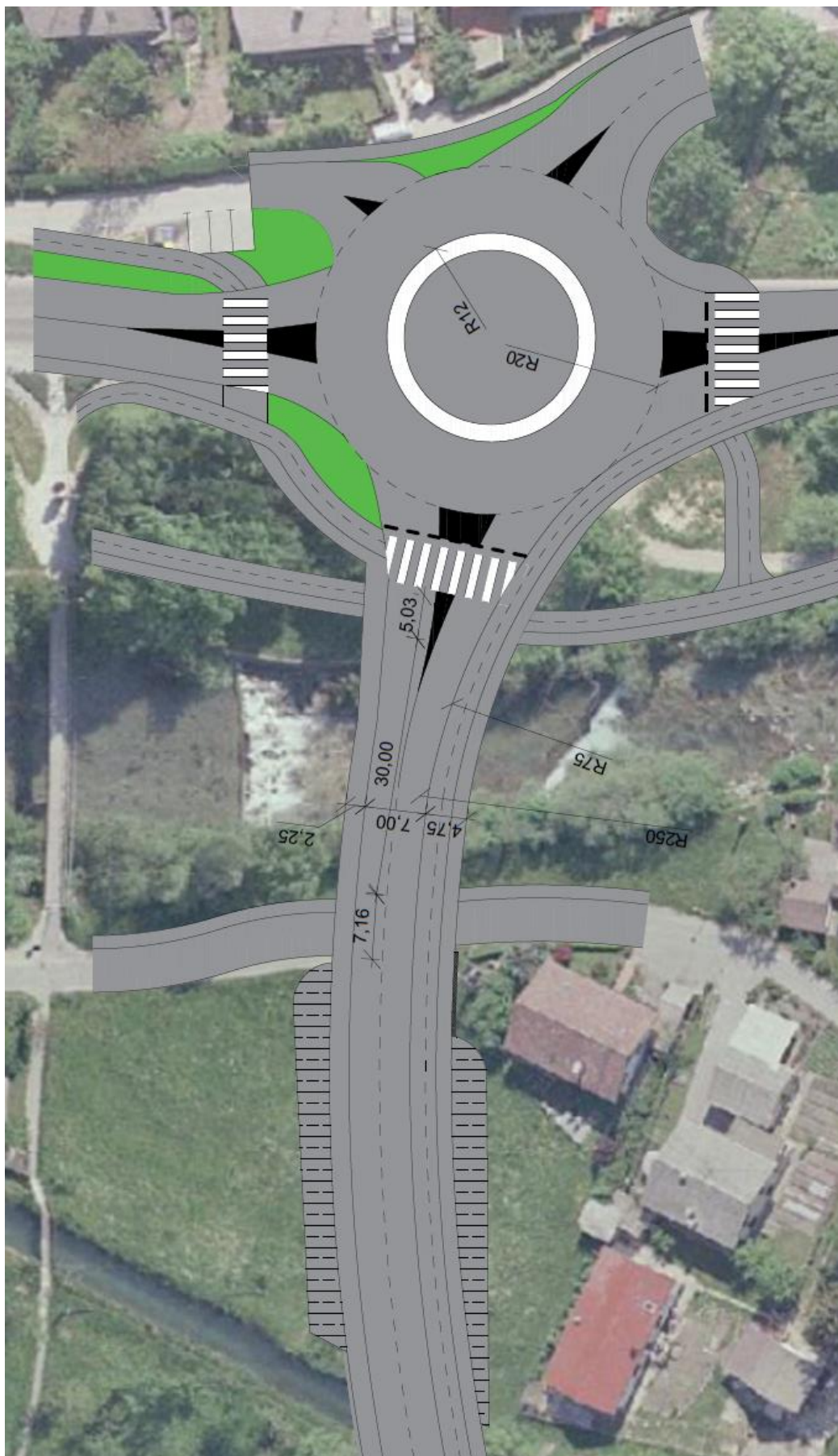
5 UMEŠTITEV IZBRANE ZASNOVE V PROSTOR

Pri nadaljevanju izbrane zasnove mostu smo morali najprej pregledati karakteristike in geometrijo prostora v katerega umeščamo našo zasnovo, da bi tako dobili bolj natančne podatke o razponih in višinskih kotah. Ker nismo dobili natančnejših podatkov, smo vzeli podatke iz projektne dokumentacije Titanove brvi, Odlok o lokacijskem načrtu območja B7 Kovinarska in s PISO-a (Občina Kamnik 2004) (PISO 2016). Pri tem smo upoštevali tudi zahteve Smernice za projektiranje cestnih premostitvenih objektov (mostov) (TSC 2001). Iz višinskih kot in prometne situacije smo najprej izrisali prečni prerez v osi ceste obstoječe situacije. Za višino stoletne vode smo korigirali vrednost iz projektne dokumentacije nove Titanove brvi, kjer višina stoletne vode znaša 365,65 m n. m., pri čemer je na tem mestu običajna višina vodotoka 362,5 m n. m, na naši lokaciji pa 361,5 m n. m. Zato smo korigirali vrednost višine stoletne vode z razliko v običajnih višinah vodotoka in privzeli vrednost 364,65 m n. m., pri čemer se zavedamo, da bi morali v primeru dejanskega projektiranja te vrednosti dobiti od ustreznega strokovnjaka.

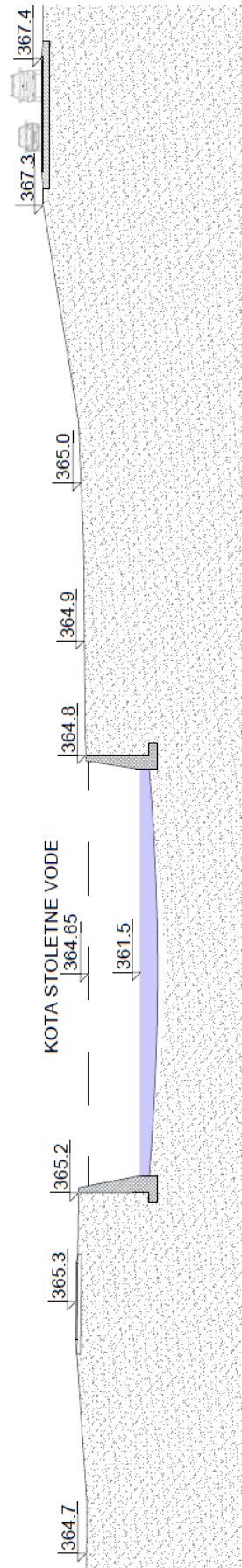
V prometno situacijo (Slika 43) smo dodali tudi podvoz Poti 27. julija pod obravnavano premostitvijo in podvoz za pešce in kolesarje na levem bregu Kamniške Bistrice. Iz višinskih točk smo nato naredili tudi prečni prerez obstoječega terena, da smo lahko tako bolje razumeli relief, v katerega umeščamo objekt, in tudi predvideli višinski potek ceste, podvoza in stez za pešce in kolesarje (Slika 44, Slika 45).

Pri umestitvi izbrane zasnove v prostor smo upoštevali tudi ustrezne višine, ki za podvoze znaša vsaj 4,70 m in za kolesarje 2,5 m ali pa 3,0 m. Pri načrtovanju smo upoštevali še vzdolžni sklon 1,0 %, zaradi odtekanja vode in ker nato cesta premosti še kanal, ki je približno 40 metrov zahodnejše od Poti 27. julija, ki poteka na nasipu (zgornja kota nasipa je 365,9 m n. m.). Zato je predvideno, da se cesta dviguje od vzhodnega krožišča do nasipa in spušča proti sredinskemu krožišču. Upoštevali smo tudi, da bi vzhodno križišče dvignili z obstoječe kote, ki je 367,4 m n. m na koto 368 m n. m. Za to smo se odločili po nekaj poskusih umestitve premostitvenega objekta v prostor, pri čemer je narekovalo umestitev premostitve podvoz Poti 27. julija in potrebna svetla višina podvoza in potek loka pod konstrukcijo ter kota temelja loka.

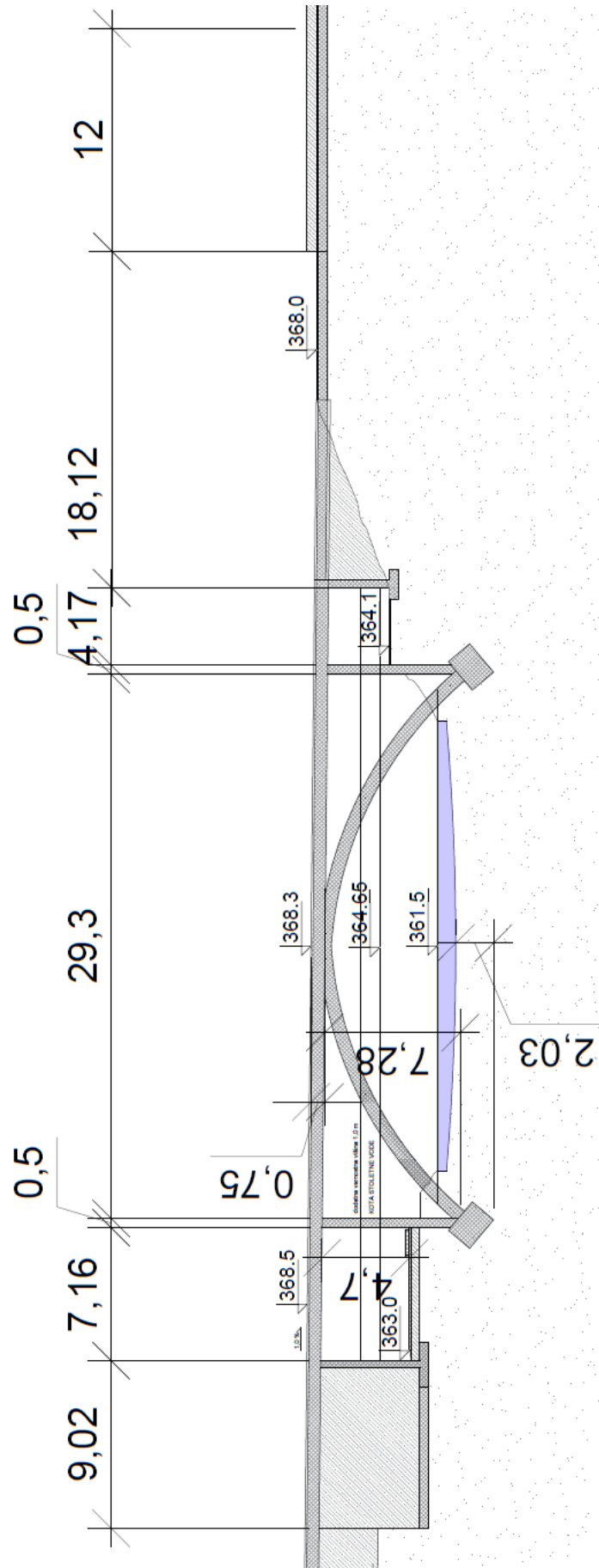
Pri mostovih se določa potrebni prosti profil za varen pretok visokih vod, upoštevajoč ustrezno rezervno višino med nivojem visoke vode in spodnjim robom zgornje konstrukcije. Za mostove na avtocestah, magistralnih in regionalnih cestah je merodajna stoletna voda; pri lokalnih cestah je merodajna petdesetletna oziroma dvajsetletna visoka voda. Upoštevati se mora vpliv zaježitve zaradi podpor. Varnostna višina pod zgornjo konstrukcijo cestnih objektov variira v mejah med 40 – 100 cm v odvisnosti od velikosti in karakterja reke, pri čemer smo mi upoštevali za obravnavano premostitev 100 cm. Globina temeljenja rečnih stebrov mora biti določena tako, da je dno temelja zavarovano pred izpiranjem in izpodkopavanjem (minimalno 1,5 – 2 m pod dnom rečnega korita) (TSC 2001). Ker nimamo natančnejših podatkov smo ocenili globino korita na 1,0 m, pri koti običajnega vodostaja 361,5 m n. m.; ker bo lok temeljen ob robu struge smo upoštevali določila za temeljenje rečnih stebrov (Slika 45).



Slika 43: Prometna situacija obravnanega odseka ceste



Slika 44: Vzdolžni prerez obstoječe situacije



Slika 45: Vzdolžni prerez predlagane umestitve objekta v prostor

6 KARAKTERISTIKE MATERIALOV IN GEOMEHANSKE LASTNOSTI TAL

6.1 Karakteristike materialov

V konstrukciji so uporabljeni materiali, katerih lastnosti so določene v skladu z SIST EN 1992-1-1:2005 (Preglednica 3, Preglednica 4).

Preglednica 3: Lastnosti betona C30/37

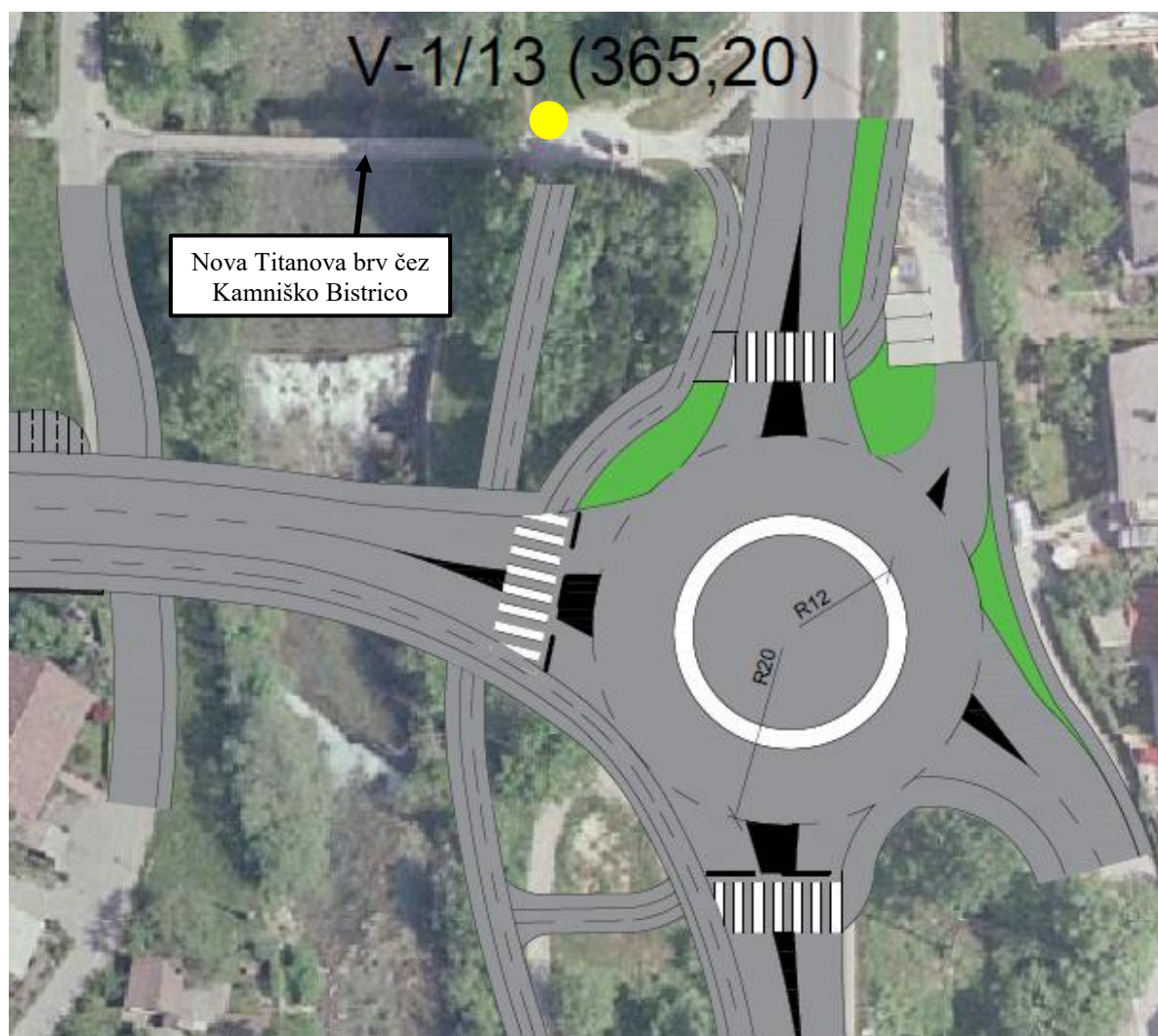
Beton (prekladne konstrukcije, stebri, grede in piloti)		Analitični izraz / Pojasnilo
Trdnostni razred	C30/37	
f_{ck}	30 MPa	
$f_{ck,cube}$	37 MPa	
f_{cm}	38 MPa	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$
f_{cd}	$0,85 \cdot 30 \text{ MPa} / 1,5 = 17 \text{ MPa}$	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
f_{ctm}	2,9 MPa	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$	2,0 MPa	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5 % fraktila)
$f_{ctk,0,95}$	3,8 MPa	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (95 % fraktila)
f_{ctd}	$1,0 \cdot 2,0 \text{ MPa} / 1,5 = 1,3 \text{ MPa}$	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$
Prostorninska teža	$25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	
Modul elastičnosti E_{cm}	$3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 = 33 \text{ GPa}$	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$
Poissonov količnik	0,2	
Koeficient toplotnega raztezka	$\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$	

Preglednica 4: Lastnosti armature B500 B

Armatura (vzdolžna in stremenska)	
Tip armature	B500 B
Modul elastičnosti	$2 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	434,8 MPa
f_{ywd}	434,8 MPa
ϵ_{uk}	$\geq 5,0 \%$

6.2 Geomehanske lastnosti temeljnih tal

Za lastnosti temeljnih tal povzemamo Geološko geomehansko poročilo, ki ga je za Občino Kamnik (investitorja Nadomestna Titanova brv čez Kamniško Bistrico) izdelalo podjetje Rova d.o.o., odgovorni izdelovalec poročila je Tomaž Schrott, univ. dipl. inž. gradb., IZS G-1782. Poročilo se je izdelalo v okviru idejne zasnove objekta Nadomestna Titanova brv čez Kamniško Bistrico; izdelano je bilo v Ljubljani, maja 2013. Ker je objekt, kot je bilo že omenjeno, približno 40 m gorvodno, ocenjujemo, da lahko uporabimo iste podatke, saj se lastnosti po naši oceni na območju predvidenega objekta bistveno ne razlikujejo. Prikazujemo situacijo vrtnice V-1/13, ki je tudi bolj podrobno opisana (Slika 46).



Slika 46: Mesto vrtnice V-1/13

6.2.1 Terenske raziskave – sondažno vrtanje

Na lokaciji obstoječe brvi čez Kamniško Bistrico je bila izvrtana ena (1) sondažna vrtina globine 7,0 m. Vrtanje je bilo geomehansko spremljano, jedro pa popisano in klasificirano po enotni klasifikaciji (Preglednica 5).

Preglednica 5: Popis vrtine V-1/13

VRTINA	Globina (m)	Kota ustja (m)	Prod, pesek (m)	Preperel meljevec (m)	Kota pojava vode (m)
V-1/13	7,0	365,20	0,2 – 5,0	5,0 – 7,0	362,00

6.2.2 Geomehanske laboratorijske preiskave in sestava tal

V laboratoriju so bili preiskani vzorci nekoherentne zemljine iz sondažne vrtine V-1/13 in dobljeni sledeči rezultati (Preglednica 6).

Preglednica 6: Sondažna vrtina V-1/13

Globina (m)	AC	Litološki opis
0,2	humus	zameljen do peščen prod temno rjave barve, prodniki do 2 cm, posamezni večji, koreninice
2	GP prodno peščena zemljina	peščen prod sive barve, prodniki do 3 cm, posamezni večji
2,5	samica apnenca	samica apnenca
3,4	GP prodno peščena zemljina	peščen prod sivo rjave barve, prodniki do 4 cm
5,0	GM – GP prodno peščena meljna do prodno peščena zemljina	zameljen do peščen prod rjave barve, prodniki do 1 cm, posamezni vložki preperlega meljevca
5,5	preperel meljevec	delno preperel visoko penetrabilen meljevec sivo zelene barve
6,2	L – meljevec	meljna glina do preperel meljevec sivo zelene barve
7,0	preperel meljevec	delno preperel meljevec, koščki do 0,5 cm sivo zelene barve

Na območju vrtine V-1/13 je pod humusom peščeno prodna zemljina z vmesnimi vložki zameljene prodne zemljine do globine 5,0 m, ki ji sledi delno preperel meljevec visoke penetrabilnosti. Podtalna voda se pojavlja na globini 3,20 m pod terenom.

6.2.3 Pogoji temeljenja objekta

6.2.3.1 Modul podajnosti tal

V računu statičnega modela se upošteva module reakcije tal:

- koeficient vertikalne podajnosti $k_V = 80\,000 - 120\,000 \text{ kN/m}^3$
- koeficient horizontalne podajnosti $k_H = 56\,000 - 84\,000 \text{ kN/m}^3$

6.2.3.2 Tip tal

Za potrebe določitve potresne obtežbe je v poročilu podana identifikacija tipa tal glede na potresni vpliv v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005. Določen je tip B do tip A, kar pomeni zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, kjer mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino z $v_{s,30} = 360 - 800$ m/s do profila tal.

6.2.3.3 Posebni pogoji gradnje

Začasni izkopi v nekoherentnih zemljinah (GP, GM) se izvedejo v naklonu 2: 3, ob strmejšem naklonu (1: 1 ali več) pa naj se izvede protierozijska zaščita brežine. Začasni izkopi v meljevcu se izvedejo v naklonu do 1: 1.

6.3 Krovni sloj betona

V skladu s SIST EN 1992-1-1:2005 določimo krovni sloj betona, pri čemer najprej določimo razred izpostavljenosti. Izberemo razred izpostavljenosti XD1 – betonske površine, izpostavljene kloridom, ki jih prenaša zrak. V dodatku E, kjer so podani orientacijski trdnostni razredi betona za zagotavljanje trajnosti, je podan za razred izpostavljenosti XD1 trdnostni razred betona C30/37 (ali višji); to pomeni, da smo ustrezno izbrali trdnostni razred betona.

V skladu s SIST EN 1992-1-1:2005 izračunamo sledeče vrednosti:

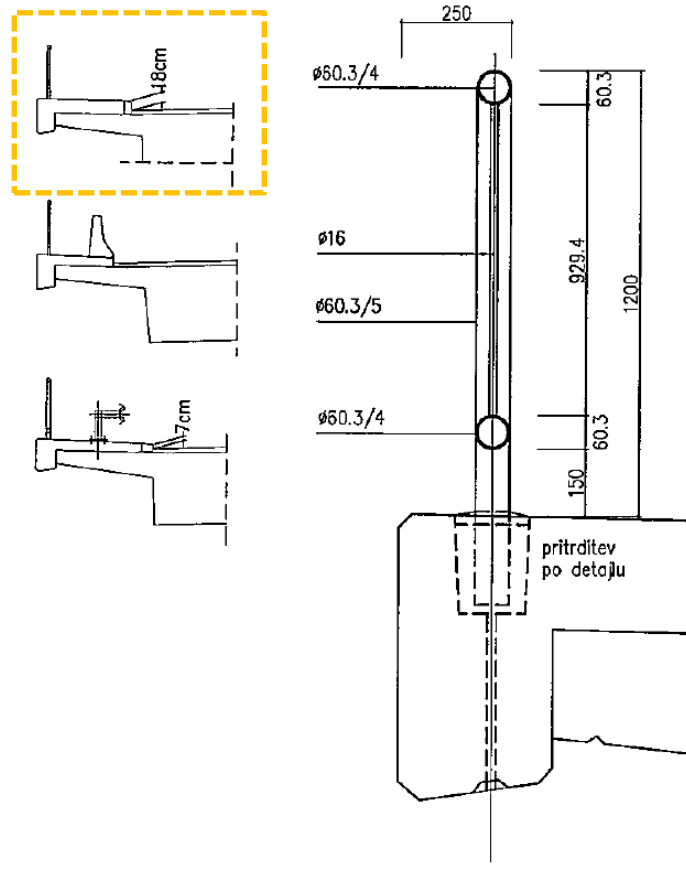
$$c_{min} = \max \{ 25 \text{ mm}; 45 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \} = 45 \text{ mm} \quad (6.1)$$

Upoštevamo priporočeno vrednost $\Delta c_{dev} = 10$ mm in določimo nazivni krovni sloj betona.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 55 \text{ mm} \quad (6.2)$$

6.4 Ograja

Ker moramo v nadaljnjih računih predvideti tudi tip ograje, se odločimo za podobno rešitev kot pri mostu čez Kamniško Bistrico (Slika 42). Uporabimo cevno ograjo s pocinkanimi jeklenimi profili, pravokotnimi za stebričke in okrogle profile za horizontalne cevi, za polnila pa pleksi steklo. Ker gre za glavno/regionalno/lokalno cesto, na kateri bo hitrost omejena na 50 km/h in je višina robnika 18 cm, v skladu s Smernicami za projektiranje cestnih premostitvenih objektov med voziščem in stezam za pešce in kolesarje ni potrebna dodatna varnostna ograja. Slika 47 prikazuje detajl iz že navedenih smernic, pri čemer je ograja visoka 1,2 m, upoštevamo pa s črtkano črto označeno ograjo.



Slika 47: Detajl ograje za pešce

7 ANALIZA ZUNANJIH VPLIVOV

7.1 Lastna teža

Lastno težo lahko v programu za statično analizo upoštevamo samodejno, razen voziščne plošče, ki jo izračunamo naknadno. Za preliminarne zasnove smo na podlagi geometrije izračunali lastno in stalno težo in jo naknadno nanegli v program v obliki porazdeljene obtežbe. Ker nadaljnje statične analize opravljamo s programom Sofistik (v.2016) modeliramo celotno nosilno konstrukcijo, pri čemer ne modeliramo voziščne plošče, hodnikov in robnih vencev. Preostalo stalno obtežbo nanesimo v obliki porazdeljene obtežbe na enoto površine oziroma obtežbo robnih vencev in ograje za pešce kot linijske obtežbe (Preglednica 7).

Preglednica 7: Lastna teža in preostala lastna obtežba

Lastna teža nosilne konstrukcije		Upošteva program
PLOSKOVNE OBTEŽBE		
Hodnika	$0,19 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} =$	$4,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Hidroizolacija (po celotni površini)	$0,01 \text{ m} \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} =$	$0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Asfalt beton (obrabni in zaščitni sloj) – 7,0 cm	$0,07 \text{ m} \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} =$	$1,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
		$\Sigma = 6,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
LINIJSKE OBTEŽBE		
Ograja za pešce 2x		$1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Robna venca	$0,35 \text{ m} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} =$	$4,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
		na obeh straneh $\Sigma = 5,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

7.2 Prometna obtežba

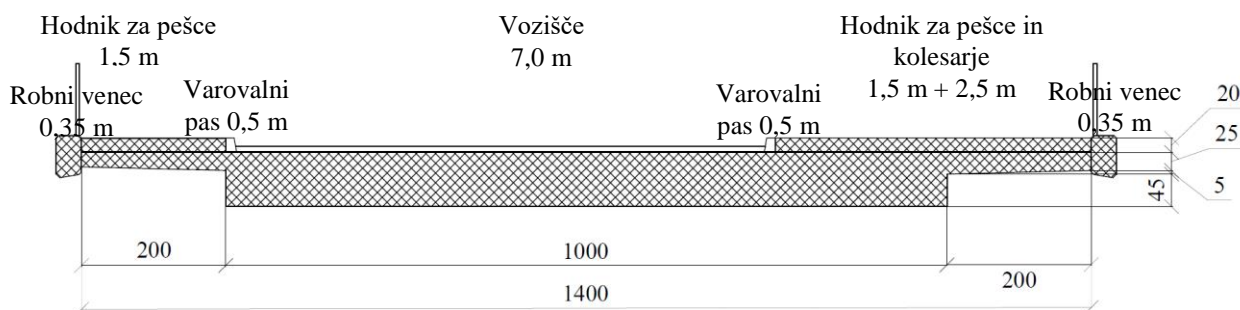
Prometno obtežbo sestavljajo osebna, tovorna in specialna vozila; glede na smer delovanja jih ločimo na vertikalne in horizontalne obtežbe, glede na način delovanja pa na statične in dinamične. Prav tako moramo upoštevati obtežbo kolesarjev in pešcev. Modeli obtežb, ki so upoštevani v predpisih, so narejeni tako, da vključujejo vplive delovanje resničnega prometa, kar pomeni da je dinamični vpliv že vključen, zato nam ni treba obravnavati dinamičnih vplivov prometne obtežbe. Standard SIST EN 1991-2:2004 pri prometni obtežbi obravnava različne obtežne modele in obtežne skupine. Že v točki 4.3 smo določili ustrezno širino pasov, pri čemer smo upoštevali določila standarda. Širina cestišča w se meri med robnikoma, če sta robnika višja od 100 mm, v našem primeru je robnik visok 180 mm, kar je priporočena vrednost.

Preglednica 8 prikazuje kako se določi prometne pasove in njihove širine.

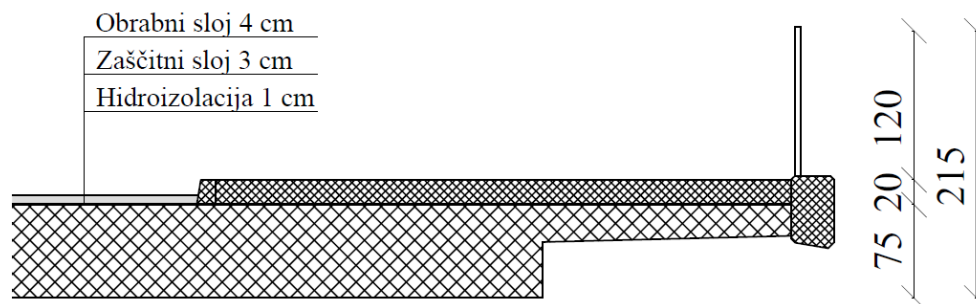
Preglednica 8: Določanje števila prometnih pasov in širine (Vir: SIST EN 1991-2:2004)

Širina cestišča (w)	Število pasov (n_l)	Širina pasu ($š_l$)	Širina preostalega dela
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
6 m $\leq w$	$n_l = \text{celo število } (w/3)$	3 m	$w - (3 n_l)$

Iz tega smo že v točki 4.3 določili, da imamo dva pasova široka po 3,0 m in preostali del 1,0 m (Slika 48). Hodniki za pešce in kolesarje so na eni strani široki 4,5m (pri čemer je 0,5 m varovalnega pasu) in na drugi strani 2,0 m (z dodatnim 0,5 m varovalnega pasu) (Slika 49).



Slika 48: Prometni pasovi in hodniki za pešce in kolesarje



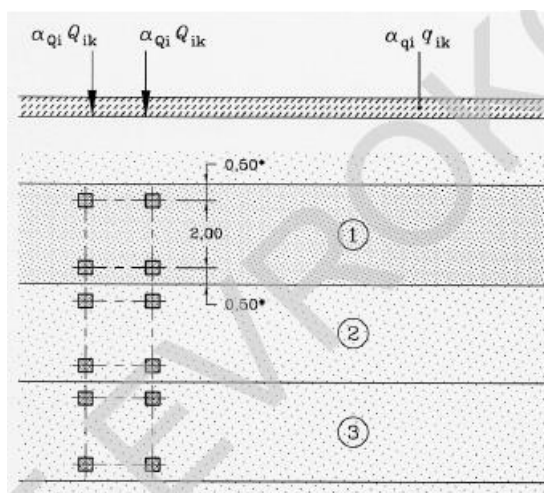
Slika 49: Detajl stez za pešce in robnih vencev

Določimo najbolj neugodno lego prometnih pasov za vsak vpliv posebej in vsak prerez posebej. Pasove številčimo tako, da je tisti pas, ki povzroča najbolj neugodni vpliv, označen s št. 1, naslednji s št. 2 in tako naprej.

7.2.1 Obtežni model LM1

Prometno obtežbo LM1 smo definirali že v točki 4.3, vendar smo obravnavali le obtežno skupino gr1a. V splošnem je obtežni model sestavljen iz dveh koncentriranih sil, ki delujeta v dveh oseh ($\alpha_Q \cdot Q_k$) in enakomerno porazdeljene obtežbe ($\alpha_q \cdot q_k$). Obe obtežbi moramo upoštevati pri modeliranju tako, da delujeta najbolj neugodno. Faktorja α_Q in α_q sta v splošnem odvisna od razreda ceste in pričakovanega prometa; mi privzamemo vrednosti iz standarda SIST EN 1991-1:2004 $\alpha_Q = \alpha_q = 1$ (Slika 50). Karakteristične vrednosti obtežb za obtežni model LM1 obravnava standard SIST 1991-2:2004, kar smo

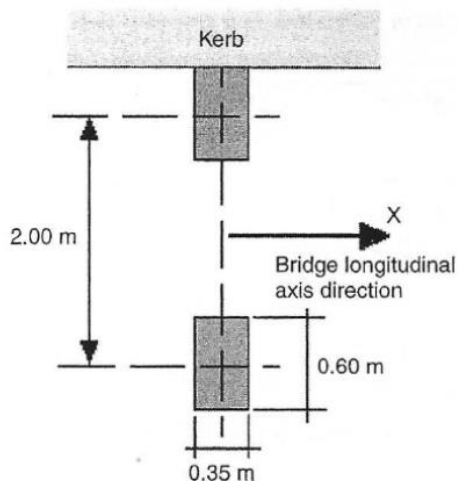
že obravnavali v točki 4.3. Na splošno velja, da na vsako os deluje osna obtežba Q_{ik} , pri čemer na vsako gumo deluje v osi enaka obtežba, ki za pas 1 znaša 150 kN, za pas 2 pa 100 kN. [4]



Slika 50: Shema obtežbe za model LM1 (Vir: SIST EN:1991-2:2004)

7.2.2 Obtežni model LM2

Obtežni model LM2 je namenjen lokalni analizi posameznih delov mostu, kot na primer za preverjanje nosilnosti konzolnega dela prekladne konstrukcije. Ta obtežni model je sestavljen iz enoosne obtežbe ($\beta_Q \cdot Q_{ak}$), pri čemer je $Q_{ak} = 400$ kN in $\beta_Q = \alpha_Q$, kar pomeni, upoštevajoč točko 7.2.1, $\beta_Q = 1$. Na vsako kolo torej deluje obtežba 200 kN na določeni površini velikosti $0,35 \text{ m} \cdot 0,65 \text{ m}$ (Slika 51).



Slika 51: Shema obtežbe za model LM2 (Vir: Calgaro et al. 2010 in SIST EN 1991-2:2004)

7.2.3 Obtežni model LM3

Obtežni model LM3 obravnava, kjer je to relevantno, modeliranje obtežbe specialnih vozil (industrijskih vozil) in jih tudi ustrezno upoštevati. Dodajamo opombo, in sicer: Nacionalni aneks A bolj natančno definira obtežni model LM3. Uporablja se za splošne in lokalne dokaze.

7.2.4 Obtežni model LM4

Obtežni model obravnava obtežbo zaradi gneče in se uporablja za splošne dokaze in izredne primere. Upoštevana je kot porazdeljena ploskovna obtežba, v kar so že vključeni dinamični vplivi (amplifikatorji); tako znaša karakteristična vrednost 5 kN/m^2 . Uporaba obtežnega modela LM4 je predvidena na relevantnih delih prekladne konstrukcije premostitvenega objekta. Upošteva se pri računu vplivov začasnih situacij, česar pa v tej nalogi ne bomo preverjali.

7.2.5 Horizontalne sile – pospeševalne in zaviralne sile

Zaviralna sila Q_{lk} je definirana, da deluje na vrhu vozišča. Karakteristična vrednost je omejena na največ 900 kN, pri čemer je izračunana glede na največjo vertikalno obtežbo obtežnega modela LM1 za pas 1. Upoštevati je treba, da so zaviralne sile in pospeševalne sile enake, zato pri rezultatih dodamo predznak +/-.

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L \quad (7.1)$$

$$= 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 \text{ kN} + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 42,7 \text{ m} = \pm 475 \text{ kN}$$

Preveriti moramo še omejitvev.

$$180 \alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN} \quad (7.2)$$

$$= 180 \text{ kN} \leq 475 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Silo nato porazdelimo po celotni dolžini mostu.

$$q_{lk} = \frac{(0,6 \alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L)}{L} \quad (7.3)$$

$$= \frac{0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 \text{ kN} + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 42,7 \text{ m}}{42,7 \text{ m}} = \pm 11,1 \text{ kN/m}$$

7.2.6 Centrifugalne in ostale prečne sile

Upošteva se, da centrifugalne sile delujejo na vrhu vozišča, radialno na voziščno os. Za karakteristične vrednosti sil se upošteva sledeče vrednosti (Preglednica 9).

Preglednica 9: Karakteristične vrednosti centrifugalnih sil

$Q_{tk} = 0,2Q_v$ (kN)	če je $r < 200 \text{ m}$
$Q_{tk} = 40 Q_v/r$ (kN)	če je $200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m}$
$Q_{tk} = 0$	če je $r > 1500 \text{ m}$

Pri čemer je:

r ... horizontalni radij vozišča

Q_v ... vsota tež vseh vertikalnih koncentriranih obtežb za obtežni model LM1

$$Q_{tk} = 40 \frac{Q_v}{r} (\text{kN}) = 40 \frac{1000 \text{ kN}}{250} = 160 \text{ kN} \quad (7.4)$$

Standard v opombi navaja tudi to, da so sile zaradi vetrne obtežbe in sile zaradi morebitnih trkov veliko večje kot centrifugalne sile.

7.2.7 Izredne obtežbe

Izredne obtežbe se ne upoštevajo v kombinaciji s preničnimi obtežbami.

7.2.7.1 Udarci v stebre in druge podporne elemente

Upoštevamo udarce v stebre in druge podporne elemente, pri čemer udarci v preklado običajno niso upoštevani. Te obtežbe se ne upoštevajo v kombinaciji s premičnimi (variable load) obtežbami. Za toge stebre se priporočajo sledeče minimalne vrednosti:

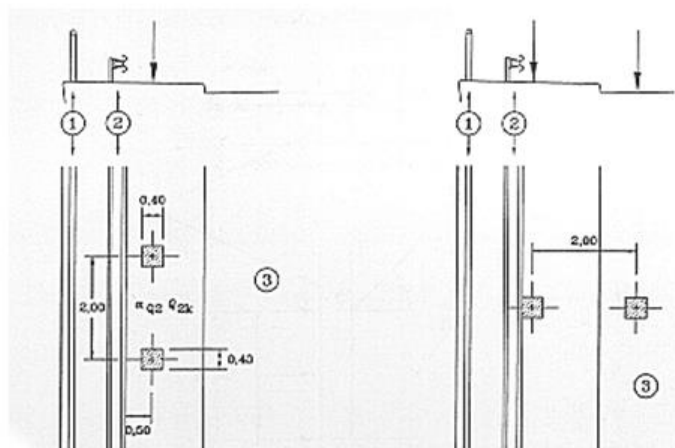
- 1000 kN v smeri vožnje;
- 500 kN pravokotno na smer vožnje.

Obe sili delujeta na višini 1,25 m. V horizontalni smeri navkljub velikim vrednostim sil zaradi morebitnih trkov pričakujemo, da bodo merodajne potresne sile.

7.2.7.2 Vozila na stezah za pešce in kolesarskih stezah

V primeru, da je nameščena nepremična odbojna ograja, se obtežbe na zaščitenem delu ne upoštevata (Slika 52). Ker v našem primeru ni nepremične odbojne ograje, se upošteva ena enoosna obtežba:

$$\alpha_{Q2}(2Q_{2k}) = 1,0 \cdot 2 \cdot 200 \text{ kN} = 400 \text{ kN} \quad (7.5)$$

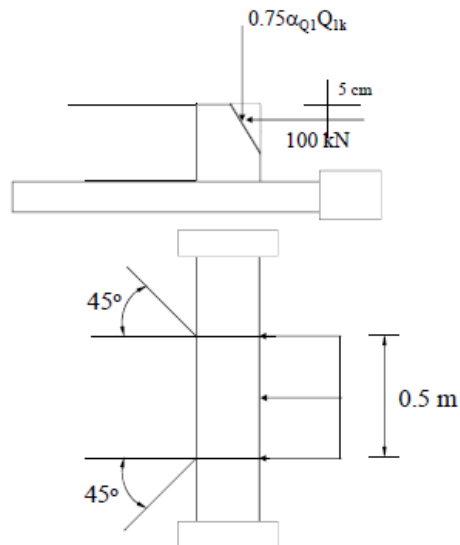


1 – parapet 2 – odbojna (zaščitna) ograja 3 - cestišče

Slika 52: Vozila na stezah za pešce in kolesarskih stezah

7.2.7.3 Udarci vozil v robnike

Zaradi morebitnega udarca vozil v robnike se upošteva sila na globini 5 cm od vrha robnika na dolžini 0,5 m velikosti 100 kN. V primeru, da vertikalna obtežba $0,75 \alpha_{Q1} Q_{1k}$ vpliva neugodno, se lahko upošteva skupaj z udarcem vozila v robnik (Slika 53).



Slika 53: Skica udarca vozila v robnik

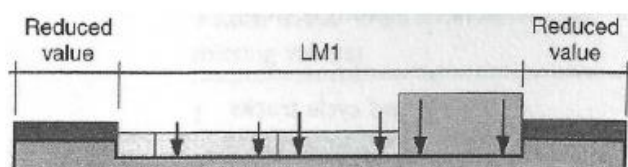
7.2.8 Obtežne skupine

Obravnavamo šest različnih obtežnih skupin, kot jih obravnava standard SIST EN 1991-2:2004 (povzeto po Calgaro et al., 2010; Preglednica 10). Ker nekatere skupine niso tako pogoste in niso merodajne, jih v nalogi ne upoštevamo. Uporabimo sledeče tri skupine obtežb za globalno analizo gr1a in gr2. Lokalne analize prekladne konstrukcije v tej nalogi ne obravnavamo, navedemo samo obtežne skupine.

Preglednica 10: Skupina obtežb v skladu z Evrokod standardi (Vir: SIST EN 1991-2:2004)

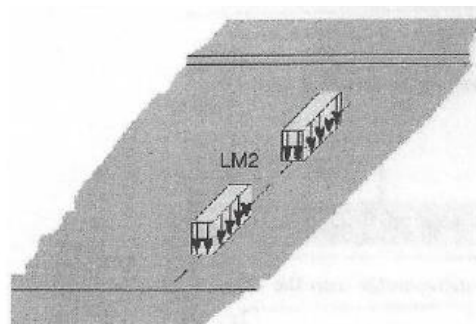
gr1

Vozišče je obremenjeno z obtežnim modelom LM1, pri čemer se upoštevajo karakteristične vrednosti. Pločnik je obremenjen z enakomerno obtežbo $3,0 \text{ kN/m}^2$.



gr1b

Vozišče je obremenjeno z obtežnim modelom LM2 s karakterističnimi vrednostmi. Pri tem obtežnem modelu gre le za enosno obtežbo in je namenjen lokalni analizi določenih posameznih delov mostne konstrukcije.

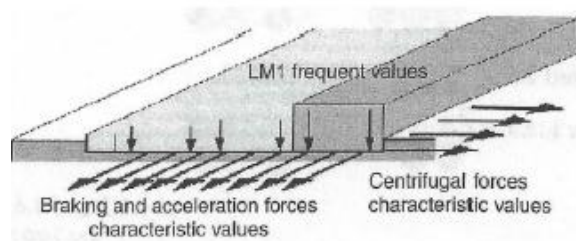


*preglednica se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednica 10: Skupina obtežb v skladu z Evrokod standardi

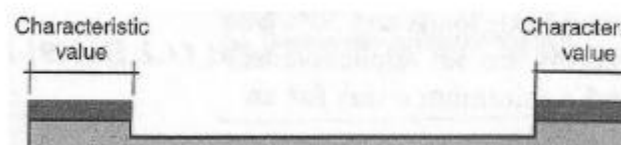
gr2

V obtežni skupini so definirane karakteristične horizontalne sile, ki so posledica pospeševanja, zaviranja in centrifugalnih sil. Vertikalne sile so zaradi obtežnega modela LM1 upoštevane s pogostimi vrednostmi in delujejo hkrati s horizontalnimi silami. Horizontalne sile upoštevamo hkrati, ne glede na to, da so neodvisne.



gr3

Obtežna skupina upošteva karakteristično vertikalno obtežbo, in sicer le obtežbo pešcev in kolesarjev na pločniku. Standard obravnava, da je treba obtežiti le en pločnik in ne obeh, in to v primeru, da je ta kombinacija bolj neugodna.



gr4

Upošteva se gneča ljudi na vozišču in na pločniku. Obtežna skupina se preveri le na zahtevo naročnika.



gr5

Upošteva se v primeru, da bi obstajala možnost, da most prečkajo posebna vozila neobičajnih dimenzij in teže (na primer vozila za izredne prevoze).



Prikazujemo še izbiro vrednosti za posamezne obtežne skupine, ki jih obravnava standard SIST EN 1991-2:2004 (Preglednica 11).

Preglednica 11: Izbira vrednosti za različne obtežne skupine

	VOZIŠČE						PLOČNIK
Način obtežbe	Vertikalne sile				Horizontalne sile		Vertikalne sile
Skupina obtežbe	LM1 (točkovna in porazdeljena obtežba)	LM2 (enoosna obtežba)	LM3 (specialna vozila)	LM4 (gneča)	Zaviralne in pospeševalne sile	Centrifugalne sile	Porazdeljena obtežba
gr1a	KAR						KOMB
gr1b		KAR					
gr2	POG				KAR	KAR	
gr3							KAR
gr4				KAR			KAR
gr5			KAR				

Razlaga okrajšav v preglednici:

KAR ... karakteristična vrednost,

POG ... pogojna vrednost,

KOMB ... kombinacijska vrednost.

Prikazujemo parcialne varnostne faktorje γ_i za cestne mostove (Preglednica 12).

Preglednica 12: Parcialni varnostni faktorji γ_i za cestne mostove

Obtežba	Oznaka	Situacija	
		Stalna/začasna	Izredna
Stalna neugoden vpliv	γ_{Gsup}	1.35	1.00
ugoden vpliv	γ_{Ginf}	1.00	1.00
Prednapenjanje	γ_P	1.00	1.00
Posedanje	γ_{Gset}	1.00 ali 1.20	
Promet neugoden vpliv	γ_Q	1.35	1.00
ugoden vpliv		0.00	0.00
Ostale sprem. obt. neugoden vpliv	γ_Q	1.50	1.00
ugoden vpliv		0.00	0.00
Izredne obtežbe	γ_A		1.00

Preglednica 13 prikazuje priporočene vrednosti redukcijskih faktorjev ψ_i za cestne mostove, ki jih moramo upoštevati pri kombinaciji obtežb. Upoštevamo sledeče faktorje:

- ψ_0 za kombinacijsko vrednost,

- ψ_1 za pogosto vrednost,
- ψ_2 za navidezno stalno vrednost.

Preglednica 13: Priporočene vrednosti ψ_i faktorjev za cestne mostove

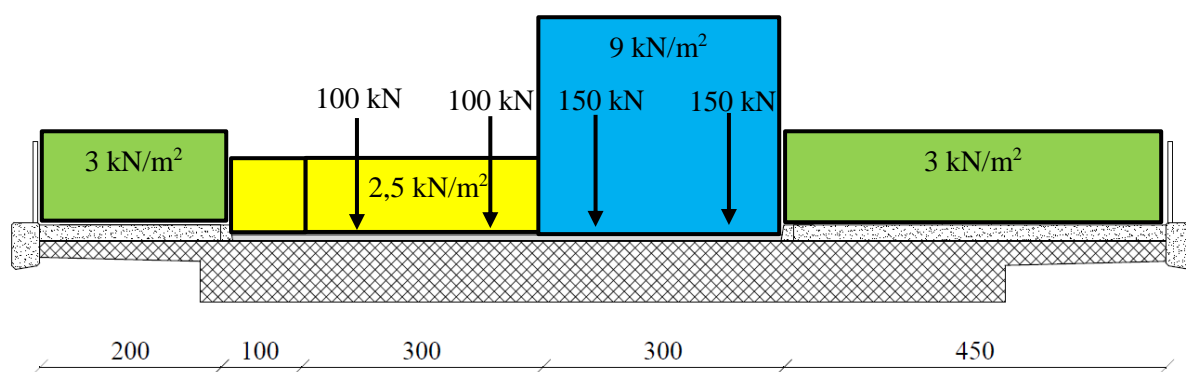
Obtežba	Oznaka	Podroben opis obtežbe	ψ_0 kombinacijska vrednost	ψ_1 pogosta vrednost	ψ_2 navidezno stalna vrednost
Prometna obtežba	gr1a	Koncentrirana obtežba	0.75	0.75	0
		Porazdeljena obtežba	0.40	0.40	0
		Obtežba na hodnikih in kolesarskih stezah	0.40	0.40	0
	gr1b	LM2	0	0.75	0
	gr2	Horizontalne sile	0	0	0
	gr3	Obtežba na hodnikih in kolesarskih stezah	0	0	0
	gr4	LM4 – gneča	0	0.75	0
gr5	LM3 – specialna vozila	0	0	0	
Sneg	S_w	V času gradnje	0.8	–	0
Veter	F_{wk}	Končno stanje	0.6	0.2	0
		V času gradnje	0.8	–	–
	F_w^*		1	–	–
Temperatura			0.6	0.6	0.5

7.2.8.1 Skupina obtežb gr1a

Pri obtežni skupini gr1a upoštevamo obtežni model LM1 s karakterističnimi vrednostmi. Vrednosti posameznih faktorjev so prikazane v točki 7.2.8. Za boljšo preglednost prikazujemo vrednosti koncentriranih in porazdeljenih obtežb za posamezne pasove, čeprav smo jih za skupino gr1a že jasno opredelili v točki 4.3. Vrednosti obtežb so prikazane v nadaljevanju (Preglednica 14), za boljšo predstavo pa prikazujemo tudi skico obtežb za posamezne pasove (Slika 54).

Preglednica 14: Vrednosti obtežb za obtežno skupino gr1a

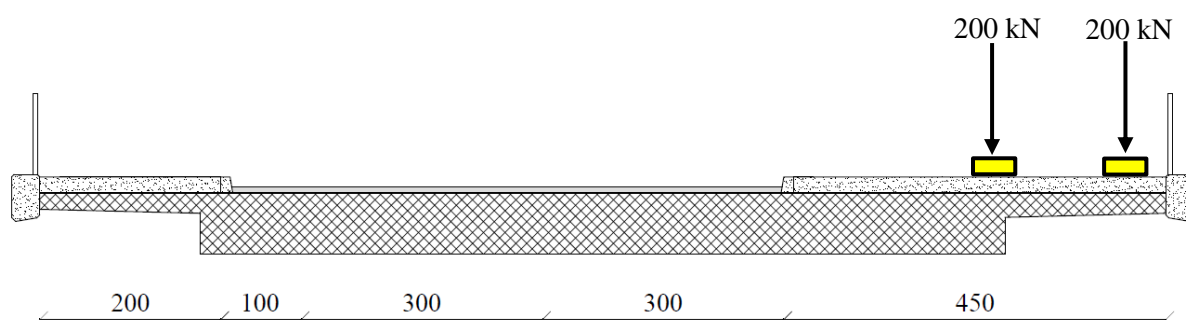
Legra	Koncentrirana obtežba Osna obtežba Q_{ik} (kN)	Porazdeljena obtežba q_{ik} (kN/m ²)
Pas 1	300	9
Pas 2	200	2,5
Preostali del	0	2,5
Hodnik	0	3



Slika 54: Skica obtežne skupine gr1a na prekladno konstrukcijo

7.2.8.2 Skupina obtežb gr1b

Upoštevamo karakteristične vrednosti obtežnega modela LM2, ki so bile opredeljene v točki 7.2.2, predvsem za preverjanje nosilnosti konzolnega dela prekladne konstrukcije. Na vsako kolo torej deluje obtežba 200 kN na površini, in sicer v velikosti $0,35 \text{ m} \cdot 0,65 \text{ m}$ (Slika 55). To velja le za lokalno analizo konzolnega dela prekladne konstrukcije.



Slika 55: Skica obtežne skupine gr1b na prekladno konstrukcijo

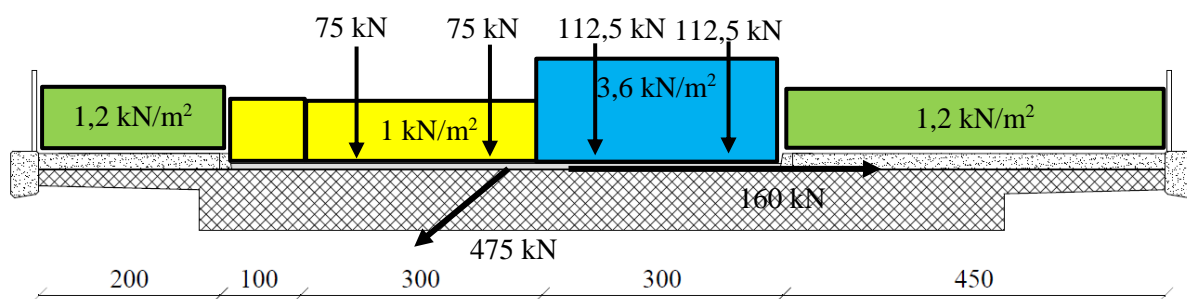
7.2.8.3 Skupina obtežb gr2

Upoštevamo karakteristične horizontalne sile, ki se pojavijo zaradi zaviranja in pospeševanja vozil, upoštevamo pa tudi centrifugalne sile. V točki 7.2.5 in 7.2.6 smo že izračunali horizontalne sile zaradi pospeševanja, zaviranja in centrifugalne sile. Upoštevamo tudi vertikalne sile zaradi obtežnega modela LM1 s pogostimi vrednostmi. Koncentrirano obtežbo pomnožimo s faktorjem $\psi_1 = 0,75$, porazdeljeno obtežbo pa s $\psi_1 = 0,40$. Za horizontalno obtežbo – zaviralne, pospeševalne in centrifugalne sile

upoštevamo karakteristične vrednosti. V nadaljevanju prikazujemo vrednosti obtežb za obtežno skupino gr2 (Preglednica 15, Slika 56).

Preglednica 15: Vrednosti obtežb za obtežno skupino gr2

Legra	Koncentrirana obtežba Osna obtežba Q_{ik} (kN)	Porazdeljena obtežba q_{ik} (kN/m ²)	Horizontalna obtežba
Pas 1	225	3,6	$Q_{tk} = 475 \text{ kN}$
Pas 2	150	1,0	$q_{tk} = 11,1 \text{ kN/m}$
Preostali del	0	1,0	$Q_{tk} = 160 \text{ kN}$
Hodnik	0	1,2	$q_{tk} = 3,75 \text{ kN/m}$



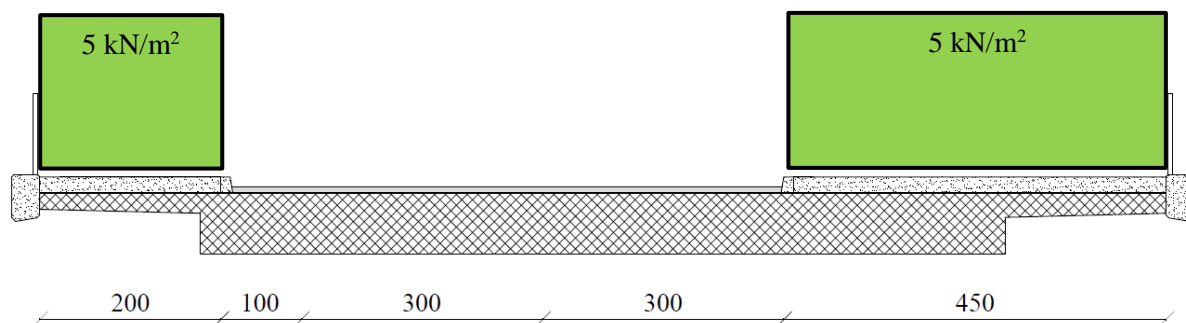
Slika 56: Skica obtežne skupine gr2 na prekladno konstrukcijo

7.2.8.4 Skupina obtežb gr3

Na hodniku in kolesarski stezi za obtežno skupino gr3 upoštevamo karakteristično obtežbo 5 kN/m². V skladu z SIST EN 1991-2:2004 je treba upoštevati, da je obtežen ali en hodnik ali pa oba, glede na to, kaj je bolj neugodno (Preglednica 16).

Preglednica 16: Vrednosti obtežb za obtežno skupino gr3

Legra	Koncentrirana obtežba Osna obtežba Q_{ik} (kN)	Porazdeljena obtežba q_{ik} (kN/m ²)
Pas 1	0	0
Pas 2	0	0
Preostali del	0	0
Hodnik	0	5



Slika 57: Skica obtežne skupine gr3 na prekladno konstrukcijo

7.3 Obtežbe snega

V skladu s SIST EN 1991-1-3:2004 in SIST EN 1991-2:2004 ugotovimo, da se obtežba s snegom ne kombinira s prometno obtežbo. Prometna obtežba je veliko večja, zato obtežbe snega ne upoštevamo.

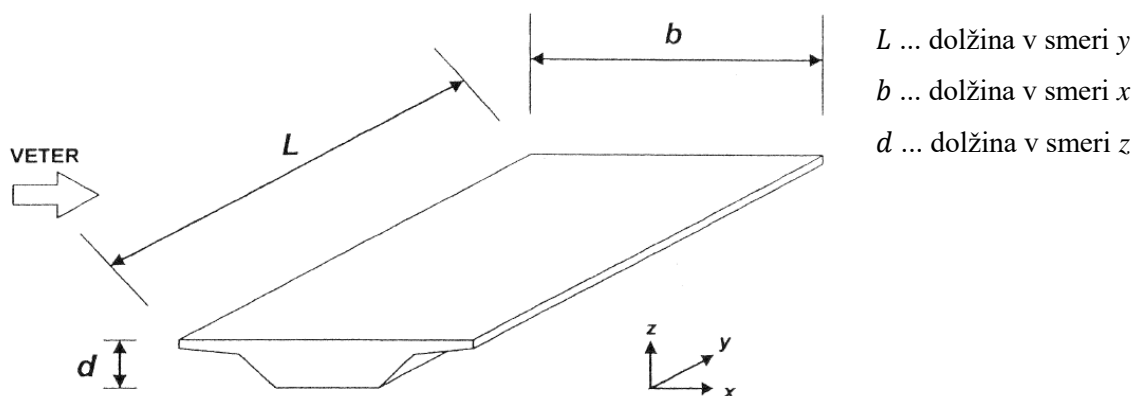
7.4 Obtežba vetra

Obtežba vetra je definirana skladno s SIST EN 1991-1-4:2005: Vplivi na konstrukcije – Veter.

Pri vplivu vetra najprej opredelimo osnovne karakteristike projektiranega mostu:

- razpon mostu je manjši od 40 m;
- vzdolž objekta je konstantna debelina prekladne konstrukcije;
- višina od tal do prekladne konstrukcije je manjša od 200 m.

Ker projektirana konstrukcija izpolnjuje določene pogoje (zgoraj naštet, poleg tega pa ne gre za most s poševnimi zategami), lahko za to konstrukcijo uporabimo standard SIST EN 1991-1-4:2005, v katerem je opredeljena obtežba vetra. Ne upoštevamo dinamičnega odziva konstrukcije, ker je razpon manjši od 40 m. Upoštevamo oznake dimenzij iz standarda (Slika 58).



Slika 58: Upoštevane smeri za vplive vetra in dimenzije preklad (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Če se cestni promet obravnava sočasno z vetrom, se kombinacijska vrednost $\psi_0 F_{wk}$ (v_b je $20 \frac{m}{s}$), vplivov vetra na most in vozila omeji na vrednost F_w^* ($v_{b,0}^*$ je $23 \frac{m}{s}$), skladno s sledečim izrazom:

$$F_w = \min \{ \psi_0 F_{wk}; F_w^* \} \quad (7.5)$$

V našem primeru je vpliv vetra s prometno obtežbo F_{wk} pri hitrosti $v_b = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ manjši kot v primeru vpliva vetra s prometno obtežbo F_w^* pri hitrosti vetra $v_{b,0}^* = 23 \frac{\text{m}}{\text{s}}$, zato računamo le za hitrost vetra $20 \frac{\text{m}}{\text{s}}$. Za normalne cestne in železniške mostove, z razponi manjšimi od 40 m, na splošno ni potreben dinamični postopek. Med normalne mostove spada tudi polna plošča s konzolami na obeh straneh. Ker dinamičen postopek ni potreben, se za c_s c_d upošteva vrednost 1,0.

7.4.1 Obtežba vetra brez prometne obtežbe

V nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-4: 2005/oA101:2007 so podane projektne hitrosti vetra za Slovenijo, pri čemer Kamnik spada v Cono 1 na nadmorski višini pod 800 m, na podlagi česar lahko izračunamo osnovno hitrost vetra v_b po naslednjem izrazu.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (7.6)$$

Nato ocenimo tudi tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti. Izračunamo ga po naslednjem izrazu:

$$q_p(z) = [1 + 7 l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (7.7)$$

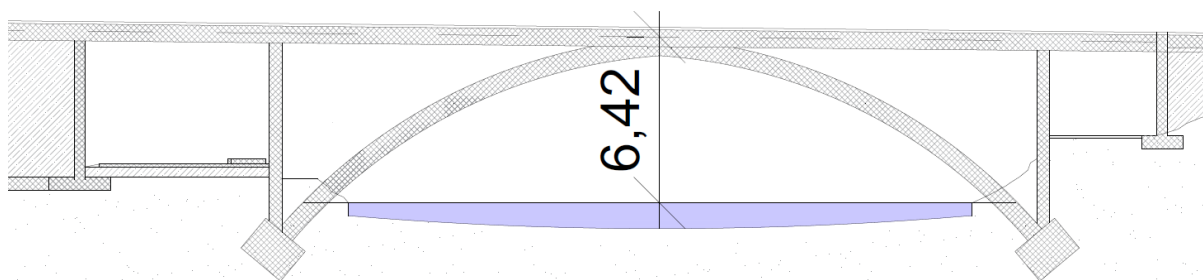
$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (7.8)$$

Najprej določimo osnovni tlak vetra:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (20 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2 = 250 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (7.9)$$

Za nadaljnji račun moramo najprej določiti kategorijo terena, pri čemer za naš primer upoštevamo kategorijo terena II.

Za določitev faktorja $c_e(z)$ potrebujemo še višino z , pri čemer upoštevamo višino nad terenom (višina vodotoka) do sredine prekladne konstrukcije (Slika 59).

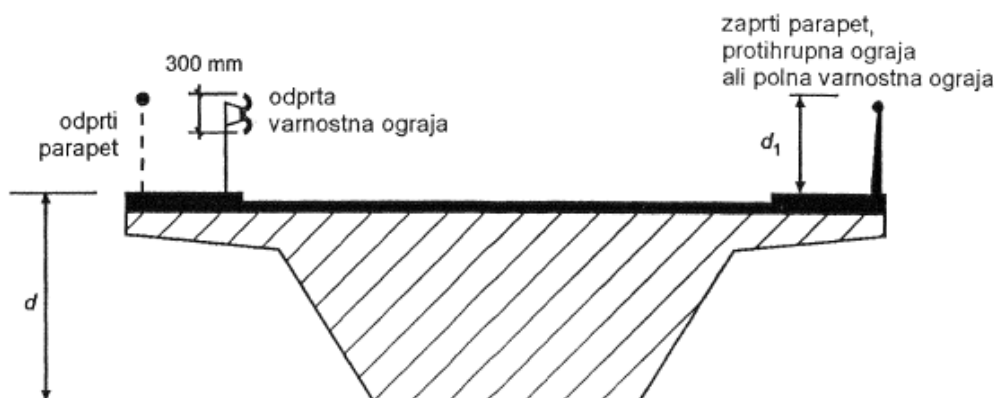


Slika 59: Višina sredine prekladne konstrukcije nad terenom

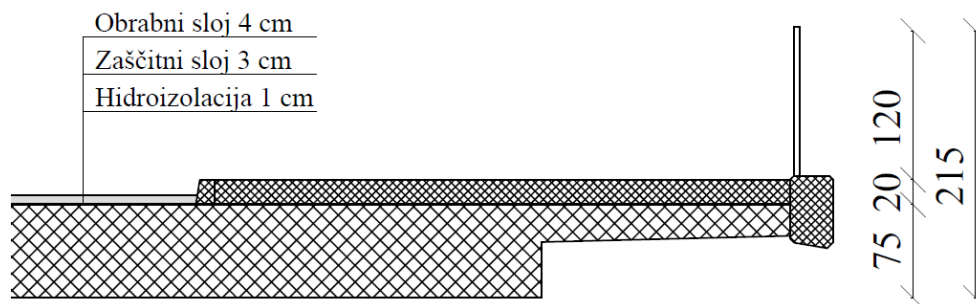
Faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ odčitamo s pomočjo Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, in sicer ta faktor je $c_e(z) = 2,05$ za II. kategorijo terena, pri višini 6,42 m. Zračunamo še tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra na višini z .

$$\begin{aligned} q_p(z) &= [1 + 7 l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = \\ &= 2,05 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (20 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2 = 512,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \end{aligned} \quad (7.10)$$

Za izračun sile vetra potrebujemo še referenčno površino in koeficient sile. Pri računu referenčne površine potrebujemo višino prereza d' (Slika 60).

Slika 60: Določanje višine prereza za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005)

Slika 61 prikazuje le del prečnega prereza prekladne konstrukcije in ustrezne višine posameznih delov.



Slika 61: Del prečnega prereza prekladne konstrukcije

Upoštevamo še izraz za višino prereza d' , ki jo potrebujemo za nadaljnje račune.

$$d' = d + 2 d_1 = 0,75 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 2 \cdot 1,2 \text{ m} = 2,55 \text{ m} \quad (7.11)$$

Določimo tudi referenčno površino $A_{ref,x}$ za obtežne kombinacije brez prometne obtežbe, pri čemer upoštevamo še dolžino celotnega objekta L in že določeno višino prereza referenčne površine.

$$A_{ref,x} = L \cdot d' = 42,6 \text{ m} \cdot 2,55 \text{ m} = 108,6 \text{ m}^2 \quad (7.12)$$

Določiti moramo še koeficient sile za prečno smer $c_{f,x}$, ki ga določimo iz diagrama, ki je v standardu SIST EN 1991-1-4:2004. Koeficient sile za vplive vetra na preklade v smeri x so dani z izrazom:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \quad (7.13)$$

Določimo še razmerje $\frac{b}{d_{tot}}$, pri čemer je b širina prekladne konstrukcije, d_{tot} pa celotna višina prekladne konstrukcije skupaj z ograjo.

$$d_{tot} = 0,75 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 1,2 \text{ m} = 2,15 \text{ m} \quad (7.14)$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{14,0 \text{ m}}{2,15 \text{ m}} = 6,51 \quad (7.15)$$

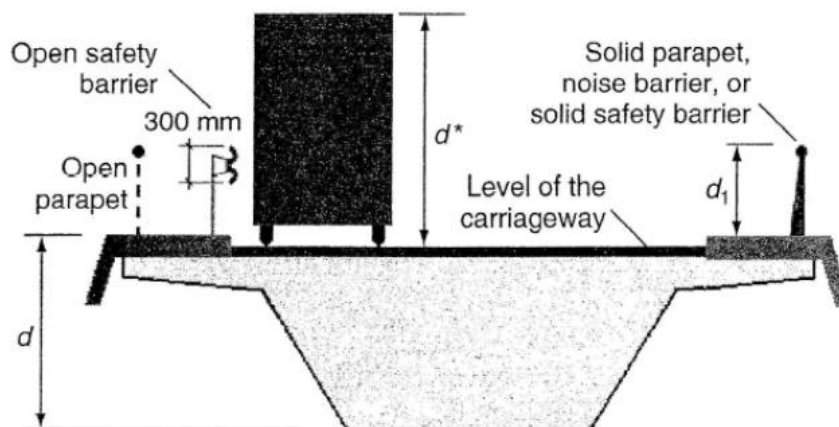
Upoštevamo vrednost $c_{f,x} = 1,0$ in nadaljujemo postopek z računom sile vetra v x smeri z naslednjim izrazom.

$$F_{Wk,x} = c_s \cdot c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref,x} = \quad (7.16)$$

$$= 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 512,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 108,6 \text{ m}^2 = 55658 \text{ N} = 55,7 \text{ kN}$$

7.4.2 Obtežba vetra s prometno obtežbo

Upoštevamo temeljno hitrost vetra 20 m/s. Postopek računa je dokaj podoben kot v točki 7.4.1 zato ne prikazujemo celotnega postopka izračuna, temveč le tiste izraze oziroma tiste vrednosti, ki se razlikujejo glede na točko 7.4.1. Ko računamo višino prereza, ki jo potrebujemo za referenčno površino, upoštevamo dodatno še višino prometnih vozil (Slika 62). Standard za višino vozil predpisuje vrednost 2,0 m.



Slika 62: Določevanje višine prereza za račun referenčne površine $A_{ref,x}$, upoštevaje višino prometnih vozil (Vir: Calgario et al. 2010)

$$d_{tot} = 0,75 \text{ m} + 0,01 \text{ m} + 0,03 \text{ m} + 0,04 \text{ m} + 2,0 \text{ m} = 2,83 \text{ m} \quad (7.17)$$

$$A_{ref,x} = L \cdot d' = 42,6 \text{ m} \cdot 2,83 \text{ m} = 120,6 \text{ m}^2 \quad (7.18)$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{14,0 \text{ m}}{2,83 \text{ m}} = 4,95 \quad (7.19)$$

Upoštevamo tudi faktor $c_{f,x,0}$, ki ga določimo s pomočjo diagrama koeficienta sile za mostove in odčitamo vrednost.

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} = 1,02 \quad (7.20)$$

Določimo še silo vetra in jo porazdelimo po celotni dolžini, takoo kot v točki 7.4.1, ter dodatno upoštevamo še faktor ψ_0 .

$$F_{Wk,x} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,02 \cdot 512,5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 120,6 \text{ m}^2 = 61808 \text{ N} = 61,8 \text{ kN} \quad (7.21)$$

$$F_{W,x} = F_{Wk,x} \cdot \psi_0 = 61,8 \text{ kN} \cdot 0,6 = 37,1 \text{ kN} \quad (7.22)$$

7.4.3 Upoštevanje vetrne obtežbe

Če upoštevamo, da je celotna sila zaradi vpliva vetra brez prometne obtežbe (točka 7.4.1) $F_{Wk,x} = 55,7 \text{ kN}$, celotna sila vpliva vetra s prometno obtežbo (točka 0) $F_{Wk,x} = 37,1 \text{ kN}$, so te sile zanemarljivo majhne v primerjavi s potresnimi silami, zato vpliv vetra v nadaljnjih računih zanemarimo.

7.5 Toplotni vplivi

Toplotne vplive, ki delujejo na obravnavano konstrukcijo, določimo v skladu z SIST EN 1991-1-5:2004. Enakomerne temperaturne vplive upoštevamo na celotni konstrukciji, neenakomerne pa le na prekladni

konstrukciji. Dnevne in sezonske spremembe v temperaturi zraka in radiacija rezultirajo v spremembi temperature preko konstrukcijskih elementov. Velikost toplotnih vplivov je odvisna predvsem od lokalnih klimatskih pogojev, orientacije, mase in finalnih slojev na konstrukciji. Temperaturne spremembe v splošnem delimo na enakomerne in neenakomerne, te pa se še naprej delijo na linearne in nelinearne. Najprej pa moramo določiti tip konstrukcije (Preglednica 17).

Preglednica 17: Tipi mostnih prekladnih konstrukcij (Vir: SIST EN 1991-1-5:2004)

Tip 1	Jeklena prekladna konstrukcija	Jekleni paličasti nosilec
		Jekleno paličje ali jekleni nosilci
Tip 2	Sovprežna prekladna konstrukcija	
Tip 3	Betonska prekladna konstrukcija	Betonska plošča
		Betonski nosilec
		Betonski škatlasti nosilec

7.5.1 Enakomerna temperaturna sprememba

Najprej je treba določiti najvišjo T_{max} in najnižjo T_{min} pričakovano temperaturo. Uporabimo preglednico iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. V preglednici med lokacijami Kamnika ni, zato uporabimo vrednosti za Brnik, ki je oddaljen od Kamnika približno 10 km (zračne razdalje). Vrednosti za Brnik so sledeče:

$$T_{max,50} = 36,3 \text{ °C}$$

$$T_{min,50} = -27,1 \text{ °C.}$$

Glede na tip prekladne konstrukcije (tip 3) korigiramo temperature na sledeč način (M. Holicky, EN 1991-1-5):

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ °C} = 37,8 \text{ °C} \quad (7.23)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ °C} = -19,1 \text{ °C.} \quad (7.24)$$

Podan je dodaten pogoj, in to da je $30 \text{ °C} \leq T_{max} \leq 50 \text{ °C}$ in, da je $-50 \text{ °C} \leq T_{min} \leq 0 \text{ °C}$. Tem pogojem ustrezajo tudi podatki za izbrano lokacijo.

V skladu z SIST EN 1991-1-5:2004 izračunamo še negativne $\Delta T_{N,con}$ in pozitivne $\Delta T_{N,exp}$ enakomerne spremembe temperature.

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = \quad (7.25)$$

$$\Delta T_{N,con} = -19,1 \text{ °C} - 10 \text{ °C} = -29,1 \text{ °C} \approx -29 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = \quad (7.26)$$

$$\Delta T_{N,exp} = 37,8 \text{ °C} - 10 \text{ °C} = 27,8 \text{ °C} \approx 28 \text{ °C}$$

7.5.2 Neenakomerna temperaturna sprememba

V splošnem podaja standard SIST EN 1991-1-5:2004 dva načina izračuna neenakomerne temperaturne spremembe, in sicer z linearnim potekom spremembe temperature (pristop 1) in nelinearnim potekom spremembe temperature (pristop 2). Uporabimo linearni potek spremembe temperature, za kar potrebujemo ekvivalentne neenakomerne temperaturne spremembe – pozitivno $\Delta T_{M,heat}$ in negativno $\Delta T_{M,cool}$ (Preglednica 18).

Preglednica 18: Priporočene vrednosti neenakomerne temperaturne spremembe za linearni potek po višini za različne tipe prekladnih konstrukcij za premostitvene objekte (Vir: SIST EN 1991-1-5:2004)

Tip prekladne konstrukcije	Toplejši zgornji del $\Delta T_{M,heat}$ [°C]	Toplejši spodnji del $\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tip 1: Jeklena prekladna konstrukcija	18	13
Tip 2: Sovprežna prekladna konstrukcija	15	18
Tip 3: Betonska prekladna konstrukcija		
- Betonski škatlasti nosilec	10	5
- Betonski nosilec	15	8
- Betonska plošča	15	8

Odčitamo sledeče vrednosti za tip 3 prekladne konstrukcije in betonsko ploščo.

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}$$

Preglednica 18 prikazuje vrednosti za debelino sestave cestišča 50 mm, v našem primeru pa je celotna debelina sestave cestišča 80 mm – sestavljena iz hidroizolacije (10 mm), zaščitnega sloja (30 mm) in obrabnega sloja (40 mm). V standardu poiščemo vrednosti za k_{sur} , pri čemer so navedene vrednosti za različne tipe prekladnih konstrukcij pri določenih debelinah sestave cestišča (Preglednica 19).

Preglednica 19: Priporočene vrednosti faktorja k_{sur} za različne debeline sestave cestišča in različne tipe prekladnih konstrukcij (Vir: SIST EN 1991-1-5:2004)

Debelina sestave cestišča	Tip 1		Tip 2		Tip 3	
	Toplejši zgornji del	Toplejši spodnji del	Toplejši zgornji del	Toplejši spodnji del	Toplejši zgornji del	Toplejši spodnji del
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Brez sestave	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Vodoodporna sestava	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Balast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Ker ni točne vrednosti za debelino sestave cestišča 80 mm, moramo linearno interpolirati med vrednostmi v Preglednici 19, ki so zapisane s krepko pisavo. Dobimo korigirane vrednosti $\Delta T_{M,heat,kor}$ in $\Delta T_{M,cool,kor}$ s sledečima izrazoma.

$$\Delta T_{M,heat,kor} = k_{sur,heat} \cdot T_{M,heat} = \tag{7.27}$$

$$\Delta T_{M,heat,kor} = 0,82 \cdot 15 \text{ °C} = 12,3 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool,kor} = k_{sur,cool} \cdot T_{M,cool} = \tag{7.28}$$

$$\Delta T_{M,cool,kor} = 1,0 \cdot 8 \text{ °C} = 8,0 \text{ °C}$$

7.5.3 Kombinacije enakomernih in neenakomernih temperaturnih sprememb

Upoštevamo kombinacije enakomernih in neenakomernih temperaturnih sprememb, pri čemer sta dodatno upoštevana faktorja ω_N in ω_M . Upoštevamo sledeča izraza.

$$\Delta T_{N,exp} \text{ (ali } \Delta T_{N,con}) \text{ "+" } \omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (ali } \Delta T_{M,cool}) \quad (7.29)$$

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ali } \Delta T_{M,cool}) \text{ "+" } \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (ali } \Delta T_{N,con}) \quad (7.30)$$

Čeprav v standardu SIST EN 1991-1-5:2004 v izrazih (6.33) in (6.34) ni izrecno navedeno, pa namesto vrednosti $\Delta T_{M,heat}$ upoštevamo vrednost $\Delta T_{M,heat,kor}$ enako za $\Delta T_{M,cool}$ upoštevamo vrednost $\Delta T_{M,cool,kor}$. Za vrednosti ω_N in ω_M standard navaja vrednosti:

$$\omega_N = 0,35,$$

$$\omega_M = 0,75.$$

V nadaljevanju navajamo kombinacije sprememb temperatur.

$$\text{KOM1: } \Delta T_{N,exp} \text{ "+" } 0,75 \Delta T_{M,heat,kor} \quad (7.31)$$

$$\text{KOM2: } \Delta T_{N,exp} \text{ "+" } 0,75 \Delta T_{M,cool,kor} \quad (7.32)$$

$$\text{KOM3: } \Delta T_{N,con} \text{ "+" } 0,75 \Delta T_{M,heat,kor} \quad (7.33)$$

$$\text{KOM4: } \Delta T_{N,con} \text{ "+" } 0,75 \Delta T_{M,cool,kor} \quad (7.34)$$

$$\text{KOM5: } 0,35 \Delta T_{N,exp} \text{ "+" } \Delta T_{M,heat,kor} \quad (7.35)$$

$$\text{KOM6: } 0,35 \Delta T_{N,exp} \text{ "+" } \Delta T_{M,cool,kor} \quad (7.36)$$

$$\text{KOM7: } 0,35 \Delta T_{N,con} \text{ "+" } \Delta T_{M,heat,kor} \quad (7.37)$$

$$\text{KOM8: } 0,35 \Delta T_{N,con} \text{ "+" } \Delta T_{M,cool,kor} \quad (7.38)$$

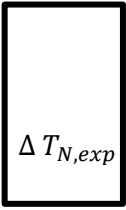

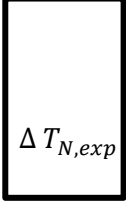



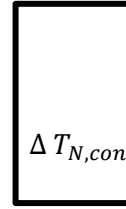

Kombinacije temperaturnih sprememb prikazujemo v sledeči preglednici, vključno z vrednostmi (Preglednica 20).

Preglednica 20: Kombinacije enakomernih in neenakomernih temperaturnih sprememb

<p>KOM1</p>	<p>KOM2</p>
<p>KOM3</p>	<p>KOM4</p>

... preglednica se nadaljuje

... nadaljevanje Preglednica 20: Kombinacije enakomernih in neenakomernih temperaturnih sprememb

<p style="text-align: center;">KOM5</p> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>28 °C</p>  <p>$\Delta T_{N,exp}$</p> </div> <div style="margin: 0 10px;">+</div> <div style="text-align: center;"> <p>12,3 °C</p>  <p>$\Delta T_{M,heat,kor}$</p> </div> </div>	<p style="text-align: center;">KOM6</p> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>28 °C</p>  <p>$\Delta T_{N,exp}$</p> </div> <div style="margin: 0 10px;">+</div> <div style="text-align: center;"> <p>8 °C</p>  <p>$\Delta T_{M,cool,kor}$</p> </div> </div>
<p style="text-align: center;">KOM7</p> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>-29 °C</p>  <p>$\Delta T_{N,con}$</p> </div> <div style="margin: 0 10px;">+</div> <div style="text-align: center;"> <p>12,3 °C</p>  <p>$\Delta T_{M,heat,kor}$</p> </div> </div>	<p style="text-align: center;">KOM8</p> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>28 °C</p>  <p>$\Delta T_{N,con}$</p> </div> <div style="margin: 0 10px;">+</div> <div style="text-align: center;"> <p>8 °C</p>  <p>$\Delta T_{M,cool,kor}$</p> </div> </div>

Pri analizi te kombinacije upoštevamo le na prekladni konstrukciji, na loku, stebrih in opornikih pa upoštevamo le enakomerne temperaturne spremembe.

7.6 Reološki vplivi

Pri analizi upoštevamo tudi reološke vplive, in sicer lezenje in krčenje betonske prekladne konstrukcije, ki jih določimo v skladu d SIST EN 1992-1-1:2005. Krčenje in lezenje sta časovno odvisni lastnosti betona. Na splošno je treba njune učinke upoštevati pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti. V mejnem stanju nosilnosti je treba učinke krčenja in lezenja upoštevati le takrat, kadar so pomembni, na primer pri preverjanju mejnega stanja stabilnosti, kadar je vpliv teorije drugega reda pomemben. V drugih primerih učinkov krčenja in lezenja v mejnem stanju nosilnosti ni treba upoštevati, če sta zagotovljeni zadostna duktilnost in rotacijska sposobnost konstrukcijskih elementov. Kadar se lezenje upošteva, je treba njegov vpliv določiti v okviru navidezno stalne kombinacije vplivov, ne glede na obravnavano projektno stanje, kot so stalno, začasno ali nezgodno.

7.6.1 Krčenje betona

Deformacija krčenja betona je odvisna od istih parametrov kot lezenje betona z izjemo napetosti, ki na krčenje nimajo vpliva. Celotno krčenje ε_{cs} je v splošnem sestavljeno iz krčenja zaradi sušenja ε_{cd} in iz avtogenega krčenja ε_{ca} , ki se razvije v prvih urah oziroma dnevih po začetku vezanja cementa.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (7.39)$$

7.6.1.1 Krčenje zaradi sušenja

V skladu z dodatkom B k standardu SIST EN 1992-1-1:2005 izračunamo časovni razvoj deformacij krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd}(t)$. Najprej določimo nazivno velikost elementa h_0 (mm) s sledečim izrazom:

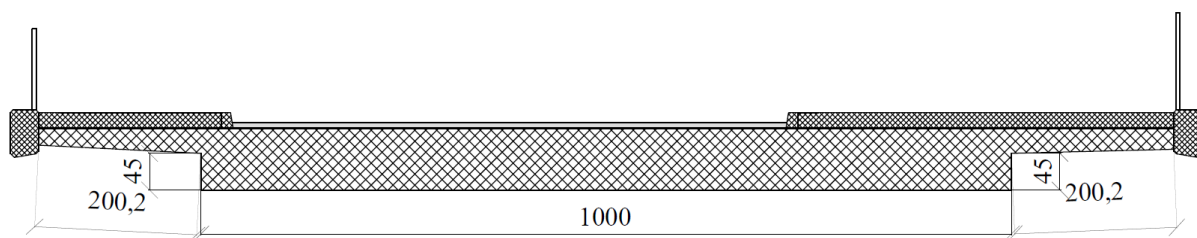
$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} \quad (7.40)$$

kjer so:

A_c ... ploščina prečnega prereza

u ... obseg prečnega prereza v stiku z ozračjem.

Za določitev karakteristik pregledamo ustrezne dimenzije prečnega prereza (Slika 63). Površino prečnega prereza enostavno določimo s program AutoCAD.



Slika 63: Dimenzije za določitev obsega elementa v stiku z ozračjem

$$u = 2 \cdot 200,2 \text{ cm} + 2 \cdot 45 \text{ cm} + 1000 \text{ cm} = 1490,4 \text{ cm} \quad (7.41)$$

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \cdot 8,550 \text{ m}^2}{\frac{1490,4}{100} \text{ m}} = 1,147 \text{ m} = 1147 \text{ mm} \quad (7.42)$$

Koeficient nazivne velikosti k_h , ki je odvisen od nazivne velikosti h_0 , določimo s pomočjo sledeče preglednice (Preglednica 21).

Preglednica 21: Vrednosti za k_h (Vir: SIST EN 1992-1-1:2005)

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

V našem primeru je h_0 večji od 500 mm, zato znaša vrednost $k_h = 0,7$.

Upoštevamo še funkcijo časovnega razvoja krčenja zaradi sušenja $\beta_{ds}(t, t_s)$.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (7.43)$$

Kjer so:

t ... starost betona v obravnavanem času, v dnevih,

t_s ... starost betona ob začetku krčenja zaradi sušenja (ali nabrekanja) v dnevih, ponavadi je to ob končani negi, pri čemer privzamemo vrednost 7 dni.

V primeru, da gre $t \rightarrow \infty$, potem gre:

$$\beta_{ds}(t \rightarrow \infty, t_s) \rightarrow 1,0 \quad (7.44)$$

Izračunamo še vrednost β_{ds} pri $t = 100 \text{ let} = 36500$ dni:

$$\beta_{ds}(t = 36500 \text{ dni}, t_s = 7 \text{ dni}) = 0,484. \quad (7.45)$$

Ker je razlika v vrednostih faktorja β_{ds} velika v nadaljevanju upoštevamo vrednosti za $t = 100 \text{ let} = 36500$ dni. Določimo še deformacije neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$, pri čemer upoštevamo dodatek B standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

$$\varepsilon_{cd,0}(t, t_s) = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (7.46)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right] \quad (7.47)$$

Pri čemer so:

f_{cm} ... srednja tlačna trdnost betona (MPa)

$f_{cm,0} = 10$ MPa

α_{ds1} ... koeficient, ki je odvisen od vrste cementa (upoštevamo vrednost 4)

α_{ds2} ... koeficient, ki je odvisen od vrste cementa (upoštevamo vrednost 0,12)

RH ... relativna vlažnost okolice (upoštevamo 70 %)

$RH_0 = 100$ %

Sedaj lahko izračunamo β_{RH} in $\varepsilon_{cd,0}$.

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{70}{100}\right)^3 \right] = 1,02 \quad (7.48)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp\left(-0,12 \cdot \frac{38}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,02 = \\ &= 3,627 \cdot 10^{-4} = 0,36 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (7.49)$$

Nato lahko določimo deformacije krčenja betona zaradi sušenja, pri času 100 let, z naslednjim izrazom:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}(t, t_s) \quad (7.50)$$

$$\varepsilon_{cd}(t = 100 \text{ let}) = 0,484 \cdot 0,7 \cdot 3,627 \cdot 10^{-4} = 1,229 \cdot 10^{-4} = 0,123 \text{ ‰} \quad (7.51)$$

7.6.1.2 Avtogeno krčenje

Avtogeno krčenje $\varepsilon_{ca}(t)$ določimo po sledečih izrazih.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = \quad (7.52)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5} = 0,05 \text{ ‰}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (7.53)$$

$$\beta_{as}(100 \text{ let}) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 1,0 \quad (7.54)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = \\ &= 1,0 \cdot 5 \cdot 10^{-5} = 5 \cdot 10^{-5} = 0,05 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (7.55)$$

7.6.1.3 Celotno krčenje

Celotno krčenje ε_{cs} izračunamo po izrazu, navedenem v točki 7.6.1.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = \quad (7.56)$$

$$\varepsilon_{cs}(t = 100 \text{ let}) = 0,123 \text{ ‰} + 0,05 \text{ ‰} = 0,128 \text{ ‰}$$

Deformacijo zaradi celotnega krčenja pretvorimo v enakomerno spremembo temperature s sledečim izrazom.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_T = -\alpha_T \cdot \Delta T \quad (7.57)$$

$$\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}} \quad (7.58)$$

$$\Delta T = -\frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_T} = -\frac{0,128 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}} = -12,8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (7.59)$$

Kjer so:

ΔT ... enakomerna sprememba temperature (padec temperature)
 α_T ... koeficient toplotnega raztezka (za beton standard SIST EN 1992-1-1:2005 v točki 11.3.2 navaja, da so vrednosti odvisne predvsem od uporabljenega agregata in se spreminja v širokem področju med približno $0,4 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$ in $1,4 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$, mi privzamemo vrednost $1,0 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$, pri čemer upoštevamo točko 3.1.3 kjer je navedeno, da če pri analizi ni natančnejših podatkov uporabimo dotično vrednost).

7.6.2 Lezenje

V skladu s SIST EN 1992-1-1:2005 dodatek B.1 določimo koeficient lezenja $\varphi(t, t_0)$ po sledečem izrazu:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (7.60)$$

Pri čemer so:

φ ... koeficient lezenja
 φ_0 ... nazivni koeficient lezenja, ki se oceni z naslednjim izrazom:
 $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ (7.61)

φ_{RH} ... faktor, ki upošteva učinek relativne vlažnosti zraka na nazivni koeficient lezenja
 $\varphi_{RH} = [1 + \frac{1 - RH}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1] \alpha_2$ za $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$ (7.62)

$\beta(f_{cm})$... faktor za upoštevanje učinka trdnosti betona na nazivni koeficient lezenja
 $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$ (7.63)

$\beta(t_0)$... faktor, ki upošteva učinka starosti betona ob obremenitvi na nazivni koeficient lezenja
 $\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})}$ (7.64)

t_0 ... starost betona ob nanosu obtežbe v dnevih (predpostavimo 28 dni)
 $\beta_c(t, t_0) = [\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0}]^{0,3}$ (7.65)

$$\beta_c(t \rightarrow 100 \text{ let}, t_0) = 0,988 \quad (7.66)$$

t ... starost betona v trenutku obravnavanja (v dnevih)

$t - t_0$... nekorrigirano trajanje obtežbe (v dnevih)

$\alpha_{1,2,3}$... koeficienti, ki upoštevajo vpliv trdnosti betona

$$\alpha_1 = [\frac{35}{f_{cm}}]^{0,7} = [\frac{35}{38}]^{0,7} = 0,944 \quad (7.67)$$

$$\alpha_2 = [\frac{35}{f_{cm}}]^{0,7} = [\frac{35}{38}]^{0,2} = 0,984 \quad (7.68)$$

$$\alpha_3 = [\frac{35}{f_{cm}}]^{0,5} = [\frac{35}{38}]^{0,5} = 0,960 \quad (7.69)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,2})} = 0,488 \quad (7.70)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725 \quad (7.71)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{1147}} \cdot 0,944 \right] \cdot 0,984 = 1,250 \quad (7.72)$$

$$\varphi_0 = 1,25 \cdot 2,725 \cdot 0,488 = 1,662 \quad (7.73)$$

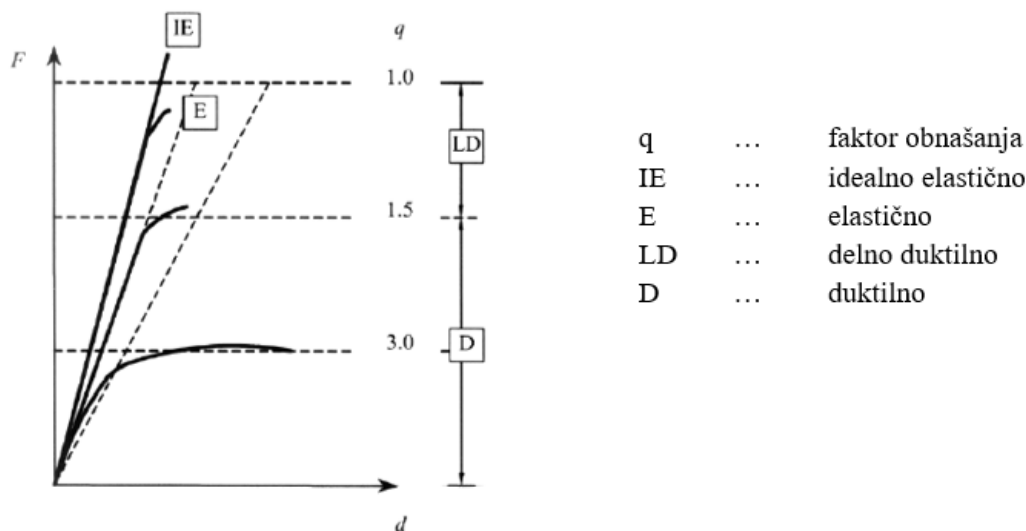
Koeficient lezenja $\varphi(t, t_0)$ izračunamo po izrazu (7.63).

$$\varphi(t, t_0) = 1,662 \cdot 0,988 = 1,642 \quad (7.74)$$

7.7 Potresna obtežba

Projektiramo v skladu s SIST EN 1998-2:2006: Evrokod 8 - Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2.del: Mostovi in SIST EN 1998-2:2006/A101: Evrokod 8 - Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2.del: Mostovi – Nacionalni dodatek. V skladu s prej omenjenima standardoma ne projektiramo, da bi konstrukcije potresno obtežbo prestale nepoškodovane, hkrati pa moramo zagotoviti, da poškodbe, ki jih dovoljujemo v konstrukciji, ne privedejo do krhkih porušitev. Projektiranim konstrukcijam moramo zagotoviti zadostno sposobnost sipanja energije. V splošnem so mostovi na avtocestah in nacionalnih cestah ter železniški mostovi uvrščeni v kategorijo II (povprečna namembnost) kar pomeni, da je $\gamma_I = 1,0$.

Kamnik leži na območju s projektnim pospeškom tal (Vir: Agencija Republike Slovenije za okolje) $a_g = 0,225 g$. Obnašanje (duktilno ali delno duktilno) je karakterizirano z odvisnostjo sila (F) – pomik (u) konstrukcije (Slika 64).



Slika 64: Shematični prikaz odvisnosti sile od pomika za konstrukcije (Vir: SIST EN 1998-2:2006)

Razlika med projektnim in elastičnim spektrom, ki se uporablja pri elastični analizi z reduciranimi potresnimi silami, je v tem, da se pri projektnem spektru upošteva redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in dodatne nosilnosti materiala in prečnih prerezov. Projektne potresne sile so v primerjavi s silami, ki bi se pojavile pri elastičnem obnašanju konstrukcije zmanjšane s faktorjem obnašanja q . Na splošno je faktor obnašanja odvisen od duktilnosti, ki jo ima konstrukcija na razpolago in ki jo projektant hoče izkoristiti. Odvisen je tudi od dodatne nosilnosti (overstrength), ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo, ki jo zahteva predpis. Prikazujemo faktorje obnašanja za različne tipe duktilnih elementov in za različne odzive na potrese (Preglednica 22).

Preglednica 22: Maksimalne vrednost faktorja obnašanja q (Vir: SIST EN 1998-2:2006)

Tip duktilnih elementov	Odziv na potres	
	Delno duktilen	Duktilen
Armirano betonski stebri		
- Vertikalni stebri - upogibno obremenjeni	1,5	$3,5 \cdot \lambda(\alpha_s)$
- Poševne podpore - upogibno obremenjene	1,2	$2,1 \cdot \lambda(\alpha_s)$
Jekleni stebri		
- Vertikalni stebri - upogibno obremenjeni	1,5	3,5
- Poševne podpore - upogibno obremenjene	1,2	2,0
- Stebri z normalnim zavetrovanjem	1,5	2,5
- Stebri z ekscentričnim zavetrovanjem	–	3,5
Krajni oporniki togo povezani v preklado		
- Na splošno	1,5	1,5
- Ujete konstrukcije	1,0	1,0
Loki	1,2	2,0

Pri čemer je:

$\alpha_s = \frac{L_s}{h}$... strižni razpon konstrukcije,

L_s ... razdalja med plastičnim členkom in točko v kateri je upogibni moment enak 0

h ... višina prereza v smeri upogiba

$\alpha_s \geq 3,0 \rightarrow \lambda(\alpha_s) = 1,0$

$\lambda(\alpha_s)$... redukcijski faktor v odvisnosti od strižnega razpona konstrukcije

Vrednost faktorja η za korekcijo vpliva dušenja se v skladu s SIST EN 1998-1:2005 določi po sledečem izrazu, pri čemer lahko v skladu s SIST EN 1998-2:2005 za koeficient viskoznega dušenja uporabimo vrednost $\xi = 0,05$ za armirani beton.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55 \quad (7.75)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+5}} = 1,0 \geq 0,55$$

7.7.1 Spekter pospeškov

V nadaljevanju se lotimo izračuna spektra odziva v skladu s SIST EN 1998-1:2005., pri čemer smo upoštevali projektni spekter pospeškov za elastično analizo. V točki 6.2.3.2 je navedeno, da za potresno analizo lahko upoštevamo tip tal A ali B, da pa bomo na varni strani odločimo za tip tal B. Prikazujemo vrednosti parametrov za različne tipe tal (Preglednica 23).

Preglednica 23: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočeni elastični spekter odziva
(Vir: SIST EN 1998-1:2005/A101)

Tip tal	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

Projektni spekter $S_d(T)$ za vodoravni komponenti potresnega vpliva je opisan s sledečimi izrazi podanimi v SIST EN 1998-1:2005.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (7.76)$$

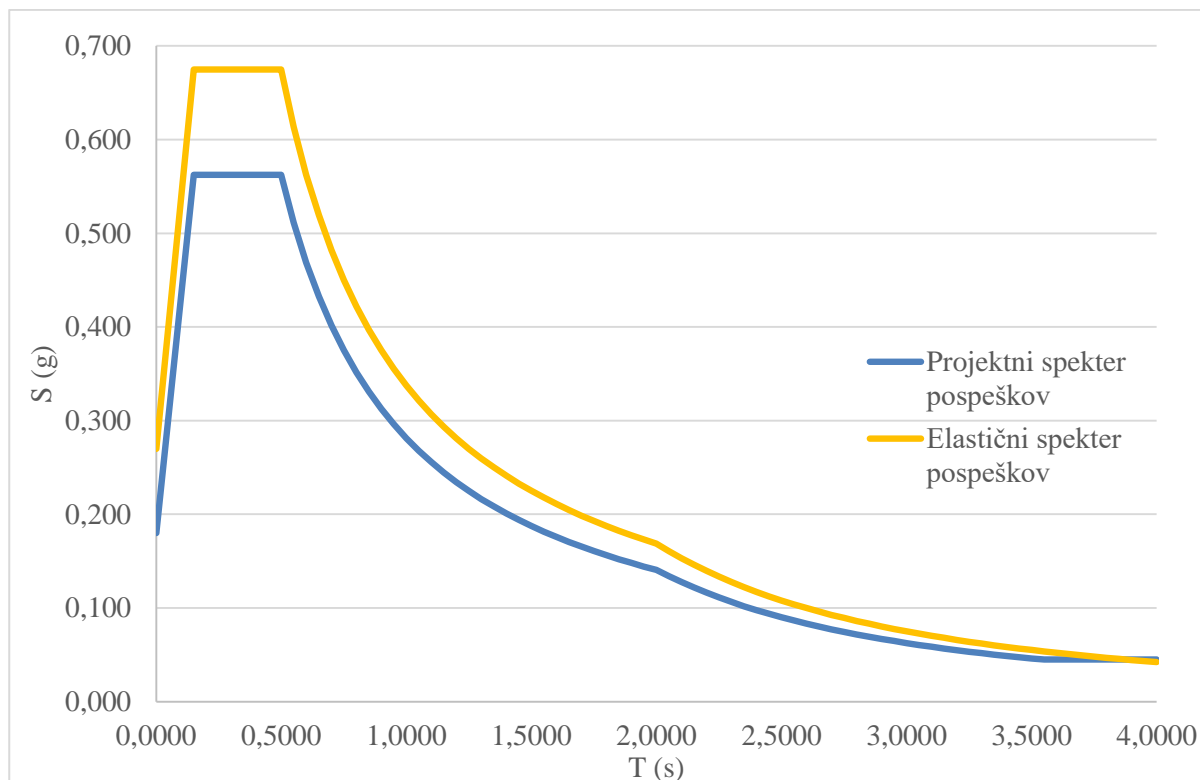
$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (7.77)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7.78)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7.79)$$

T	...	nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo
a_g	...	projektni (računski) pospešek tal za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
S	...	koeficient tal
T_B	...	spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_C	...	zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_D	...	vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika
$S_d(T)$...	projektni spekter
q	...	faktor obnašanja
β	...	faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru

Za naš primer smo izračunali vrednosti elastičnih in projektne spektrov pospeškov (Slika 65).



Slika 65: Projektni in elastični spekter pospeškov

7.7.2 Navpična komponenta potresnega vpliva

V skladu s SIST EN 1998-1:2006 moramo upoštevati navpično komponento potresnega vpliva, če je a_{vg} večji od 0,25 g, ali pa če je izpolnjen kateri izmed sledečih pogojev oziroma če obstajajo:

- vodoravni ali skoraj vodoravni konstrukcijski elementi z razponom 20 m ali več,
- vodoravni ali skoraj vodoravni previsni konstrukcijski elementi, daljši kot 5 m,
- vodoravni ali skoraj vodoravni prednapeti konstrukcijski elementi,
- grede, ki podpirajo stebre,
- potresna izolacija.

Navkljub zgornjim pogojem standard SIST EN 1998-2:2005 navaja, da na območjih majhnih in zmernih potresnih aktivnosti ni potrebno upoštevati navpične komponente potresnega vpliva. Ker se Kamnik nahaja na območju zmernih potresnih aktivnosti v nadaljnjih izračunih ne upoštevamo navpične komponente potresnega vpliva.

7.7.3 Vsota mas

Za izračun mas upoštevamo SIST EN 1998-1:2006, pri tem moramo upoštevati vse težnostne sile, ki so vključene v sledeči kombinaciji vplivov.

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (7.80)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (7.81)$$

Kjer so:

- | | | |
|--------------|-----|--|
| $G_{k,j}$ | ... | karakteristična vrednost za stalni vpliv |
| $Q_{k,i}$ | ... | karakteristična vrednost za spremenljiv vpliv |
| $\psi_{E,i}$ | ... | koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv |

V skladu s SIST EN 1998-2:2006 upoštevamo $\psi_{2,1} = 0,2$ za cestne mostove z izjemno veliko prometa in za porazdeljeno obtežbo za obtežni model LM1. Naknadno je dodano priporočilo, da v splošnem in v skladu s SIST EN 1990:2002, Aneks A2, faktor $\psi_{2,1} = 0$. Mi upoštevamo $\psi_{2,1} = 0,2$ le za porazdeljeno obtežbo obtežnega modela LM1. Za račun mas v skladu z SIST EN 1998-2:2006 upoštevamo sledeči izraz:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.82)$$

V analizah upoštevamo le maso v horizontalni smeri. Preglednica 24 prikazuje izračune mas posameznih elementov in upoštevano maso za prometni obtežni model LM1.

Preglednica 24: Izračun mas za potresno analizo

Teža prekladne konstrukcije		
14,0 m širina	$\left(10,0 \text{ m} \cdot 0,75 \text{ m} + 2 \cdot \frac{(0,30 \text{ m} + 0,25 \text{ m})}{2} \cdot 2,0 \text{ m} \right) \cdot 27,8 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	5977 kN
16 m širina	$\left(12,0 \text{ m} \cdot 0,75 \text{ m} + 2 \cdot \frac{(0,30 \text{ m} + 0,25 \text{ m})}{2} \cdot 2,0 \text{ m} \right) \cdot 5,8 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	1465 kN
17,5 m širina	$\left(13,5 \text{ m} \cdot 0,75 \text{ m} + 2 \cdot \frac{(0,30 \text{ m} + 0,25 \text{ m})}{2} \cdot 2,0 \text{ m} \right) \cdot 4,6 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	1291 kN
19,0 m širina	$\left(15,0 \text{ m} \cdot 0,75 \text{ m} + 2 \cdot \frac{(0,30 \text{ m} + 0,25 \text{ m})}{2} \cdot 2,0 \text{ m} \right) \cdot 4,4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	1359 kN
Hodniki, ograja, robni venci	$0,18 \text{ m} \cdot 7,0 \text{ m} \cdot 42,6 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} +$ $0,01 \text{ m} \cdot 14,0 \text{ m} \cdot 42,6 \text{ m} \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} +$ $0,07 \text{ m} \cdot 7,0 \text{ m} \cdot 42,6 \text{ m} \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} +$ $2 \cdot 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 42,6 \text{ m} +$ $2 \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot 42,6 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	2428 kN
Teža stebrov	$(7,0 \text{ m} + 12,0 \text{ m}) \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 7,3 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	1734 kN
Teža opornikov	$(14,0 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 5,3 \text{ m} + 19,0 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 3,6 \text{ m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	1782 kN
Teža loka	$34,0 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	3400 kN
Prometna obtežba ($\psi_{2,1} = 0,2$)	$\left(3,0 \text{ m} \cdot 9,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,0 \text{ m} \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \text{ m} \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 7,0 \text{ m} \cdot 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 42,6 \text{ m} \cdot 0,2$	494 kN
	skupaj	$\sum 19934 \text{ kN}$
	skupaj	$\sum 2032 \text{ t}$

Za primerjavo navajamo rezultat vsote mas iz programa Sofistik (Slika 66).

Sum of masses and mass moments of inertia						
Node	TM			RM		
	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[tm2]	Y[tm2]	Z[tm2]
total ¹	2032.668	2032.668	2032.668	2.251E+04	5.183E+02	2.325E+04

Slika 66: Izračunane mase v programu Sofistik

7.8 Obtežne kombinacije

V skladu s SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij in s Priročnikom za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardi določimo ustrezne obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti.

7.8.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri obravnavanju mejnih stanj nosilnosti upoštevamo kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja in kombinacije za nezgodna in potresna projektna stanja.

7.8.1.1 Mejna stanja nosilnost v stalnih in začasnih projektnih stanjih

Upoštevamo preglednico iz dodatka SIST EN 1990: 2004. Dodatek A in Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (Preglednica 25).

Preglednica 25: Projektne vrednosti vplivov (EQU) (Vir: SIST EN 1990: 2004. Dodatek A)

Stalna in začasna projektna stanja	Stalni vplivi		Prevladujoči spremenljivi vpliv	Spremljajoči spremenljivi vplivi	
	Neugodni	Ugodni		Glavni (če je)	Drugi
En (6.10)	$\gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} \cdot G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Spremenljivi vplivi in kombinacijski faktorji so navedeni v preglednici 13.					
Opomba: Kadar je pri preverjanju statičnega ravnotežja vključena tudi odpornost konstrukcijskih elementov in če je to dovoljeno v nacionalnem dodatku, se lahko uporabijo naslednje vrednosti γ :					
$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$					
$\gamma_{G,j,inf} = 1,00$					
$\gamma_{Q,1} = 1,50$, če je neugodno, sicer 0,00					
$\gamma_{Q,i} = 1,50$, če je neugodno, sicer 0,00					

V nadaljevanju prikazujemo še obtežne kombinacije, ki smo jih upoštevali iz literature Calgaro et al. (2010), poglavje 8.3.1. Prikazujemo le nekatere najbolj merodajne obtežne kombinacije, pri čemer ne upoštevamo obtežbe vetra. Upoštevamo še, da se toplotni vplivi ne kombinirajo s prometno obtežbo. [8]

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j,sup} + "1,00 G_{k,j,inf} + " 1,35 \cdot (TS + UDL + q_{fk}^*) \quad (7.83)$$

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j,sup} + "1,00 G_{k,j,inf} + " 1,35 \cdot gr_{i=1b,2,3,4,5} \quad (7.84)$$

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j,sup} + "1,00 G_{k,j,inf} + " 1,35 \cdot (0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL + 0,4 \cdot q_{fk}^*) \quad (7.85)$$

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j,sup} + "1,00 G_{k,j,inf} \quad (7.86)$$

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j,sup} + "1,00 G_{k,j,inf} + " 1,35 \cdot (0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL + 0,4 \cdot q_{fk}^*) \quad (7.87)$$

Kjer so:

TS	...	koncentrirane prometna osna obtežba (glej točko 7.2.8.1)
UDL	...	porazdeljena prometna obtežba (glej točko 7.2.8.1)
q_{fk}^*	...	kombinacijska vrednost obtežba na pločniku (glej točko 7.2.8.1)

T_k ... obtežba vetra pri upoštevanju prometni obtežbi (glej točko 7.5)
Upoštevamo tudi, da je $(TS + UDL + q_{fk}^*)'' = ''$ gr1a in $(0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL + 0,4 \cdot q_{fk}^*)'' = ''$
 ψ_0 gr1a.

7.8.1.2 Mejna stanja nosilnosti v nezgodnih in potresnih projektih stanjih

Upoštevamo preglednico iz dodatka SIST EN 1990:2004. Dodatek A in Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (Preglednica 26).

Preglednica 26: Projektne vrednosti vplivov v nezgodnih in potresnih projektih stanjih (Vir: SIST EN 1990: 2004. Dodatek A)

Stalna in začasna projektna stanja	Stalni vplivi		Prevladujoči spremenljivi vpliv	Spremljajoči spremenljivi vplivi	
	Neugodni	Ugodni		Glavni (če je)	Drugi
Nezgodno En (6.12.a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	$\psi_{1,1}$ ali $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Potresno En (6.12.a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\gamma_I A_{Ek}$ ali A_{Ed}		$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Spremenljivi vplivi in kombinacijski faktorji so navedeni v preglednici 13.

Opomba: Pri nezgodnih projektih stanjih se sme glavni spremenljivi vpliv upoštevati s pogosto ali kot v potresnem projektih stanju, z navidezno stalno vrednostjo.

Iz tega lahko zapišemo poenostavljeno kombinacijo vplivov za nezgodno projektno stanje, pri čemer upoštevamo, da neugodno in ugodno delovanje stalnih vplivov združimo, ker ju ne množimo z različnimi varnostnimi ali kombinacijskimi faktorji.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ ali } \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.88)$$

Za potresna projektna stanja dobimo sledečo kombinacijo vplivov.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} \text{ ali } A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.89)$$

7.8.1.3 Mejno stanje uporabnosti

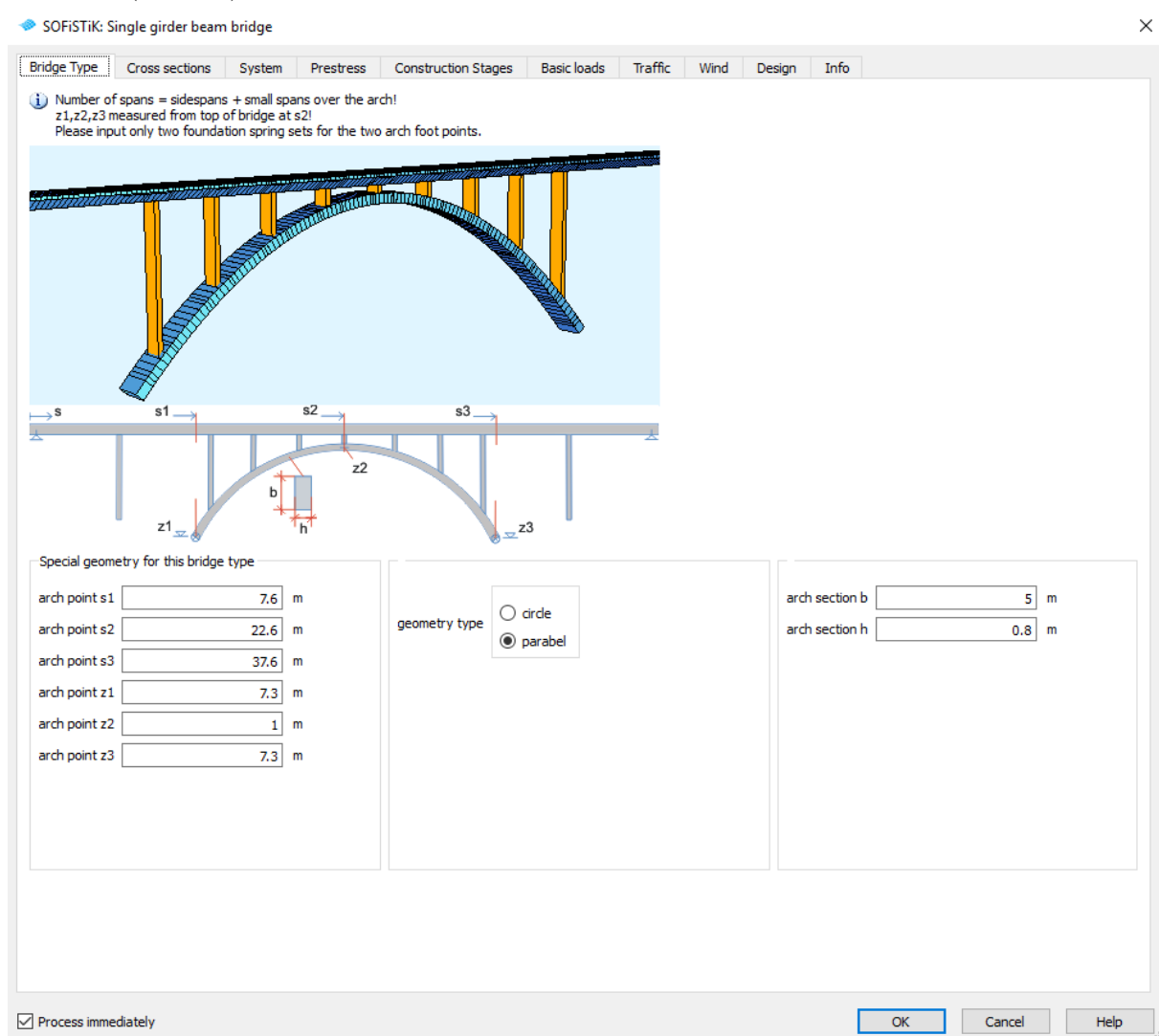
Mejno stanje uporabnosti se za različne kombinacije upošteva enako kot v prejšnjih dveh točkah v skladu s SIST EN 1990: 2004. Dodatek A (Preglednica 27).

Preglednica 27: Projektne vrednosti vplivov v kombinacijah pri mejnih stanjih uporabnosti (Vir: SIST EN 1990: 2004. Dodatek A)

Kombinacija	Stalni vplivi G_d		Spremenljivi vplivi Q_d	
	Neugodni	Ugodni	Glavni	Drugi
Karakteristična	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Pogosta	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Navidezno stalna	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

8 STATIČNA ANALIZA MOSTNE KONSTRUKCIJE

Ko smo konstrukcijo umestili v prostor in smo dobili bolj natančne podatke o razponih in potrebnih višinah in analizirali vse obtežbe, ki delujejo na konstrukcijo, smo lahko nadaljevali s statično analizo s programom Sofistik (v. 2016). Program omogoča statično analizo širokega nabora konstrukcij in upoštevanje Evrokod standardov. Po preučitvi funkcij smo se odločili za uporabo funkcije »Insert New Task« - vstavi novo nalogo, kjer smo si izbrali »Arch Bridge«. V programu se nam pojavi novo okno, kjer nam program pomaga z vizualno predstavitvijo predlaganega ločnega mostu in opisa posameznih karakteristik in geometrije. V pogovornem oknu se nam prikaže celoten nabor funkcij: tip mostne konstrukcije, definicija prečnega prereza, statičen sistem (robni pogoji vpetja), možnost prednapetja, statične analize po gradbenih fazah, definicije obtežb in različne vrste analiz in izbira načina izpisa rezultatov (Slika 67).



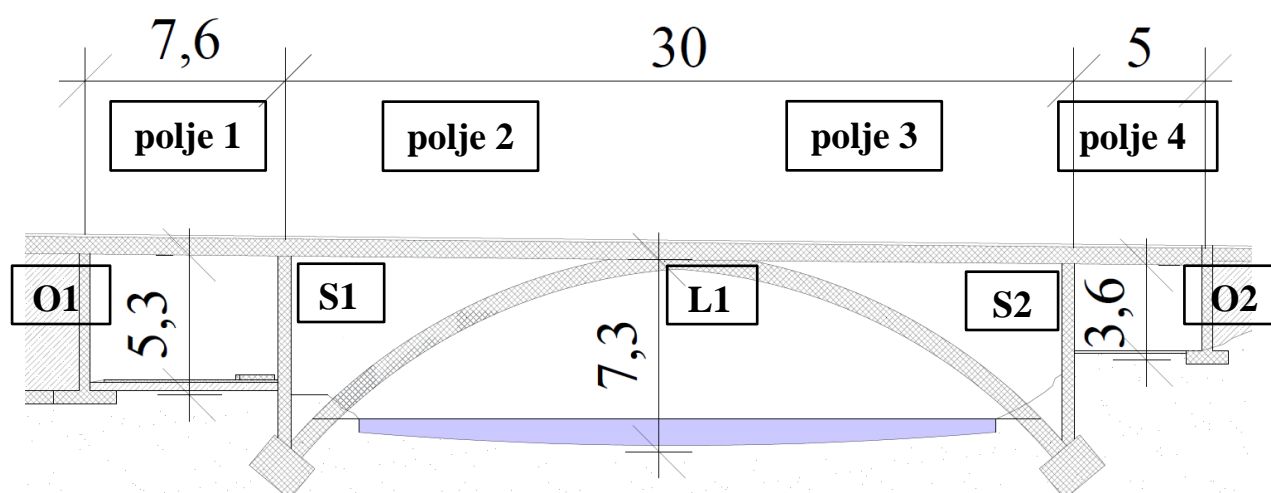
Slika 67: Definicija geometrije ločnega mostu v programu Sofistik

V podoknu »Arch Bridge« v programu Sofistik smo za naš primer definirali:

- osnovno geometrijo (razpone, višine, radij) konstrukcije,
- karakteristike materialov (beton in armatura),
- prečni prerez posameznih elementov (stebra, lok, opornika, prekladna konstrukcija),

- podpore (drsne podpore na obeh koncih prekladne konstrukcije in togo vpete podpore, ker je modul reakcije tal relativno velik in tako dobimo največje reakcije in notranje statične količine),
- dodatno stalno in lastno težo (hidroizolacija, asfalt, hodniki, ograja, robni venci),
- prometno obtežbo (širino posameznih pasov in hodnikov za pešce in velikosti obtežb, horizontalne komponente),
- toplotne vplive:
 - o enakomerne temperaturne vplive ($\Delta T_{N,con}$, $\Delta T_{N,exp}$)
 - o neenakomerne temperaturne vplive ($\Delta T_{M,heat,kor}$, $\Delta T_{M,cool,kor}$)

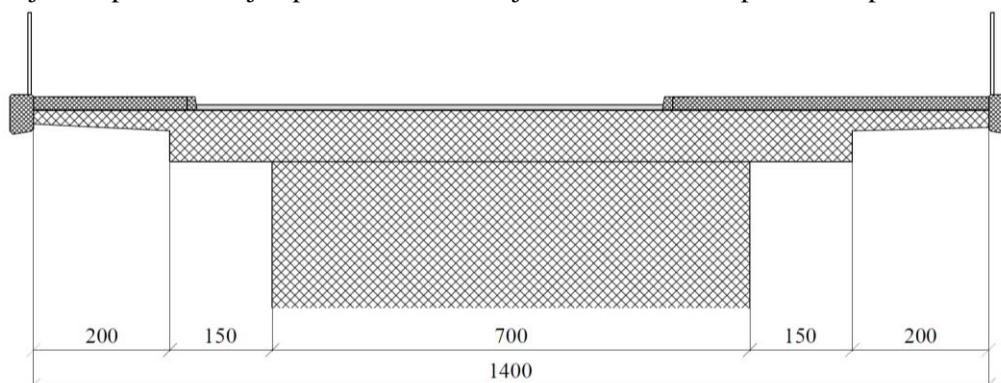
Ker pa funkcija »Arch Bridge« upošteva samo določene pogoje smo morali naknadno spreminjati geometrijo konstrukcije, obtežbe in obtežne kombinacije. Za lažje nadaljnje delo označimo posamezne elemente, prav tako prikazujemo novo geometrijo, ki smo jo modelirali v programu Sofistik (Slika 68).



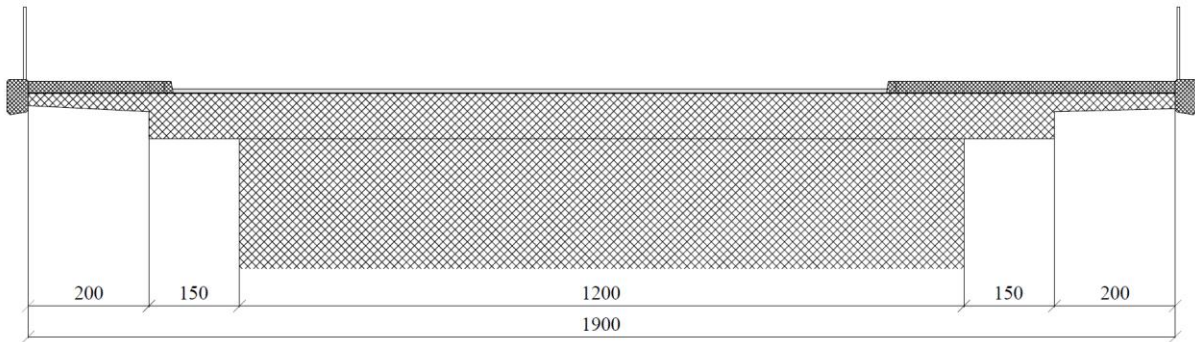
Slika 68: Geometrija in oznake konstrukcijskih elementov mostne konstrukcije

8.1 Spremembe zasnove konstrukcije

Ko smo zagnali analizo je program javil napako (»error«); ugotovili, da je prerez loka premajhen in da program ne more do konca analizirati konstrukcije. Zato smo po nekaj iteracijah povečali prečni prerez loka L1 na 5,0 m x 0,8 m. Prav tako smo spremenili prezeze navpičnih stebrov in sicer tako, da je na vsaki strani previsa prekladne konstrukcije 3,5 m. To pomeni, da je stebri S1 dimenzij 7,0 m x 0,5 m (Slika 69), S2 dimenzij 12,0 m x 0,5 m (Slika 70). Širina opornikov je enaka širini prekladne konstrukcije, kar pomeni, da je opornik O1 dimenzij 14,0 m x 0,5 m, opornik O2 pa 19,0 m x 0,5 m.

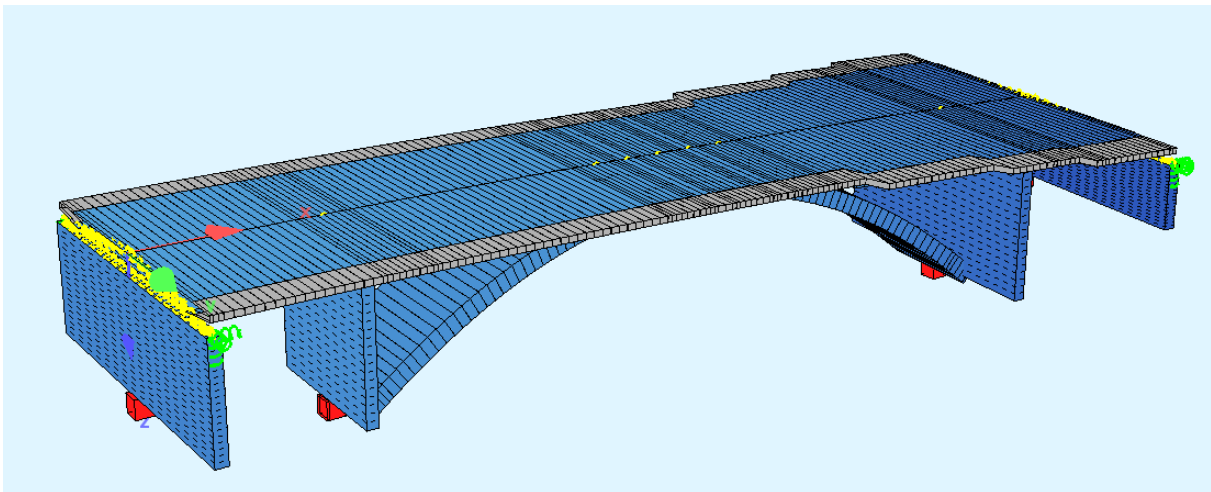


Slika 69: Prečni prerez prekladne konstrukcije nad navpičnim stebrom na desnem bregu

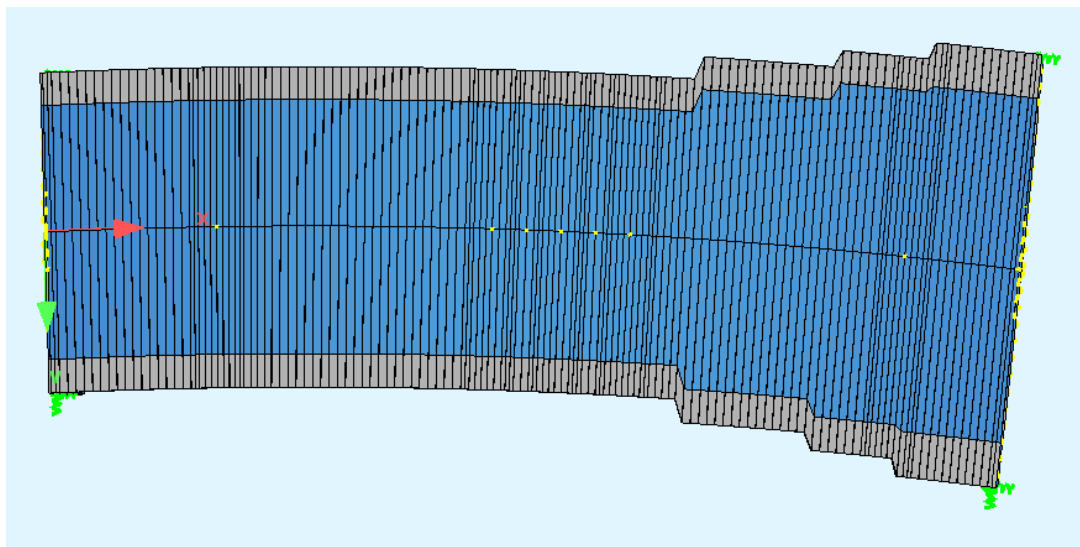


Slika 70: Prečni prerez prekladne konstrukcije nad navpičnim stebrom na levem bregu

Poenostavili smo tudi geometrijo prekladne konstrukcije, in sicer tako, da smo v vzdolžni smeri povečali prečni prerez le trikrat in upoštevali, da z razširitvami čimbolj sledimo prometni situaciji, pri čemer je prvi prerez širine 14,0 m, nato sledi razširitev na 16,0 m, 17,5 m in nato na 19,0 m. (Slika 71, Slika 72)



Slika 71: Prostorski model konstrukcije v program Sofistik



Slika 72: Tloris prekladne konstrukcije v programu Sofistik

8.2 Nihajne oblike in efektivne mase

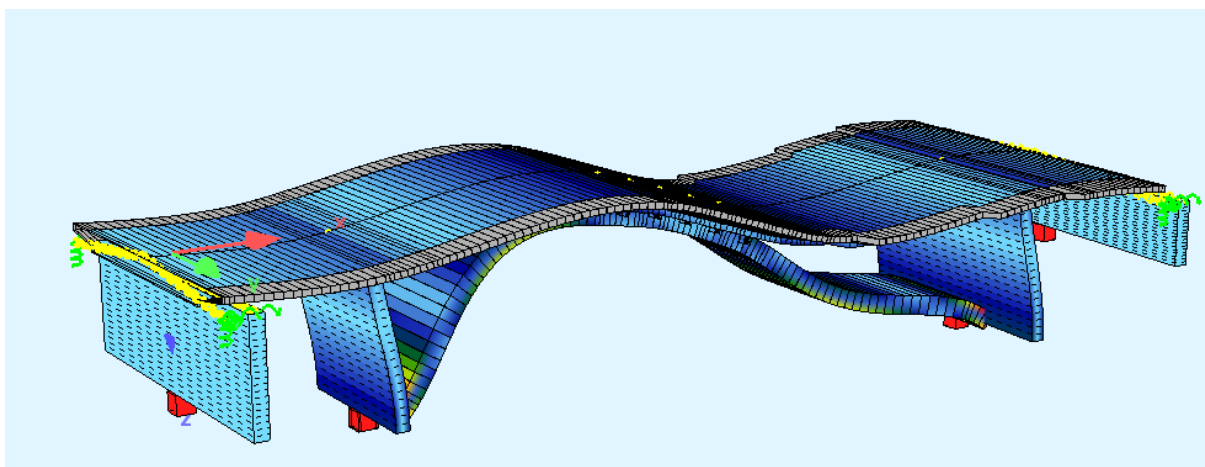
Pri analizi nihajnih oblik in efektivnih mas se navezujemo na točko 7.7. Po izvedeni analizi smo pregledali nihajne oblike in efektivne mase. Pri računu s programom smo upoštevali 34 nihajnih oblik, zato da smo izpolnili pogoj $\sum_{i=1}^n m_{eff,i} \geq 0,90 \sum_{j=1}^m m_j$. Prikazujemo nihajne čase, frekvence in efektivne mase za prvih 12 nihajnih oblik (Slika 73).

Processing Eigenvalues

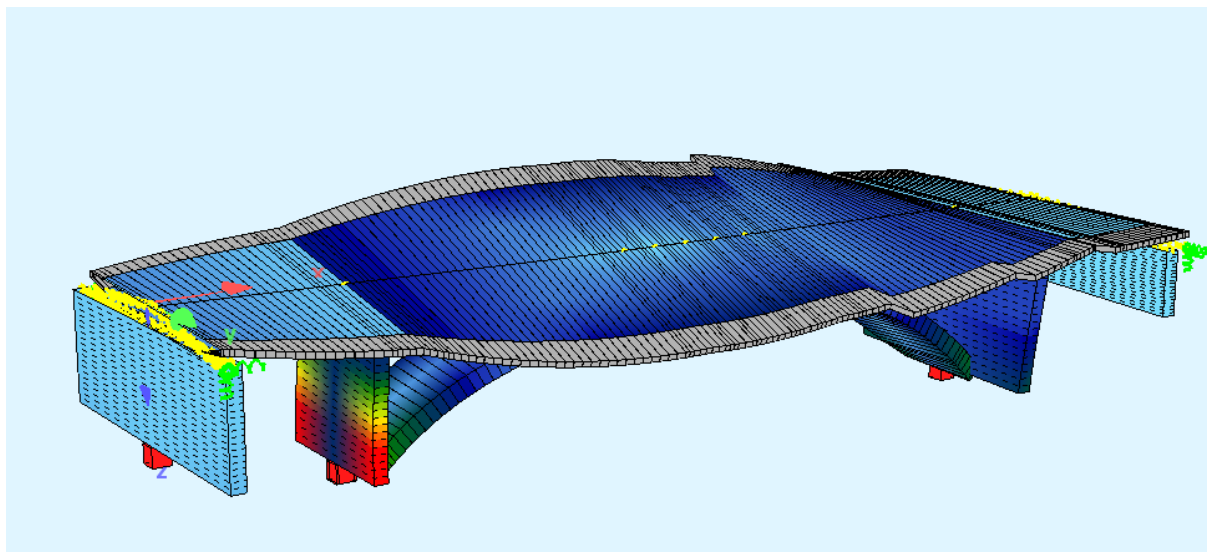
No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	1001	1.8050E+03	-	42.486	6.762	0.148	5.000	81.8	0.4	0.0
2	1002	2.3597E+03	-	48.577	7.731	0.129	5.000	0.2	65.0	0.0
3	1003	5.4486E+03	-	73.815	11.748	0.085	5.000	2.4	0.0	0.0
4	1004	6.1102E+03	-	78.168	12.441	0.080	5.000	0.2	0.1	0.0
5	1005	1.1813E+04	-	108.685	17.298	0.058	5.000	0.3	13.3	0.0
6	1006	1.7365E+04	-	131.778	20.973	0.048	5.000	1.9	0.1	0.0
7	1007	2.4204E+04	-	155.577	24.761	0.040	5.000	0.0	0.0	0.0
8	1008	2.7761E+04	-	166.617	26.518	0.038	5.000	0.0	0.1	0.0
9	1009	4.0335E+04	-	200.835	31.964	0.031	5.000	0.0	0.1	0.0
10	1010	5.0902E+04	-	225.614	35.908	0.028	5.000	0.0	3.0	0.0
11	1011	5.1860E+04	-	227.728	36.244	0.028	5.000	0.0	0.0	0.0
12	1012	6.7557E+04	-	259.917	41.367	0.024	5.000	0.0	0.9	0.0

Slika 73: Nihajni časi in efektivne mase za prvih 12 nihajnih oblik

Kot je razvidno iz rezultatov za efektivne mase, je prva nihajna oblika v smeri X (vzdolžna smer) in druga nihajna oblika v smeri Y (prečna smer). Prikazujemo tudi deformirano konstrukcijo za prvi dve nihajni obliki. Višje nihajne oblike so lokalne, saj so efektivne mase veliko manjše kot za prvi dve nihajni obliki (Slika 74, Slika 75).



Slika 74: Deformirana konstrukcija za prvo nihajno obliko



Slika 75: Deformirana konstrukcija za drugo nihajno obliko

Pregledamo še vsoto potresnih sil, ki delujejo na konstrukcijo. Prikazujemo izračun iz programa Sofistik (Slika 76, Slika 77).

SOFiSTiK Beam Bridge
Earq: ModalAnalyse(X)

Sum of forces (Base-Shear)

LC	H [m]	Mode	Vb			Mb		
			X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	X [kNm]	Y [kNm]	Z [kNm]
201	base ¹	CQC ²	9107.9	618.7	0.0	1248.61	4504.63	11445.79

¹ Vb is computed for the entire structure ("base" of the structure).
² Total Vb and Mb obtained by the given modal superposition rule.

LC	load case	Mode	eigenmode number
H	height at which Vb is calculated	Vb	base shear per mode in X-, Y- and Z-direction
Mb	base overturning moment per mode about X-, Y- and Z-axis evaluated relative to the origin of the coordinate system		

Slika 76: Celotne potresne sile za projektni spekter pospeškov v smeri X

SOFiSTiK Beam Bridge
Earq: ModalAnalyse(Y)

Sum of forces (Base-Shear)

LC	H [m]	Mode	Vb			Mb		
			X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	X [kNm]	Y [kNm]	Z [kNm]
202	base ¹	CQC ²	618.7	6694.3	0.0	13633.35	379.06	132273.48

¹ Vb is computed for the entire structure ("base" of the structure).
² Total Vb and Mb obtained by the given modal superposition rule.

LC	load case	Mode	eigenmode number
H	height at which Vb is calculated	Vb	base shear per mode in X-, Y- and Z-direction
Mb	base overturning moment per mode about X-, Y- and Z-axis evaluated relative to the origin of the coordinate system		

Slika 77: Celotne potresne sile za projektni spekter pospeškov v smeri Y

Za boljšo predstavo izračunamo, kakšen delež celotne teže konstrukcije znašajo potresne sile v posameznih smereh za 1. in 2. nihajno obliko.

$$\frac{F_{E,x}}{W} = \frac{9108 \text{ kN}}{2032 \text{ t} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,46 = 46 \% \quad (8.1)$$

$$\frac{F_{E,y}}{W} = \frac{6694 \text{ kN}}{2032 \text{ t} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,33 = 33 \% \quad (8.2)$$

9 DIMENZIONIRANJE ZA MEJNA STANJA NOSILNOSTI

Dimenzioniranje betonskih konstrukcij se izvaja po metodi mejnih stanj. Za dokazovanje varnosti konstrukcij proti porušitvi oziroma dimenzioniranje se izvaja v mejnem stanju nosilnosti. Pri dimenzioniranju upoštevamo ustrezne porušne mehanizme in trdnosti materialov in ustrezne konstruktivne zakone materialov, ki so podani v SIST EN 1992-1-1. Varnost, uporabnost in trajnost betonskih konstrukcij je zagotovljena le v primeru, če so pri dimenzioniranju upoštevane vse konstrukcijske zahteve, ki so navedene v standardu SIST EN 1992-1-1; dodatno upoštevamo še določila standarda SIST EN 1998-1:2005 in SIST EN 1998-2:2005.

9.1 Uklonska vitkost

V nadaljevanju preverimo uklonsko vitkost robnega stebra S1, in uklonsko vitkost loka L1; za analizo loka upoštevamo predpostavljen antisimetričen uklon ločne konstrukcije, ki je določen s tremi točkami in je bolj natančno opredeljen v točki 4.4.3.

9.1.1 Uklonska vitkost stebra S1

Preverimo morebitni uklon stebra S1 dimenzij 7,0 m x 0,6 m, višina stebra je 7,30 m. Najprej izračunamo površino prereza, vztrajnostni moment in vztrajnostni radij.

$$A_c = b \cdot h = 700 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 42000 \text{ cm}^2 \quad (9.1)$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{700 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^3}{12} = 1\,260\,000 \text{ cm}^4 \quad (9.2)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{1\,260\,000 \text{ cm}^4}{42000 \text{ cm}^2}} = 17,3 \text{ cm} \quad (9.3)$$

Nato z upoštevanjem SIST EN 1992-1-1 določimo uklonsko dolžino s sledečim izrazom:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (9.4)$$

pri tem sta:

l_w ... svetla višina elementa

β ... koeficient uklonske dolžine, za stebre je treba na splošno privzeti $\beta = 1,0$.

Iz tega sledi, da je $l_0 = l_w$. Določimo še vitkost stebra.

$$\lambda = \sqrt{\frac{l_0}{i}} = \sqrt{\frac{730 \text{ cm}}{17,3 \text{ cm}}} = 6,5 \quad (9.5)$$

Upoštevamo še sledeči izraz:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (9.6)$$

Pri tem je:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$... če φ_{ef} ni znan, se lahko uporabi $A = 0,7$

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$... če ω ni znan, se lahko uporabi $B = 1,1$

$C = 1,7 - r_m$... če r_m ni znan, se lahko uporabi $C = 0,7$

$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd})$... normirana osna sila

φ_{ef} ... učinkovit količnik lezenja

$\omega = A_{sl} \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$... mehanska stopnja armiranja

$r_m = M_{01} / M_{02}$... razmerje robnih upogibnih momentov ($|M_{01}| \leq |M_{02}|$)

Upoštevamo še izraz za izračun učinkovitega koeficienta lezenja.

$$\varphi_{ef} = \varphi(t, t_0) \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} \quad (9.7)$$

Pri tem je:

$M_{0,Eqp}$... upogibni moment po teoriji prvega reda (navidezno stalna kombinacija)

$M_{0,Ed}$... upogibni moment po teoriji prvega reda (mejno stanje nosilnosti).

Rezultati statične analize ki smo jih uporabili v sledečih računih so v prilogi pod točko A.2.2.

$$\varphi_{ef} = 1,642 \frac{1318 \text{ kNm}}{3530 \text{ kNm}} = 0,613 \quad (9.8)$$

$$A = 1/(1 + 0,2 \cdot 0,613) = 0,891 \quad (9.9)$$

Če predpostavimo potrebno vzdolžno armaturo v stebru 0,5 % betonskega prereza lahko določimo faktor ω .

$$\omega = 0,005 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,005 \cdot \frac{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,128 \quad (9.10)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,128} = 1,12 \quad (9.11)$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-3039 \text{ kNm}}{-3530 \text{ kNm}} = 0,861 \quad (9.12)$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,861 = 0,839 \quad (9.13)$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{8407 \text{ kN}}{700 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,118 \quad (9.14)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,891 \cdot 1,12 \cdot 0,839 / \sqrt{0,118} = 48,7 \quad (9.15)$$

Ugotovimo lahko, da je $\lambda = 6,5 < \lambda_{lim} = 48,7$ zato se lahko učinki teorije drugega reda zanemarijo.

9.1.2 Uklonska vitkost loka

Za uklonsko dolžino lahko privzamemo približni 70 % polovice dolžine loka enako kot v točki 4.4.3. Ostale faktorje določimo enako kot v točki 9.1.1; dolžino loka za spremenjeno konstrukcijo pa izračunamo enako kot v točki 4.4.3.

$$A_c = b \cdot h = 500 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} = 40000 \text{ cm}^2 \quad (9.16)$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{500 \text{ cm} \cdot (80 \text{ cm})^3}{12} = 21\,333\,333 \text{ cm}^4 \quad (9.17)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{21\,333\,333 \text{ cm}^4}{40000 \text{ cm}^2}} = 23,1 \text{ cm} \quad (9.18)$$

$$l_0 = \beta \cdot l_w \approx 1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 34,22 \text{ m} = 11,98 \text{ m} \quad (9.19)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{l_0}{i}} = \sqrt{\frac{1198 \text{ cm}}{23,1 \text{ cm}}} = 7,2 \quad (9.20)$$

$$\varphi_{ef} = 1,642 \frac{3122 \text{ kNm}}{7322 \text{ kNm}} = 0,700 \quad (9.21)$$

$$A = 1/(1 + 0,2 \cdot 0,700) = 0,877 \quad (9.22)$$

Če upoštevamo potrebno vzdolžno armaturo, ki jo je ob vpetju loka izračunal program in upoštevamo simetrični razpored armature lahko določimo faktor ω .

$$\omega = \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{276 \text{ cm}^2}{40000 \text{ cm}^2} \cdot \frac{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,177 \quad (9.23)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,177} = 1,16 \quad (9.24)$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{6603 \text{ kNm}}{8441 \text{ kNm}} = 0,782 \quad (9.25)$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,782 = 0,918 \quad (9.26)$$

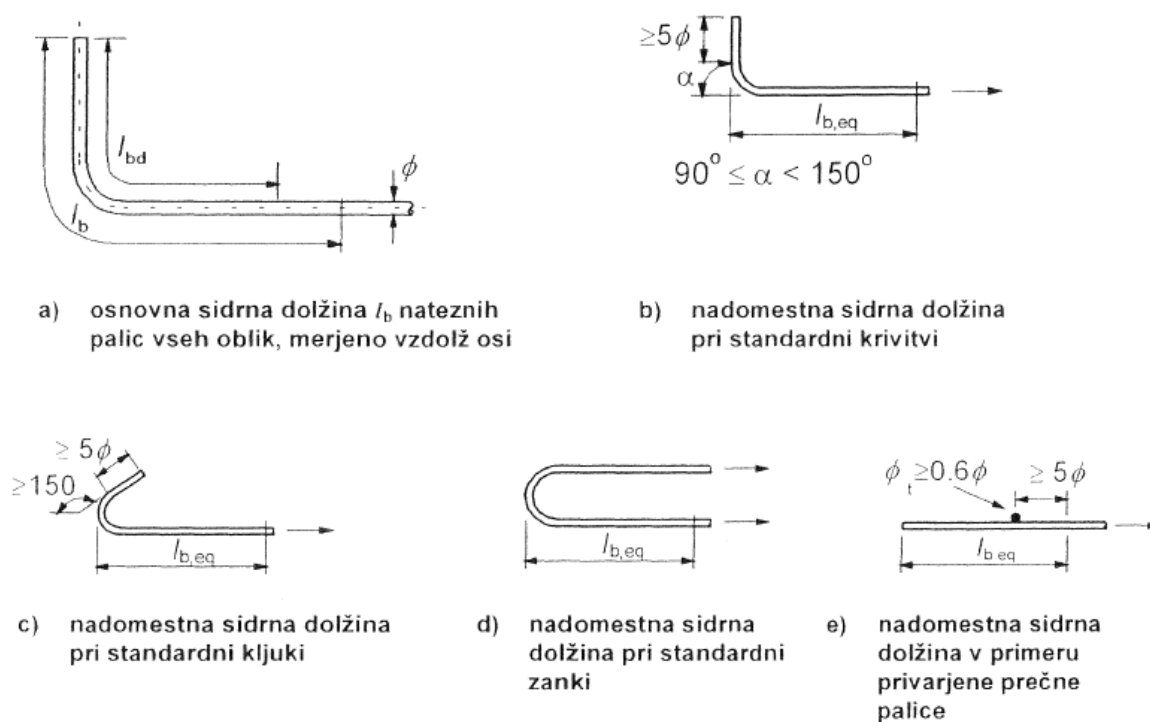
$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{13801 \text{ kN}}{500 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot 1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,203 \quad (9.27)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,877 \cdot 1,16 \cdot 0,918 / \sqrt{0,203} = 41,4 \quad (9.28)$$

Kot lahko ugotovimo, je enako kot za steber S1 tudi za lok ob vpetju $\lambda = 7,2 < \lambda_{lim} = 41,4$.

9.2 Sidranje vzdolžne armature

V skladu z SIST EN 1992-1-1 upoštevamo sidranje vzdolžne armature. Standard navaja, da morajo biti armaturne palice, žice ali varjene mreže sidrane tako, da se njihove sile varno prenesejo na beton in da se hkrati prepreči vzdolžno razpokanje in cepljenje elementa. Standard navaja sledeče načine sidranja, v primeru, da palice niso ravne (Slika 78).



Slika 78: Načini sidranja palic, ki niso ravne (Vir: SIST EN 1992-1-1)

Porušitve betona znotraj krivih delov palic je treba preprečiti z upoštevanjem ustreznih ukrepov (ustrezen premer vretena glede na premer palice).

Določiti je treba mejno sprijemno napetost, ki mora biti zadostna za preprečitev porušitve sidranja. Za projektno vrednost mejne napetosti sidranja f_{bd} se pri rebrastih palicah upošteva:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (9.29)$$

kjer so:

f_{ctd} ... projektna vrednost natezne trdnosti betona

η_1 ... koeficient, ki je odvisen od kakovosti pogojev sidranja in od lege palic med betoniranjem, v primeru, da so pogoji sidranja »dobri« znaša $\eta_1 = 1,0$, za vse druge primere pa $\eta_1 = 0,7$

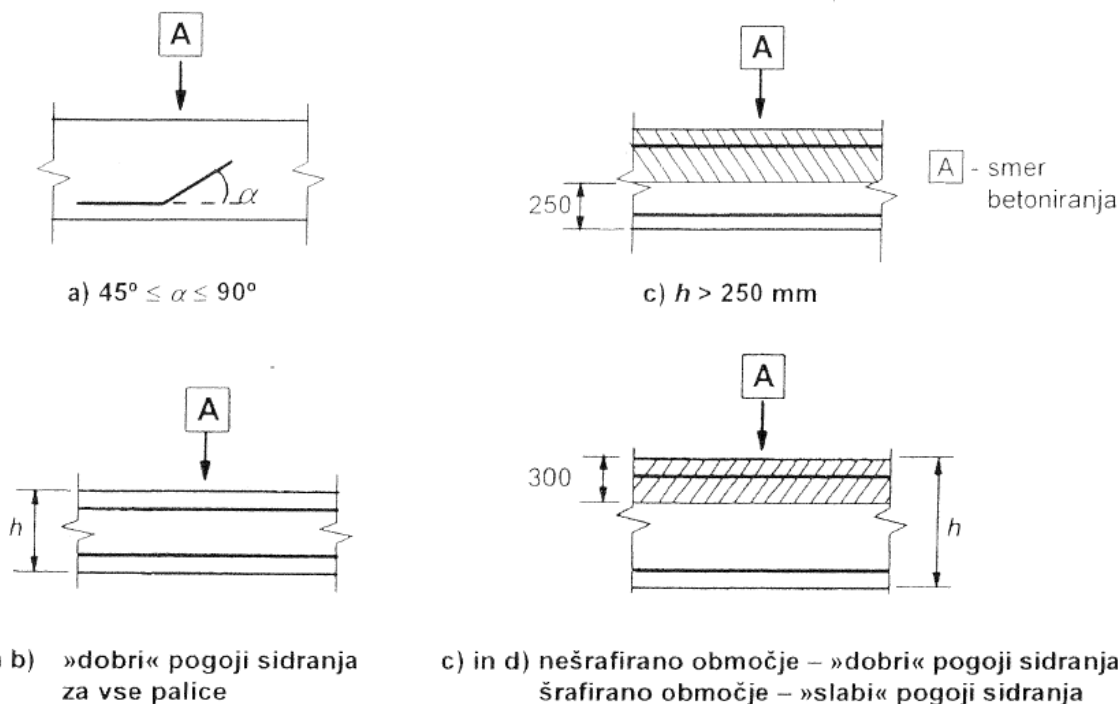
η_2 ... koeficient, ki je odvisen od premera palice, pri čemer je $\eta_2 = 1,0$ za $\phi \leq 32 \text{ mm}$

$$\eta_2 = \frac{132-\phi}{100} \text{ za } \phi > 32 \text{ mm.}$$

V našem primeru, bomo uporabili palice s premerom manjšim od 32 mm zato upoštevamo $\eta_2 = 1,0$.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,293 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (9.30)$$

Slika 79 prikazuje pogoje sidranja.



Slika 79: Opis pogojev sidranja (Vir: SIST EN 1992-1-1)

Pri računu zahtevane dolžine sidranja je treba upoštevati ustrezno vrsto jekla in sprjemne lastnosti palic. Osnovno potrebno sidrno dolžino pri sili $A_s \sigma_{sd}$ določimo s sledečim izrazom, pri čemer je predpostavljena konstantna sprjemna napetost:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (9.31)$$

za premer palice $\phi = 25 \text{ mm}$ je $l_{b,rqd}$:

$$l_{b,rqd} = \frac{2,5 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{43,48 \text{ kN/cm}^2}{0,293 \text{ kN/cm}^2} = 92,8 \text{ cm} \quad (9.32)$$

pri čemer je $\sigma_{sd} = f_{yd} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$.

Nato določimo projektno sidrno dolžino l_{bd} :

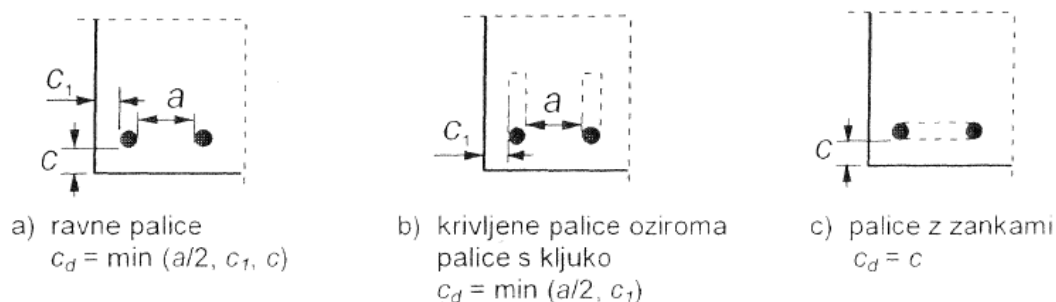
$$l_b = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (9.33)$$

pri tem so:

α_1 ... koeficient, ki upošteva vpliv krivljenja ($\alpha_1 = 1,0$)

α_2 ... koeficient, ki upošteva vpliv najmanjšega krovnega sloja (Slika 80), upoštevam izraz za ravne palice in privzamemo, da je najmanjša od navedenih razdalj $a/2$ (oddaljenost med palicami, za katero vrednost predpostavimo 20 cm)

$$0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{c_d - \phi}{\phi} = 1 - 0,15 \frac{10 \text{ cm} - 2,5}{2,5} = 0,55 \leq 1,0 \quad (9.34)$$



Slika 80: Vrednost c_d pri nosilcih in ploščah (Vir: SIST EN 1992-1-1)

- α_3 ... koeficient za upoštevanje učinka tlačnih napetosti prečno na ravnino cepitve vzdolž projektne sidrne dolžine (privzamemo vrednost 1,0)
- α_4 ... koeficient za upoštevanje vpliva ene ali več privarjenih prečnih palic (= 0,7)
- α_5 ... koeficient za upoštevanje učinka tlačnih napetosti prečno na ravnino cepitve vzdolž projektne sidrne dolžine (privzamemo vrednost 1,0)
- $l_{b,min}$... najmanjša sidrna dolžina, če ni drugih omejitev
- sidranje v nategu $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} = \max\{0,3 \cdot 92,8 \text{ cm}; 10 \cdot 1,6 \text{ cm}; 100 \text{ mm}\} = 27,8 \text{ cm} < l_{b,min}$
 - sidranje v tlaku $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} = \max\{0,6 \cdot 92,8 \text{ cm}; 10 \cdot 1,6 \text{ cm}; 100 \text{ mm}\} = 55,7 \text{ cm} < l_{b,min}$

Veljati mora $\alpha_2\alpha_3\alpha_5 \geq 0,7$. Projektna sidrna dolžina l_b znaša:

$$l_b = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 55,7 \text{ cm} = 39,8 \text{ cm} \geq 27,8 \text{ cm} \quad \text{v nategu} \quad (9.35)$$

V tlaku so faktorji $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1,0$; $\alpha_4 = 0,7$, za faktor α_5 privzamemo vrednost 1,0.

$$l_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 92,8 \text{ cm} = 64,9 \text{ cm} \geq 55,7 \text{ cm} \quad \text{v tlaku} \quad (9.36)$$

Stikovanje armature s prekrivanjem in mehanskimi spojkami mora biti izvedeno tako, da se zagotovi prenos sil z ene palice na drugo pri tem je pomembno, da to ni izvedeno v območjih velikih upogibnih momentov oziroma sil (kot so območja plastičnih členkov). Dolžino prekrivanja določimo s sledečim izrazom:

$$l_o = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (9.37)$$

$l_{b,rqd}$ in $\alpha_1 \div \alpha_5$ smo že izračunali, zato moramo določiti le še faktor α_6 , ki je odvisen od deleža s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature. V skladu s preglednico z SIST EN 1992-1-1 privzamemo, da ta delež preseže 50 % in odčitamo $\alpha_6 = 1,5$. Tako lahko določimo projektno dolžino prekrivanja najprej v nategu:

$$l_o = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 92,8 \text{ cm} = 68,2 \text{ cm} \geq l_{b,min} = 27,8 \text{ cm} \quad (9.38)$$

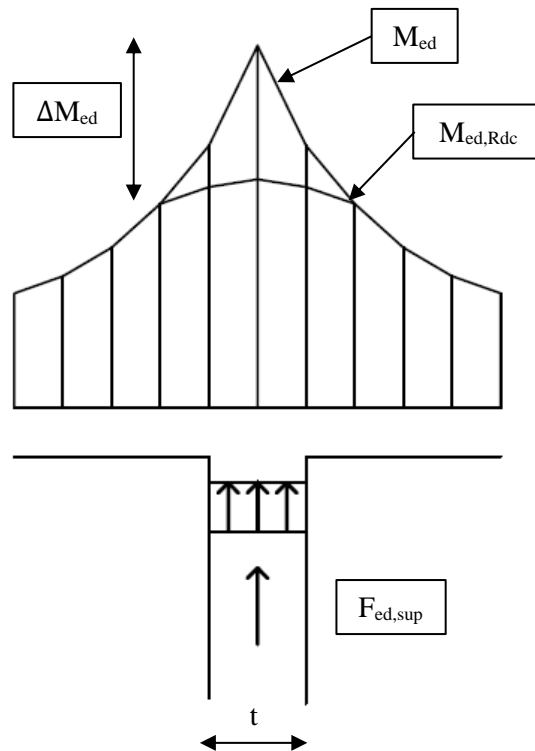
In nato še v tlaku:

$$l_o = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 92,8 \text{ cm} = 139,2 \text{ cm} \geq l_{b,min} = 55,7 \text{ cm} \quad (9.39)$$

Izberemo si projektno vrednost prekrivanja $l_o = 140 \text{ cm}$.

9.3 Redukcija momentov nad podporami

Upogibne momente nad podporami moramo reducirati; pri redukciji upoštevamo širino stebra in največjo projektno osno silo v stebri (Slika 81).



Slika 81: Shema redukcije momentov nad podporo

Upoštevamo sledeči izraz za redukcijo momentov nad podporo:

$$M_{Ed,Rdc} = M_{Ed} - \Delta M_{Ed} = M_{Ed} - \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8} \quad (9.40)$$

Nad stebrom S1 znaša največji upogibni moment za stalna in začasna projektna stanja (Slika 82) in pripadajoča osna sila v stebri:

$$M_{Ed} = -12943 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed,sup} = -4399 \text{ kN}$$

Ob tem naj omenimo še to, da so upogibni momenti okoli v vzdolžni smeri (okoli šibke osi loka in prekladne konstrukcije) označeni z M_y in okoli močne osi v prečni smeri (okoli močne osi loka in prekladne konstrukcije) z M_z .

Iz tega lahko izračunamo redukcijo upogibnih momentov v prekladni konstrukciji nad podporo; širina podpore je 0,6 m:

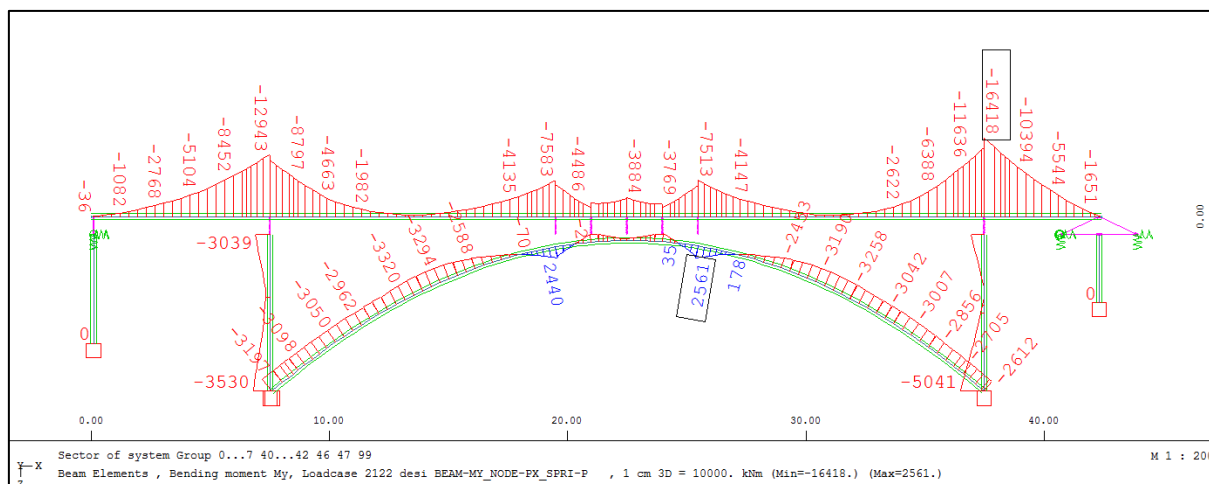
$$M_{Ed,Rdc} = -12943 \text{ kNm} - \frac{(-4399 \text{ kN}) \cdot 0,6 \text{ m}}{8} = -12613 \text{ kNm} \quad (9.41)$$

Redukcija znaša približno 2,5 %. Enak postopek ponovimo za upogibne momente v prekladni konstrukciji nad stebrom S2:

$$M_{Ed} = -16418 \text{ kNm}$$

$$F_{Ed,sup} = -7322 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,Rdc} = -16418 \text{ kNm} - \frac{(-7322 \text{ kN}) \cdot 0,6 \text{ m}}{8} = -15689 \text{ kNm} \quad (9.42)$$



Slika 82: Najmanjši upogibni momenti M_y vzdolžni smeri v konstrukciji za stalna in začasna projektna stanja

9.4 Dimenzioniranje loka tik ob vpetju

V nadaljevanju prevez tik ob vpetju označujemo z oznako A-A. V skladu s SIST EN 1998-2:2005 preverjamo nosilnost prečnega prereza loka tik ob vpetju. Določila standarda navajajo, da se ta nanašajo na duktilne in delno duktilno analizirane konstrukcije. Ker je za primer ločne konstrukcije in za izbran delno duktilen odziv konstrukcije na potres q faktor manjši ali enak 1,5 lahko uporabimo jeklo razreda B.

Nadaljujemo z načrtovanjem nosilnosti in pri tem upoštevamo izraz:

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (9.43)$$

kjer je:

γ_o ... faktor povečane nosilnosti ($\gamma_o = 1,35$ za betonske elemente).

M_{Rd} ... upogibna nosilnost, izračunana s projektnimi vrednostmi za trdnost materiala ter za dejansko količino in razpored armature.

V primeru, da preseže normirana sila po sledečem izrazu

$$\eta_k = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = \frac{12756 \text{ kN}}{500 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,106 > 0,10 \quad (9.44)$$

moramo modificirati faktor γ_o po sledečem izrazu:

$$\gamma_o \cdot (1 + 2(\eta_k - 0,1)^2) = 1,35 \cdot (1 + 2(0,106 - 0,1)^2) = 1,3501 \approx 1,35 \quad (9.45)$$

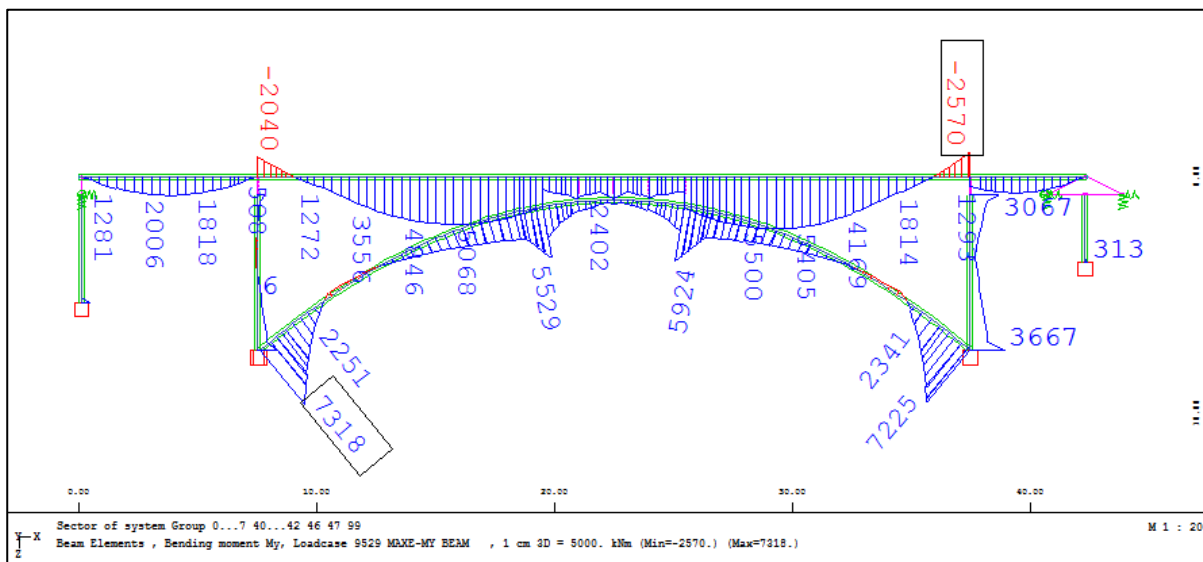
Za delno duktilne konstrukcijske sisteme moramo upoštevati najprej to, da so projektne odpornosti R_d večje ali enake projektnim vrednostim učinkom vpliva E_d . Dodatno standard navaja, da mora biti strižna nosilnost elementov preverjana skladno s SIST EN 1992-1-1:2005, upoštevati moramo še dve dodatni pravili:

- 1) Notranje statične količine morajo biti za potresno stanje izračunani skladno z enačbami, ki so navedene v točki 7.8.1.2.
- 2) Projektne vrednosti strižne nosilnosti $V_{rd,c}$, $V_{rd,s}$ in $V_{rd,max}$, ki morajo biti izračunani skladno s SIST EN 1992-1-1:2005 in nato reducirane z varnostnim faktorjem za krhke porušitve $\gamma_{Bd,1}$, priporočena vrednost je 1,25.

Kljub drugemu pravilu smo ocenili, da je pri računu projektnih vrednosti strižnih nosilnosti SIST EN 1992-1-1:2005 dovolj konservativen in zato ne upoštevamo še dodatne redukcije z varnostnim faktorjem, kar opravičujemo tudi z dejstvom, da imajo konstrukcije tudi v strigu določeno duktilnost.

9.4.1 Dimenzioniranje upogibne armature v loku tik ob vpetju

Pogledamo obtežno kombinacijo za največji upogibni moment ob vpetju loka v temelj ob stebru S1 in ugotovimo, da je največji upogibni moment za potresno projektno stanje (Slika 83), zato preverimo potrebno vzdolžno armaturo; pri računu upoštevamo še pripadajočo osno silo in pripadajoči upogibni moment okoli močne osi.



Slika 83: Največji upogibni momenti M_y v vzdolžni smeri za nezgodna in potresna projektna stanja

Preglednica 28 prikazuje rezultate statične analize za $N_{Ed,max}$, $N_{Ed,min}$, $M_{Ed,y,max}$, $M_{Ed,y,min}$ in pripadajoče količine za nezgodna in potresna projektna stanja.

Preglednica 28: Notranje statične količine za nezgodna in potresna projektna stanja za prečni prerez A-A

	$N_{Ed,prp}$ [kN]	$M_{Ed,y,prp}$ [kNm]	$M_{Ed,z,prp}$ [kNm]
$N_{Ed,max}$	-2495	-4047	207
$N_{Ed,min}$	-12756	7317	-2320
$M_{Ed,y,max}$	-12755	7318	-2160
$M_{Ed,y,min}$	-2496	-4050	56

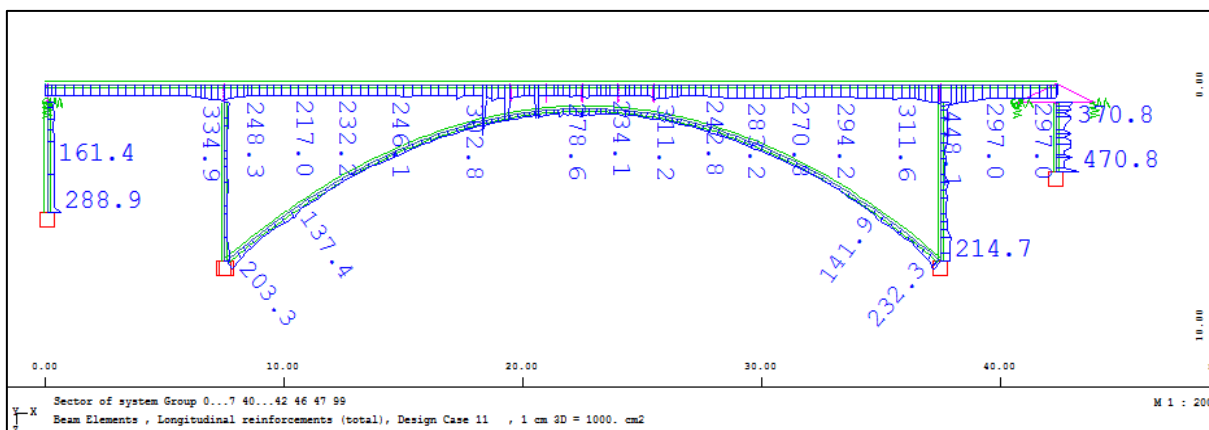
Določimo najmanjšo in največjo potrebno vzdolžno armaturo.

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 13824 \text{ kN}}{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 31,8 \text{ cm}^2 \geq \quad (9.46)$$

$$\geq 0,003 A_c = 0,003 \cdot 40000 \text{ cm}^2 = 120 \text{ cm}^2$$

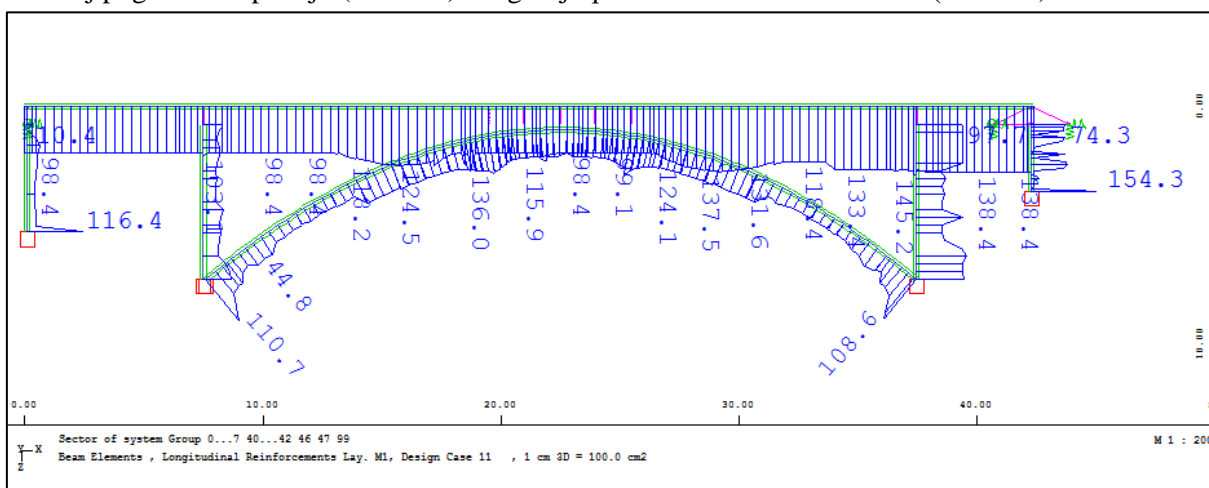
$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 40000 \text{ cm}^2 = 1600 \text{ cm}^2 \quad (9.47)$$

Pregledamo količino potrebne vzdolžne armature, ki jo izračunamo s programom Sofistik (Slika 84).

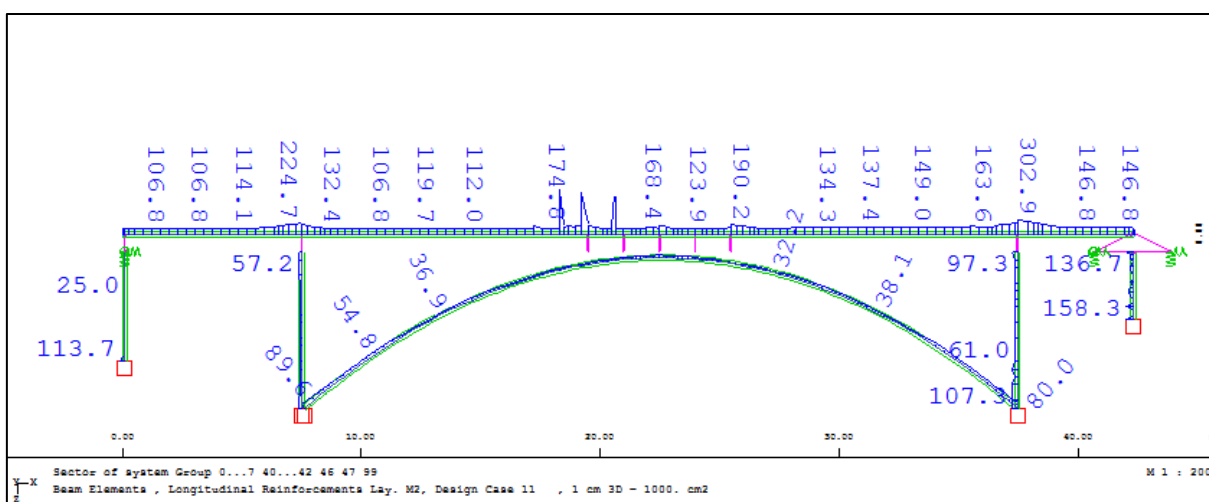


Slika 84: Celotna potrebna vzdolžna armatura

Posebej pogledamo spodnjo (Slika 85) in zgornjo potrebno vzdolžno armaturo (Slika 86).



Slika 85: Spodnja potrebna vzdolžna armatura

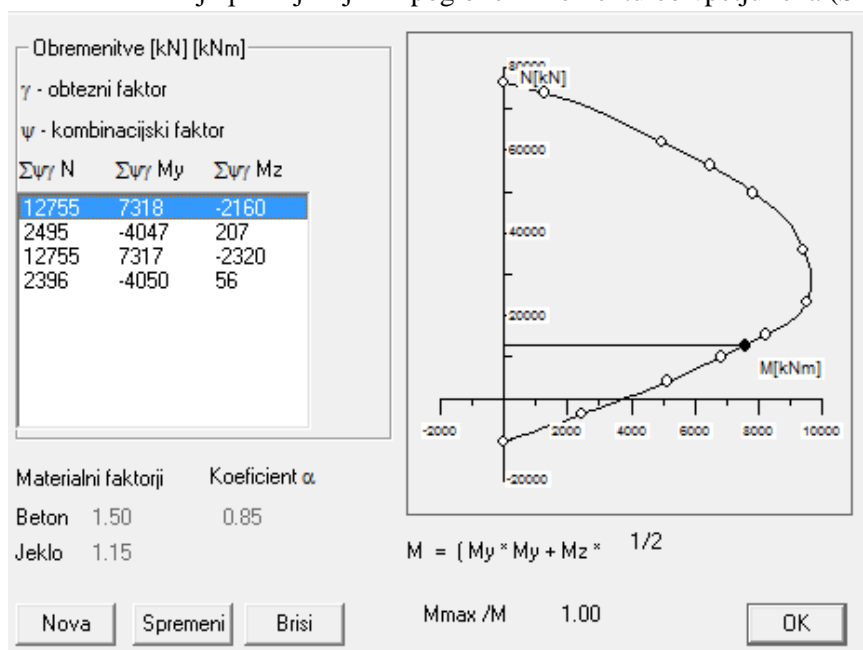


Slika 86: Zgornja potrebna vzdolžna armatura

Preverimo količino potrebne vzdolžne armature za kritično obtežno kombinacijo, pri izbiri profilov armaturnih palic in medsebojnega razmaka pa upoštevamo Smernice za projektiranje cestnih premostitvenih objektov, kjer je zapisano, da so na manjših razdaljah zaželeni tanjši profili armaturnih palic. V področjih nateznih napetosti morajo biti razdalje med profili manjše od 15 cm, v področjih tlačnih napetosti pa manjše od 20 cm. Za glavne armiranobetonske nosilce so priporočljive armaturne

palice, ki so debelejšje od 10 mm in tanjše od 28 mm; pri mrežah iz betonskega železa morajo biti zanke ≤ 15 cm, premer palic pa ≥ 6 mm.

S programom DIAS preverimo izračun potrebne vzdolžne armature. Po nekaj iteracijah smo preverili za natezno vzdolžno armaturo $55\phi 16$; odločimo se za simetrično armaturo, kar pomeni na zgornji in spodnji strani enako izbiro profilov armaturnih palic in medsebojni razmak, ki znaša 8,9 cm. Skupni prerez natezne vzdolžne armature znaša $110,6 \text{ cm}^2$; program Sofistik je izračunal potreben prečni prerez spodnje vzdolžne armature $110,7 \text{ cm}^2$, kar pomeni, da je razlika relativno majhna. Na robovih izberemo $5\phi 16$, medsebojni razmak med palicami 10,7 cm, v vogalu se nahaja palica $\phi 16$, to pomeni, da je skupni prečni prerez na vsaki strani znaša $14,1 \text{ cm}^2$. V nadaljevanju prikazujemo še interakcijski diagram za obtežno kombinacijo pri največjem upogibnem momentu ob vpetju loka (Slika 87).



Slika 87: Interakcijski diagram pri kritični obtežni kombinaciji za prvo izbrano vzdolžno armaturo

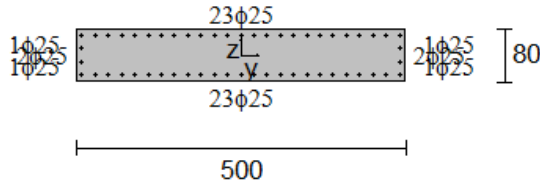
Za zagotovitev večje varnosti in za čim lažjo izvedbo vzdolžne armature smo po nekaj iteracijah in po preverjanju drugih prečnih prerezov izbrali armaturne palice $\phi 25$ in medsebojni razmak med vzdolžnimi palicami 20,0 cm, točno tehničnih smernic, ki niso obvezujoče ne upoštevamo. Tako si izberemo spodnjo vzdolžno armaturo $25\phi 25$ – POZ1, zgornjo vzdolžno armaturo $25\phi 25$ – POZ2 na robovih pa $2 \times 2\phi 25$ – POZ3. Slika 88 prikazuje prečni prerez v programu DIAS. S tem smo poenostavili tudi preklap armature, kar pa je bolj jasno razloženo v naslednjih točkah. Prikazujemo še interakcijski diagram za izbrano vzdolžno armaturo in kritično obtežno kombinacijo (Slika 89).

C 30/37

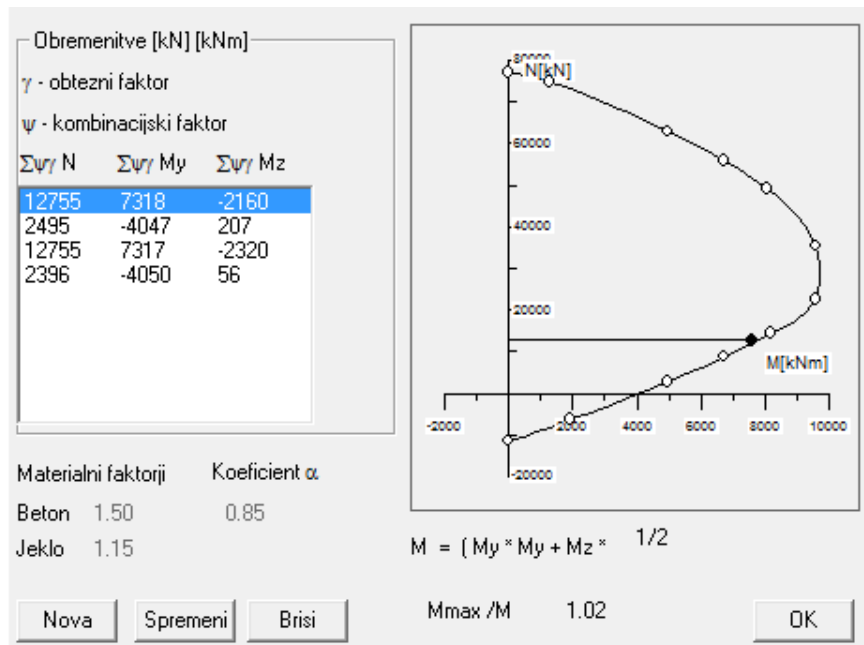
Arm. od roba 8.0 cm

σ_j 500 MPa

μ = 0.66%

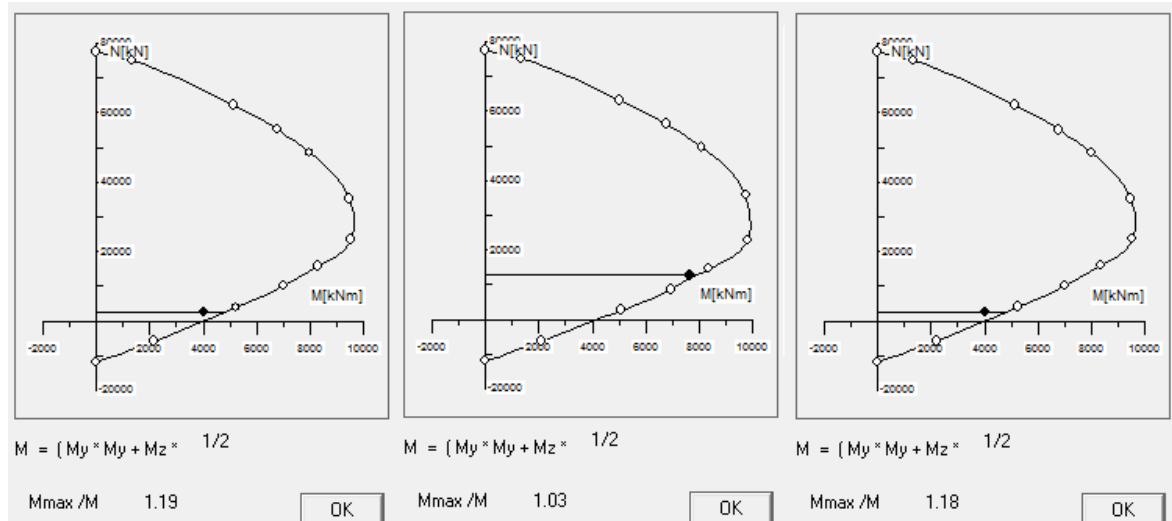


Slika 88: Geometrija prereza in izbrane armaturne palice za prerez A-A



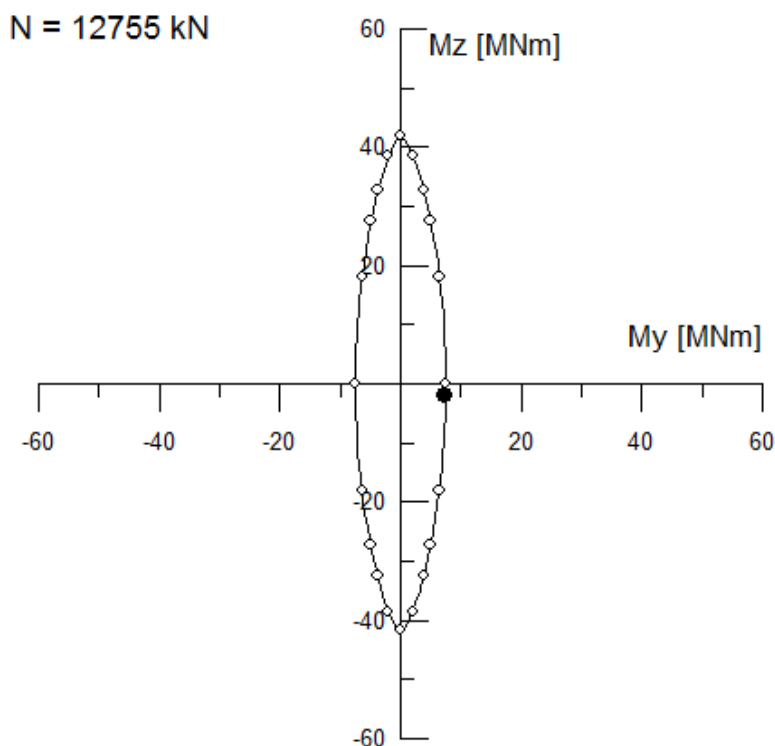
Slika 89: Interakcijski diagram pri kritični obtežni kombinaciji za vzdolžno armaturo prereza A-A

Za ostale obtežne kombinacije prikazujemo interakcijske diagrame (Slika 90).



Slika 90: Interakcijski diagrame za ostale obtežne kombinacije

Prikazujemo interakcijski diagram za dvoosni upogib za primer največjega upogibnega momenta in pripadajočih statičnih količin (Slika 91).



Slika 91: Interakcijski diagram za dvoosni upogib za kritično obtežno kombinacijo

9.4.2 Dimenzioniranje strižne in torzijske armature v loku tik ob vpetju

Najprej v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1992-2:2005 določimo projektno strižno odpornost elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (9.48)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (9.49)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{800 - 55 - 12 - \frac{20}{2}}} = 1,52 \leq 2,0 \quad (9.50)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{123 \text{ cm}^2}{500 \text{ cm} \cdot 72 \text{ cm}} = 0,0034 \quad (9.51)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{12756 \text{ kN}}{500 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm}} = 3,19 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 0,34 \text{ MPa} \quad (9.52)$$

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (9.53)$$

$$v_{min} = 0,035 k^2 \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,29^2 \cdot (30 \text{ MPa})^{1/2} = 0,359 \quad (9.54)$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,52 \cdot (100 \cdot 0,0034 \cdot 30 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 3,19 \right] 5000 \cdot 720 \quad (9.55)$$

$$= 3147 \text{ kN} >$$

$$> [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = [0,359 + 0,15 \cdot 3,19] \cdot 5000 \cdot 720 = 3015 \text{ kN}$$

Nato upoštevamo kombinacijo vpliva prečne sile in torzije s sledečim izrazom:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (9.57)$$

Upoštevamo sledeče izraze za izračun $T_{Rd,max}$ in $V_{Rd,max}$.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \frac{v_1 f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (9.58)$$

Pri tem je:

$\alpha_{cw} = 1,0$... za konstrukcije brez prednapetja

$z = 0,9 d = 0,9 \cdot 72 \text{ cm} = 64,8 \text{ cm}$

$v_1 = 0,6$... za $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$

$\theta = 45^\circ$... naklonski kot tlačnih razpor.

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 500 \text{ cm} \cdot 64,8 \text{ cm} \frac{0,6 \cdot 1,7 \text{ kN/cm}^2}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 16524 \text{ kN} \quad (9.59)$$

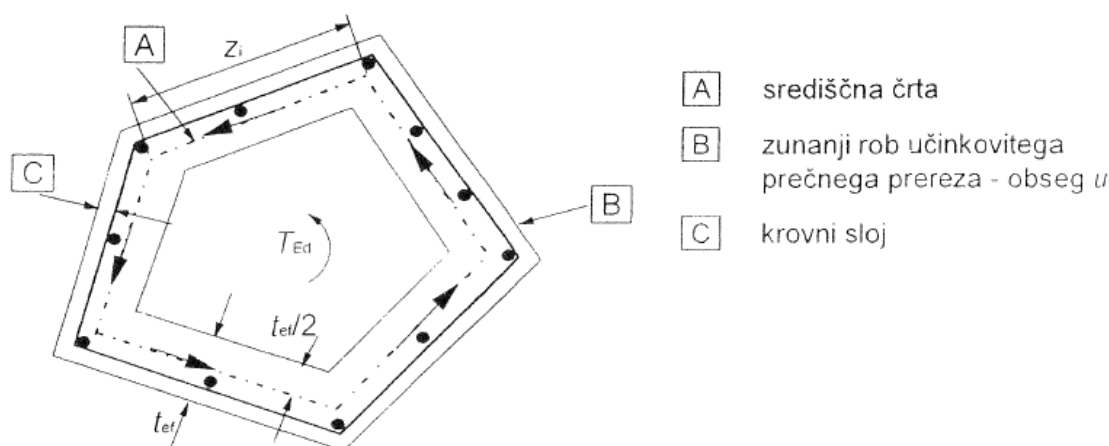
Določimo $T_{Rd,max}$:

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin\theta \cos\theta \quad (9.60)$$

Pri tem je:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \quad (9.61)$$

Upoštevamo tudi skico iz SIST EN 1992-1-1:2005 (Slika 92).



Slika 92: Oznake in definicije za izračun torzijske odpornosti prereza (Vir: SIST EN 1992-1-1)

$$A = 40000 \text{ cm}^2$$

u ... zunanji obseg prečnega prereza

$$u = 2 \cdot (80 \text{ cm} + 500 \text{ cm}) = 1160 \text{ cm} \quad (9.62)$$

t_{ef} ... učinkovita debelina stene

$$t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{40000 \text{ cm}^2}{1160 \text{ cm}} = 34,5 \text{ cm} \quad (9.63)$$

A_k ... ploskev, ki jo obdajajo srednjice spojenih sten

$$A_k = (500 \text{ cm} - 34,5 \text{ cm}) \cdot (80 \text{ cm} - 34,5 \text{ cm}) = 21180 \text{ cm}^2 \quad (9.64)$$

u_k ... obseg ploskve A_k

$$u_k = 2 \cdot (500 \text{ cm} - 34,5 \text{ cm}) + 2 \cdot (80 \text{ cm} - 34,5 \text{ cm}) = 1022 \text{ cm} \quad (9.65)$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot 0,528 \cdot 1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 21180 \text{ cm}^2 \cdot 34,5 \text{ cm} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = \quad (9.66)$$

$$T_{Rd,max} = 655885 \text{ kNcm} = 6556 \text{ kNm}$$

Izračunamo torzijski moment $T_{Rd,c}$, pri katerem se pojavijo razpoke in se določi z upoštevanjem $\tau_{t,i} = f_{ctd}$.

$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd}t_{ef}A_k = 2 \cdot 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 34,5 \text{ cm} \cdot 21180 \text{ cm}^2 = 1900 \text{ kNm} \quad (9.67)$$

Preverimo kontrolo tlačnih diagonal pri kombinaciji torzijskih momentov in prečnih sil in upoštevamo štiri različne kombinacije (Preglednica 29).

Preglednica 29: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji torzijskih momentov in prečnih sil za prečni prerez A-A

	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Kontrola	
$V_{Ed,max}/V_{Rd,max} + T_{Ed,prip}/T_{Rd,max}$	455	160	0,05	< 1,0
$V_{Ed,min}/V_{Rd,max} + T_{Ed,prip}/T_{Rd,max}$	-2585	-2277	0,50	< 1,0
$V_{Ed,prip}/V_{Rd,max} + T_{Ed,max}/T_{Rd,max}$	-362	4313	0,68	< 1,0
$V_{Ed,prip}/V_{Rd,max} + T_{Ed,min}/T_{Rd,max}$	-1642	-3967	0,70	< 1,0

Pri približno pravokotnih prečnih prerezih se lahko skladno s SIST EN 1992-1-1 zahteva le najmanjša armatura, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} + T_{Ed}/T_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (9.68)$$

Ta kontrola se seveda ne izide, ker je $T_{Ed,min} = -3967 \text{ kNm}$, saj smo izračunali $T_{Rd,c} = 1900 \text{ kNm}$. Zato nadaljujemo z računom potrebne strižne armature. Za izračun potrebne prečne armature zaradi torzijskega momenta in prečne sile najprej izračunamo za vsak vpliv posebej, nato pa združimo potrebno prečno armaturo. Pri tem upoštevamo enak naklonski kot tlačnih razpor. Za izračun upoštevam najbolj kritično kombinacijo, izkaže se, da je kritična kombinacija pri absolutno največji prečni sili in pripadajočem torzijskem momentu (Preglednica 29). Upoštevamo elastične prečne sile ob vpetju, to so največje prečne sile, ki se lahko pojavijo v tem prerezu.

$$V_{E,CD} \leq q V_{Ed} = 1,2 \cdot 2528 \text{ kN} = 3034 \text{ kN} \quad (9.69)$$

V nadaljnjih računih upoštevamo $V_{E,CD}$ in izračunamo potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile in pripadajočega torzijskega momenta v skladu z SIST EN 1992-1-1 in (SIST EN 1998-2) in upoštevamo še pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ in naklon prečne armature $\alpha = 90^\circ$.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{E,CD}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{3034 \text{ kN}}{64,8 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \cot 45^\circ} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.70)$$

Zaradi pripadajočega torzijskega momenta izračunamo potrebno strižno armaturo.

$$\frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{T_{Ed} \tan \theta}{2 A_k f_{ywd}} = \frac{2277 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot \tan 45^\circ}{2 \cdot 21180 \text{ cm}^2 \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,12 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.71)$$

Združimo obe potrebni prečni armaturi.

$$\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sw,t}}{s} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.72)$$

Če si izberemo $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme in premer stremen $\phi = 10 \text{ mm}$, lahko izračunamo potrebno razdaljo med stremen.

$$s \leq \frac{\frac{\phi^2 \pi}{4}}{\left(\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sw,t}}{s}\right)} = \frac{\frac{(1,8 \text{ cm})^2 \pi}{4}}{\left(1,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} + 0,12 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)} = 15,3 \text{ cm} \quad (9.73)$$

Izberemo si $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 10/15,0$ cm. Preveriti moramo, če izbrana prečna armatura ustreza dodatnim določilom standarda SIST EN 1992-1-1.

$$s_{1,max} = \frac{0,75 d}{(1+cot\alpha)} = \frac{0,75 \cdot 72 \text{ cm}}{(1+cot90^\circ)} = 54 \text{ cm} > 15,0 \text{ cm} \quad (9.74)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{30 \text{ MPa}}}{500 \text{ MPa}} = 0,000876 < \quad (9.75)$$

$$< \rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin\alpha} = \frac{18,4 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 500 \text{ cm} \sin 90^\circ} = 0,0025$$

Najprej smo izračunali potrebno prečno armaturo po EC2, sedaj pa preverimo še določila v skladu s SIST EN 1998-2 za delno duktilno obnašanje konstrukcij. Standard navaja, da v primeru, da normirana osna sile preseže sledečo vrednost:

$$\eta_k = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = \frac{12756 \text{ kN}}{500 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,106 > 0,08 \quad (9.76)$$

v področju potencialnih plastičnih členkov (»potential hinge region«) moramo izračunati prečno armaturo za objetje tlačne cone betona. Mehanski prostorninski delež armature objekta (gostih stremen za objetje betonskega jedra) je definirana s sledečim izrazom:

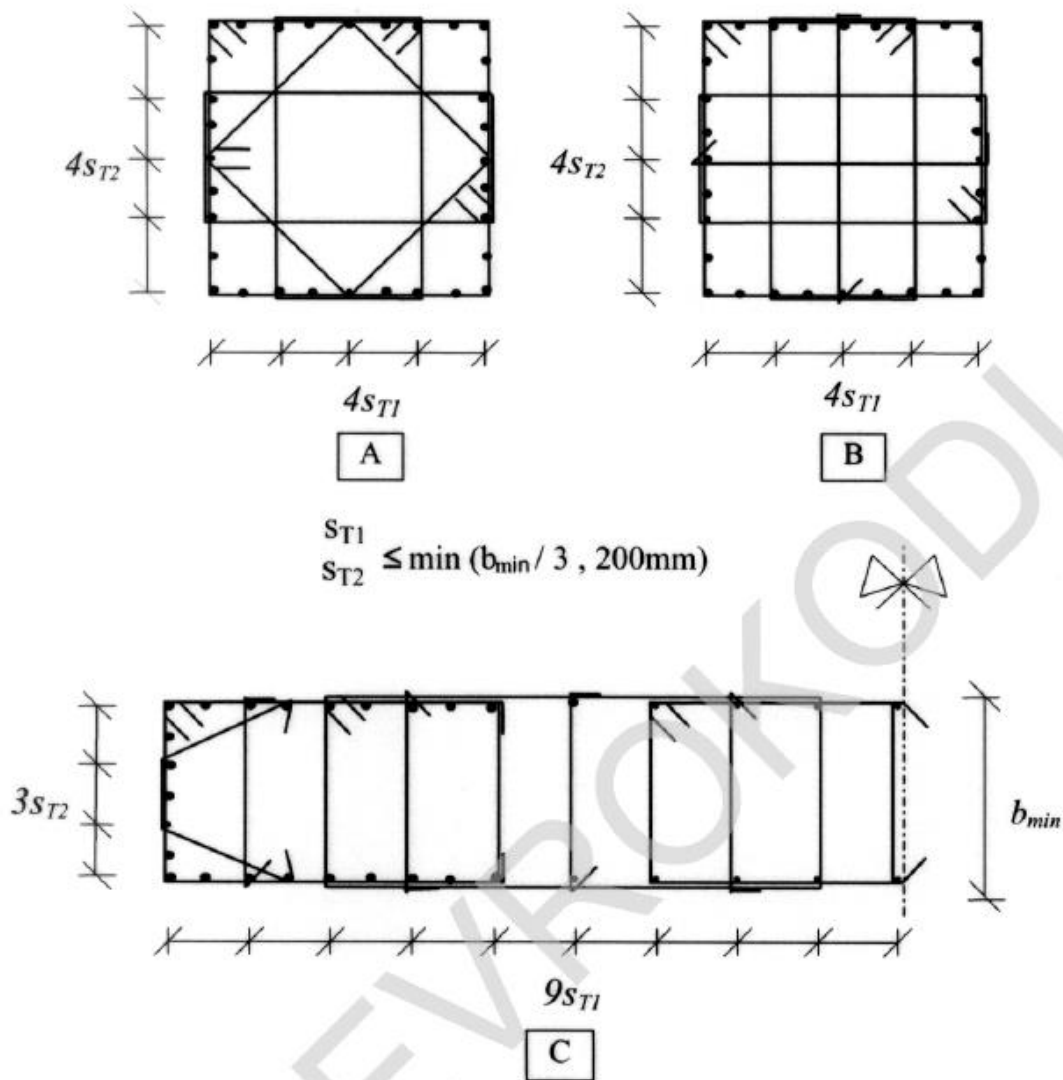
$$\omega_{wd} = \frac{\rho_w f_{yd}}{f_{cd}} \quad (9.77)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_l b} \quad (9.78)$$

Za pravokotne prereze nadalje upoštevamo, da mora biti največji razmak med prečnimi armaturnimi palicami:

- $s_l \leq 6\phi = 15,0 \text{ cm}$
- $s_l \leq \frac{1}{5} \min(b; h) = \frac{1}{5} \min(500 \text{ cm}; 80 \text{ cm}) = 16,0 \text{ cm}$

Upoštevamo še priporočeno konstruiranje strižne armature (SIST EN 1998-2:2005), pri tem pa razmaki med posameznimi zankami stremen na ravni prečnega prereza ne smejo preseči določenih vrednosti. Slika 93 prikazuje detajle prečne armature na ravni prečnega prereza za pravokotne armiranobetonske prereze.

**Key**

- A : 4 closed overlapping hoops
 B : 3 closed overlapping hoops plus cross-ties
 C : closed overlapping hoops plus cross-ties

Slika 93: Tipični detajl prečne armature za pravokotne armiranobetonske prereze (Vir: SIST EN 1998-2:2005)

V našem primeru znaša vrednost $s_{T1} = \min \left(\frac{800 \text{ mm}}{3}; 200 \text{ mm} \right) = 20,0 \text{ cm}$

Določimo potrebno prečno armaturo za objetje; standard določa izraze za potrebno mehanski prostorninski delež armature objetja.

$$\omega_{wd,r} \geq \max \left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,min} \right) \quad (9.79)$$

$$\omega_{w,req} \geq \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (9.80)$$

Pri tem je:

- A_c ... prečni prerez
 A_{cc} ... prečni prerez objetega dela prečnega prereza in se šteje do sredine prečne armature
 $\omega_{w,min}$... faktor v določen v nadaljevanju (Preglednica 30)

- λ ... faktor določen v nadaljevanju (Preglednica 30)
 ρ_L ... delež celotne vzdolžne armature

Preglednica 30: Najmanjše vrednosti λ in $\omega_{w,\min}$

Odziv na potres	λ	$\omega_{w,\min}$
Duktilno obnašanje	0,37	0,18
Delno duktilno obnašanje	0,28	0,12

$$\omega_{w,\text{req}} \geq \frac{500 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm}}{(500-2 \cdot 5,5-1,0) \text{ cm} \cdot (80-2 \cdot 5,5-1,0) \text{ cm}} 0,28 \cdot 0,106 + 0,13 \frac{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot (0,007 - 0,01) = 0,026 \quad (9.81)$$

$$\omega_{w,d,r} \geq \max\left(0,026; \frac{2}{3} \cdot 0,12\right) = 0,08 \quad (9.82)$$

$$\frac{A_{sw}}{s_l} = b \rho_w = b \omega_{wd} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (500 - 2 \cdot 5,5) \text{ cm} \cdot 0,08 \frac{1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,53 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad (9.83)$$

Če si izberemo $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme in premer stremen $\phi = 10$ mm, lahko izračunamo potrebno razdaljo med stremenimi.

$$s \leq \frac{\frac{\phi^2 \pi}{4}}{\left(\frac{A_{sw}}{s_l}\right)} = \frac{\frac{(1,0 \text{ cm})^2 \pi}{4}}{\left(\frac{1,53 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}}{22 + \sqrt{2}}\right)} = 11,9 \text{ cm} \quad (9.84)$$

Preveriti moramo še nevarnost uklona vzdolžne tlačne armature, ki mora biti preprečen vzdolž potencialnega mesta plastičnega členka. Da bi preprečili neugoden mehanizem, moramo upoštevati dodatno določilo glede omejitve razmaka med stremenimi $s_l \leq \delta d_{bl}$.

$$5 \leq \delta = 2,5 \left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}}\right) + 2,25 \leq 6 \quad (9.85)$$

Za razmerje $\left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}}\right)$ najdemo za jeklo za armiranje B500 B v dodatku C v standardu SIST EN 1992-1-1 podatek, da ta znaša $\left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}}\right) \geq 1,08$.

$$5 \leq \delta = 2,5 \cdot 1,08 + 2,25 = 4,95 \leq 6 \quad (9.86)$$

$$s_l \leq \delta d_{bl} = 5 \cdot 2,5 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm} \quad (9.87)$$

Da bi poenostavili izvedbo si izberemo razdaljo med stremenimi 10,0 cm; tako dobimo $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 10 / 10,0$ cm – POZ3, POZ4, POZ5, POZ6 ker ustreza vsem zgornjim določilom o potrebnih razmakih, potrebna strižna armatura pa je zaradi delovanja prečne sile večja kot je potrebna prečna armatura za objetje v skladu z EC8-2.

Preverimo ali izbrano dvostrizno streme $\phi 10 / 10,0$ cm, ki poteka po celotni širini prečnega prereza, zadostuje za prevzem prečne sile v prečni smeri, ki znaša $V_{z,Ed} = 2618$ kN (nezgodna in potresna projektna stanja).

$$\frac{A_{sw,z}}{s} = \frac{V_{z,Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{2618 \text{ kN}}{0,9 \cdot 768 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \cot 45^\circ} = 0,087 \text{ cm}^2 / \text{cm} \quad (9.88)$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 s \left(\frac{A_{sw,z}}{s}\right)}{\pi n}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10 \text{ cm} \left(0,087 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right)}{\pi \cdot 2}} = 7,4 \text{ mm} \quad (9.89)$$

Ker imamo dvostrizno streme $\phi 10$, je izbrana prečna armatura ustrezna. V ostalih prečnih prerezih znašajo prečne sile v prečni smeri $V_{z,Ed}$ še manj.

V skladu s SIST EN 1998-2:2005 določimo dolžino plastičnega členka, ki je v primeru, da je $\eta_k = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{ck}} \leq 0,3$ (pogoj je izpolnjen), določena kot:

- globina obravnavanega prečnega prereza, kar znaša 80 cm,
- razdalja od točke največjega upogibnega momenta do točke, kjer je vrednost upogibnega momenta manjša od 80 % upogibnega momenta, v programu odčitamo 80 % upogibnega momenta, ob vpetju na razdalji 56 cm od podpore.

Prečna armatura za objetje je potrebna v celotnem območju plastičnega členka; izven območja plastičnega členka lahko ocenimo potrebno prečno armaturo na druge načine.

9.5 Dimenzioniranje prereza loka ob koncu plastičnega členka

Preverimo prečni prerez, ki je za dolžino plastičnega členka od vpetja loka v temelj in ga v nadaljevanju označujemo z B-B. Ta prerez dodatno preverimo, ker v njem zaradi prečne sile V_{Ed} upoštevamo dodatno vzdolžno armaturo, za upogibno tlačno in natezno armaturo pa upoštevamo kar izračun iz programa Sofistik, saj smo v prejšnji točki dovolj jasno pokazali, da upogibno armaturo ustrezno izračuna.

$$A_{s,nat} = 78,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tl} = 69,5 \text{ cm}^2$$

Dodatna natezna sila ΔF_{td} , ki jo v vzdolžni armaturi povzroča prečna sila V_{Ed} , se lahko izračuna s sledečim izrazom; pri tem upoštevamo pripadajočo prečno silo za obtežno kombinacijo na katero smo izračunali potrebno vzdolžno armaturo.

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha) = 0,5 \cdot 2381 \text{ kN} (\cot 45^\circ - \cot 90^\circ) = 1191 \text{ kN} \quad (9.90)$$

Iz tega lahko na enostaven način določimo dodatno potrebno vzdolžno armaturo.

$$\Delta A_{sl} = \frac{\Delta F_{td}}{f_{yd}} = \frac{1191 \text{ kN}}{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 27,4 \text{ cm}^2 \quad (9.91)$$

Določimo celotno potrebno vzdolžno natezno armaturo:

$$A_s = A_{s,nat} + \Delta A_{sl} = 78,0 \text{ cm}^2 + 27,4 \text{ cm}^2 = 105,4 \text{ cm}^2 \quad (9.92)$$

Izberemo si enako upogibno natezno in tlačno armaturo kot za prerez A-A, da ne spreminjamo razmaka med upogibnimi palicami, ki je omejen s pravili o detajliranju v skladu s SIST EN 1998-2:2005 in da ne spreminjamo premera palic. Zato si izberemo enako upogibno armaturo in sicer spodnjo $25\phi 25 - \text{POZ8}$ in zgornjo $25\phi 25 - \text{POZ9}$, ob robovih pa $2 \times 2\phi 25 - \text{POZ10}$.

Standard SIST EN 1998-2:2005 navaja, da v primeru, ko je potrebna prečna armatura za objetje, jo moramo zagotoviti znotraj celotnega območja plastičnega členka. Izven območja plastičnega členka se količina prečne armature lahko drastično zmanjša do količine, potrebne v skladu z drugimi pogoji. Količina prečne armature v bližini teoretičnega konca plastičnega členka naj ne bo manjša od 50 % potrebne prečne armature v območju plastičnega členka.

V nadaljnjih računih absolutno gledano absolutno upoštevamo največjo prečno silo V_{Ed} in pripadajoči torzijski moment T_{Ed} izračunamo še potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile v skladu s SIST EN 1992-1-1 ter upoštevamo pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ in naklon prečne armature $\alpha = 90^\circ$.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{2130 \text{ kN}}{64,8 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \cot 45^\circ} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.93)$$

Izračunamo potrebno strižno armaturo zaradi torzijskega momenta.

$$\frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{T_{Ed} \tan \theta}{2 A_k f_{ywd}} = \frac{1773 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot \tan 45^\circ}{2 \cdot 21180 \text{ cm}^2 \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.94)$$

Združimo obe potrebni prečni armaturi.

$$\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sw,t}}{s} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.95)$$

Izračunana potrebna prečna armatura znaša vsaj 50 %, ki se potrebuje v območju plastičnega členka, zato upoštevamo izračunano potrebno prečno armaturo in ne dodatnega pogoja iz SIST EN 1998-2:2005.

Če si izberemo ponovno $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme in premer stremen $\phi = 10$ mm lahko izračunamo potrebno razdaljo med stremen.

$$s \leq \frac{\frac{\phi^2 \pi}{4}}{\left(\frac{A_{sw}}{s_l}\right)} = \frac{\frac{(1,0 \text{ cm})^2 \pi}{4}}{\left(\frac{0,86 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}}{22 + \sqrt{2}}\right)} = 21,4 \text{ cm} \quad (9.96)$$

Ker je največji razmak med palicami omejen na 15 cm si izberemo $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 10/15$ cm.

Izračunamo potrebno prečno armaturo ob koncu preklapa armature in v nadaljevanju označujemo prerez z B'-B'.

$$V_{Ed} = -1471 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 434 \text{ kNm}$$

Združimo obe potrebni prečni armaturi za največjo prečno silo in pripadajoči torzijski moment.

$$\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{1471 \text{ kN} \cdot 1,25}{64,8 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \cot 45^\circ} + \frac{434 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot \tan 45^\circ}{2 \cdot 21180 \text{ cm}^2 \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.97)$$

Če si izberemo $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme in premer stremen $\phi = 10$ mm, lahko izračunamo potrebno razdaljo med stremen.

$$s \leq \frac{\frac{\phi^2 \pi}{4}}{\left(\frac{A_{sw}}{s_l}\right)} = \frac{\frac{(1,0 \text{ cm})^2 \pi}{4}}{\left(\frac{0,68 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}}{22 + \sqrt{2}}\right)} = 27,0 \text{ cm} \quad (9.98)$$

Izberemo si enako kot za prerez B-B $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 10/15$ cm.

9.6 Dimenzioniranje prereza loka tik ob stiku s prekladno konstrukcijo

Preverimo prečni prerez tik ob vpetju loka v prekladno konstrukcijo, ki je na koti 18,68 m od opornika O1 oziroma 11,18 m od stebra S1. V nadaljevanju označujemo ta prerez s C-C. Izkaže se, da je potrebna spodnja vzdolžna armatura večja kot ob vpetju loka, saj so upogibni momenti večji in pripadajoča osna sila manjša. Merodajna obtežna kombinacija za dimenzioniranje je pri največjem upogibnem momentu in pri pripadajoči osni sili in pripadajočem upogibnem momentu okoli močne osi prečnega prereza loka.

$$M_{Ed,y} = 8441 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,prip} = -4782 \text{ kN}$$

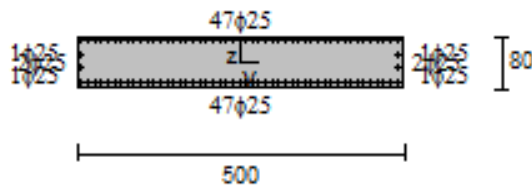
$$M_{Ed,z,prip} = 2433 \text{ kNm}$$

Program Sofistik je izračunal potrebno natezno vzdolžno armaturo.

$$A_{s,nat} = 223,8 \text{ cm}^2$$

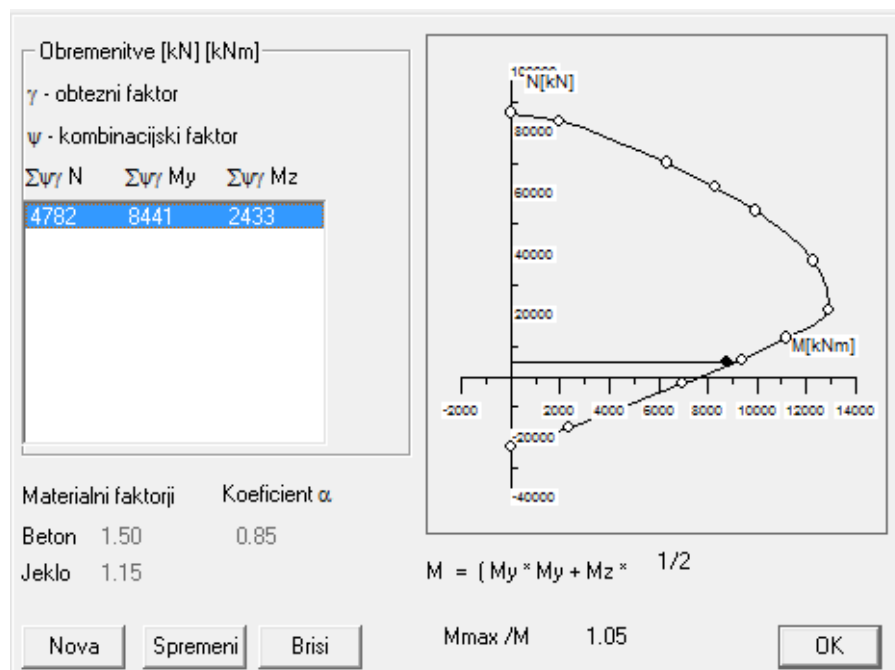
Po nekaj iteracijah si izberemo spodnjo vzdolžno armaturo $49\phi 25$ – POZ11, zgornjo vzdolžno armaturo $49\phi 25$ – POZ12 ob robovih pa $2 \times 2\phi 25$ – POZ13 (Slika 94).

C 30/37
 σ_{cj} 500 MPa
 Arm. od roba 8.0 cm
 $\mu = 1.25\%$



Slika 94: Geometrija prereza in izbrane armaturne palice za prerez C-C

Prikazujemo še interakcijski diagram za izbrano vzdolžno armaturo prečnega prereza C-C in kritično obtežno kombinacijo (Slika 95).



Slika 95: Interakcijski diagram pri kritični obtežni kombinaciji za vzdolžno armaturo prereza C-C

Izvedemo še kontrolo tlačnih diagonal pri kombinaciji torzijskih momentov in prečnih sil; pri tem upoštevamo štiri različne kombinacije (Preglednica 31).

Preglednica 31: Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal pri kombinaciji torzijskih momentov in prečnih sil za prerez C-C

	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Kontrola	
$V_{Ed,max}/V_{Rd,max} + T_{Ed,prp}/T_{Rd,max}$	3086	-366	0,25	< 1,0
$V_{Ed,min}/V_{Rd,max} + T_{Ed,prp}/T_{Rd,max}$	1343	257	0,12	< 1,0
$V_{Ed,prp}/V_{Rd,max} + T_{Ed,max}/T_{Rd,max}$	2486	613	0,24	< 1,0
$V_{Ed,prp}/V_{Rd,max} + T_{Ed,min}/T_{Rd,max}$	2165	-665	0,23	< 1,0

V nadaljnjih računih upoštevamo elastično prečno silo, ki se pojavi v tem prerezu qV_{Ed} in pripadajočo T_{Ed} ter izračunamo potrebno strižno armaturo zaradi prečne sile v skladu z SIST EN 1992-1-1. Upoštevamo še pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ in naklon prečne armature $\alpha = 90^\circ$. V sledečem računu zaradi prečne sile in torzijskega momenta združimo obe potrebni prečni armaturi.

$$\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sw,t}}{s} = \frac{1,2 \cdot 3086 \text{ kN}}{64,8 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \cot 45^\circ} + \frac{366 \cdot 100 \text{ kNcm} \cdot \tan 45^\circ}{2 \cdot 21180 \text{ cm}^2 \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (9.99)$$

Potrebna prečna armatura je zaradi kombinacije prečne sile in torzijskega momenta še vedno manjša kot je potrebna prečna armatura za objetje v skladu s SIST EN 1998-2:2005, pri tem pa je še vedno merodajen faktor $\omega_{w,\min}$, enako kot v prerezu A-A. Tako si izberemo enako prečno armaturo kot za prerez A-A, to je $22 + \sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 10/10$ cm.

9.7 Konstruiranje armature

Pri konstruiranju armature v loku L1 smo v temelju prikazali ustrezno sidranje vzdolžne armature. Upoštevali smo tudi simetrijo loka v vzdolžni smeri, kar smo označili na vzdolžnem prerezu. Na stiku loka s prekladno konstrukcijo smo konstruirali enako vzdolžno in prečno armaturo kot smo jo konstruirali tik ob stiku, pri tem se zavedamo, da bi morali v tem območju armaturo drugače konstruirati, izračunati bi morali tudi + vzdolžno in prečno armaturo v prekladni konstrukciji na tem območju. Ker je lok simetričen smo ločeno prikazali le tri prečne prereze A-A, B'-B' in C-C; na drugi strani loka so prečni prerezi enako konstruirani, kar je dovolj dobro razvidno iz armaturnih načrtov.

10 ZAKLJUČEK

V magistrski nalogi smo obravnavali nov most čez Kamniško Bistrico, pri čemer smo upoštevali obravnavan odlok Občine Kamnik, kjer je natančneje obravnavano širše območje, vključno s premostitvijo Kamniške Bistrice in Mlinščice. Razen prometne situacije ni bila izdelana nobena podrobnejša študija reliefa ali možnih premostitev, zato smo morali vse potrebne podatke in predvideno umeščanje opraviti popolnoma samostojno. Pomagali smo si s prometno situacijo iz občinskega odloka in s Smernicami za projektiranje cestnih premostitvenih objektov (mostov).

Ko smo s pomočjo portala PISO dovolj podrobno pregledali relief in razpone, smo v skladu s tehničnimi smernicami analizirali smiselne zasnove premostitve, pri tem pa smo upoštevali le armiranobetonske zasnove. Izbrali smo štiri konstrukcijske sisteme, ki bi lahko bili primerni v obravnavnem primeru. Za vse štiri variante smo opravili ravninsko statično analizo s programom SAP 2000. Primerjali smo največje navpične pomike, ekstremne vrednosti upogibnih momentov in potrebno vzdolžno armaturo v prekladni konstrukciji. Kot najbolj optimalna zasnova se je izkazal ločni most z dodatnima vertikalnima stebroma in prekladno konstrukcijo s polno armiranobetonsko ploščo.

Po izbiri najbolj primerne konstrukcijske sistema smo bolj natančno obravnavali različne geometrijske zasnove loka. V splošnem smo v obravnavnem primeru lok zasnovali tako, da je pri vplivu stalne obtežbe celoten element tlačni in se v njem pojavljajo relativno majhni upogibni momenti, ki se ob upoštevanju ostalih neugodnih in koristnih obtežb povečajo. Analizirali smo tri različne geometrije loka. Ugotovili smo, da ena ni primerna za obravnavani most, primerjava ostalih dveh geometrijskih krivulj pa je pokazala relativno majhna odstopanja. Ugotovili smo, da je v obravnavani konstrukciji najbolj primerna parabolična oblika. Slednjo smo upoštevali pri bolj natančni analizi konstrukcije, ki smo jo naredili s pomočjo programa Sofistik.

Nato smo analizirali projektirane materiale, geološke lastnosti temeljnih tal in ostale potrebne karakteristike. Analizirali smo tudi stalne, koristne, neugodne in potresne vplive na konstrukcijo; že tekom analiz smo ugotovili, da vetrna obtežba v obtežnih kombinacijah ni merodajna, saj je ta vpliv zanemarljiv v primerjavi s potresnim vplivom. Ker je lok pretežno tlačno obremenjen element, je njegova duktilnost razmeroma majhna, oziroma ne moremo pričakovati, da se lahko v njem pojavijo velike plastične deformacije. Zato je v standardu Evrokod 8/2 za armiranobetonske loka predvidena razmeroma majhna vrednost faktorja obnašanja $q = 2,0$ v primeru duktilnega in $q = 1,2$ v primeru delno duktilnega odziva. V nalogi smo se odločili, da bomo obravnavali delno duktilen odziv.

Prostorsko statično analizo smo izvajali s programom Sofistik, ločeno smo analizirali mostno konstrukcijo za stalna in začasna projektna stanja ter za neugodna in potresna projektna stanja. Za določitev obremenitev pri potresnem vplivu smo uporabili modalno analizo z ustreznim spektrom pospeškov. Konstrukcijo smo analizirali tako v vzdolžni kot tudi v prečni smeri.

Po izvedeni analizi smo se lotili dimenzioniranja loka, ki je glavni podporni konstrukcijski element mostu. Preverili smo štiri značilne in merodajne prečne prereze. Ob tem smo upoštevali tudi to da je lok simetričen v vzdolžni smeri, kar nam je olajšalo delo. Potrebno vzdolžno in prečno armaturo v posameznih izbranih prerezi smo določili v skladu z Evrokod standardi. V večini primerov je bila za dimenzioniranje merodajna kombinacija s potresno obtežbo. V področju potencialnih plastičnih členkov smo ustrezno konstruirali prečno armaturo, ki zagotavlja zadostno objetje in preprečuje uklon upogibne armature. Strižno armaturo smo določili z metodo načrtovanja nosilnosti.

Po končanem dimenzioniranju in konstruiranju smo izdelali ustrezne armaturne načrte loka, pri tem smo v temelju loka prikazali le sidranje vzdolžne armature. Na stiku loka s prekladno konstrukcijo smo prikazali le vzdolžno in prečno armaturo, ki smo jo določili na osnovi analize loka. V kompletnem armaturnem načrtu, bi morali še določiti potrebno armaturo v prekladni konstrukciji in dopolniti armaturni načrt s posebej oblikovano armaturo na stiku loka in preklade.

VIRI

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

Calgaro, J.-A., Tschumi, M., Gulvanessian, H. 2010. Designers Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges. EN 1991-2. EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 to 1-7 and EN 1990 Annex A2. London, Thomas Telford: 250 str.

Hajdin, N., Hiha, Ž. in Maksimović, M. 1979. Statika konstrukcija, Beograd: 427 str.

Občina Kamnik. 2004. Odlok o lokacijskem načrtu območja B7 Kovinarska - vzhodni del. Kamnik. str. 22.

PISO. 2016. Prostorski informacijski sistem občin. <http://www.geoprostor.net/piso/> (Pridobljeno 6. 6. 2016.)

Republika Slovenija, Ministrstvo za promet, Republika Slovenija, Ministrstvo za promet. 2001. Smernice za projektiranje cestnih premostitvenih objektov (mostov).

Schrott, T., 2013. Geološko geomehansko poročilo - Nadomestna Titanova brv čez Kamniško Bistrico: 18 str..

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

SIST EN 1990:2002/A1:2005. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

SIST EN 1991-1-4:2004. Evrokod 1. Splošni vplivi – Vplivi vetra

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1. Vplivi na konstrukcije – 1-4.del Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-5:2004. Evrokod 1. Splošni vplivi – Toplotni vplivi.

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

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij -1-1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1:2005/A1010:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij -1-1 del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje.

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

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006 Evrokod – Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1998-2:2006/A101:2007: Evrokod - Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih - 2.del: Mostovi – Nacionalni dodatek.

Ta stran je namenoma prazna.

PRILOGA A – REZULTATI STATIČNE ANALIZE

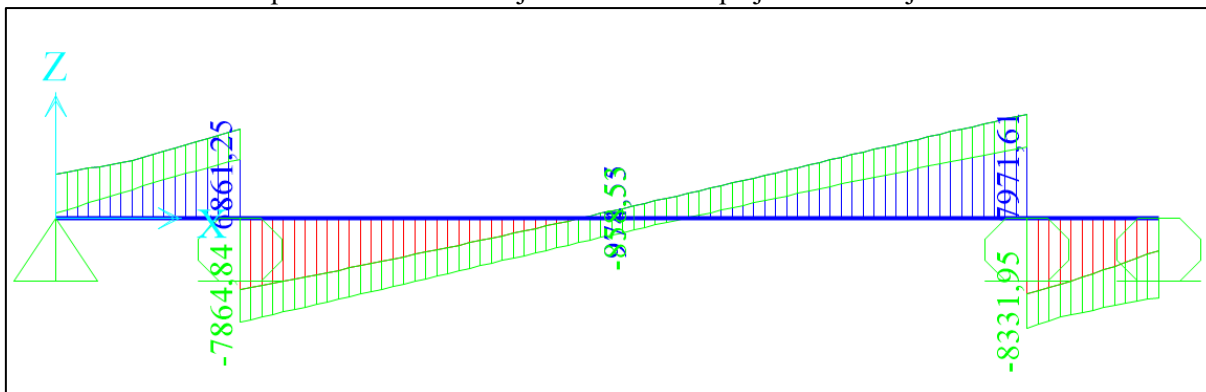
A.1 Rezultati iz programa SAP2000 za preliminarne analize

A.1.1 Rezultati statične analize kontinuirne grede preko treh polj



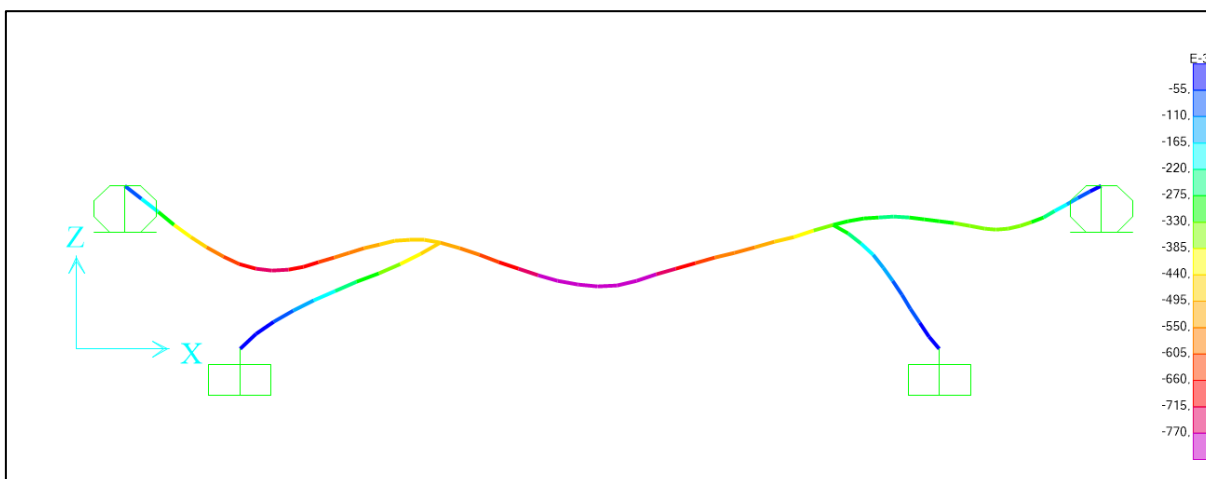
Slika 96: Pomiki u_z konstrukcije [cm]

Osne sile so enake nič po celotni konstrukciji zaradi načina vpetja konstrukcije.

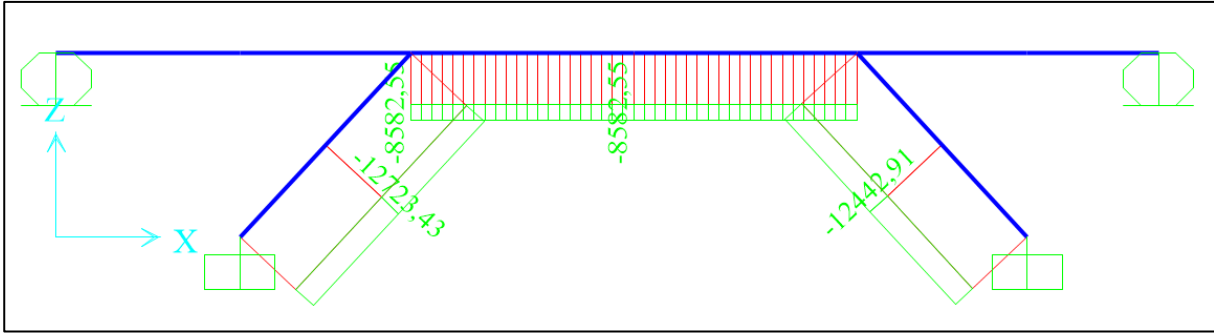


Slika 97: Prečne sile [kN]

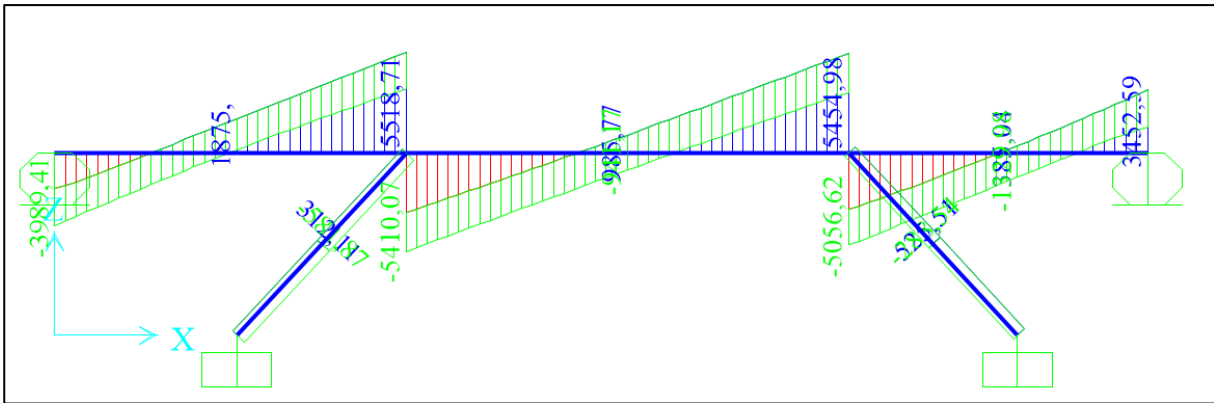
A.1.2 Rezultati statične analize za okvirno konstrukcijo s tremi razponi in s poševnima stebroma



Slika 98: Pomiki u_z konstrukcije [cm]

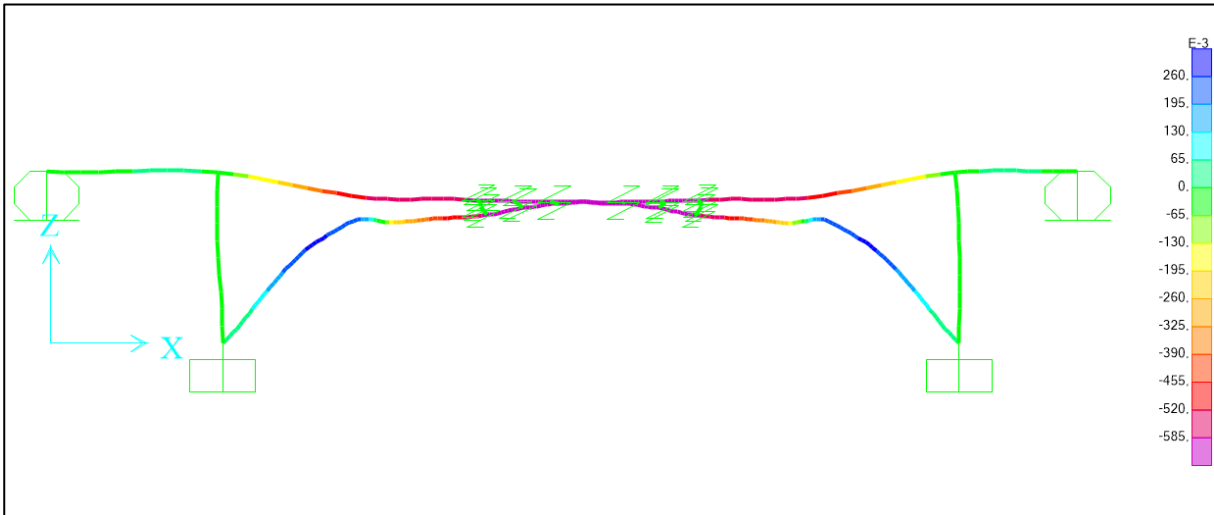


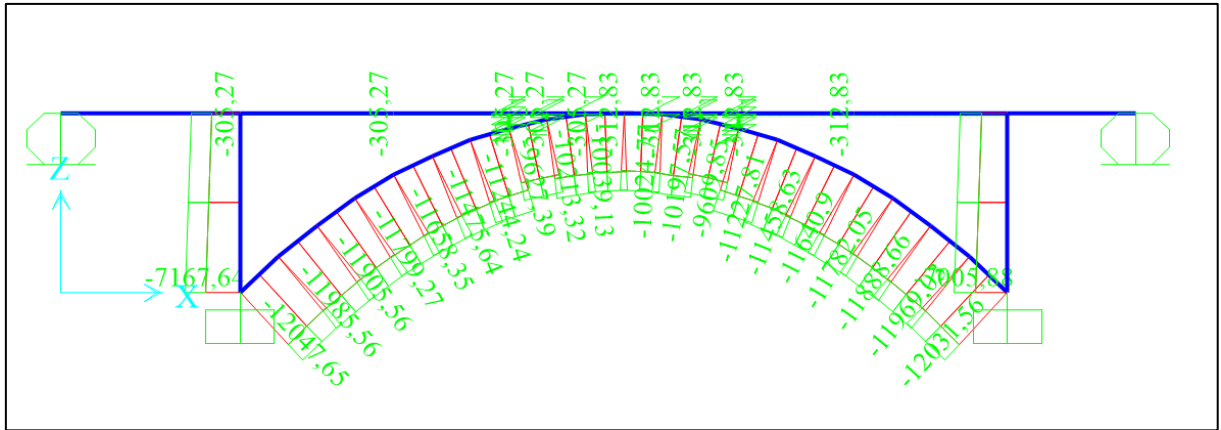
Slika 99: Osne sile [kN]



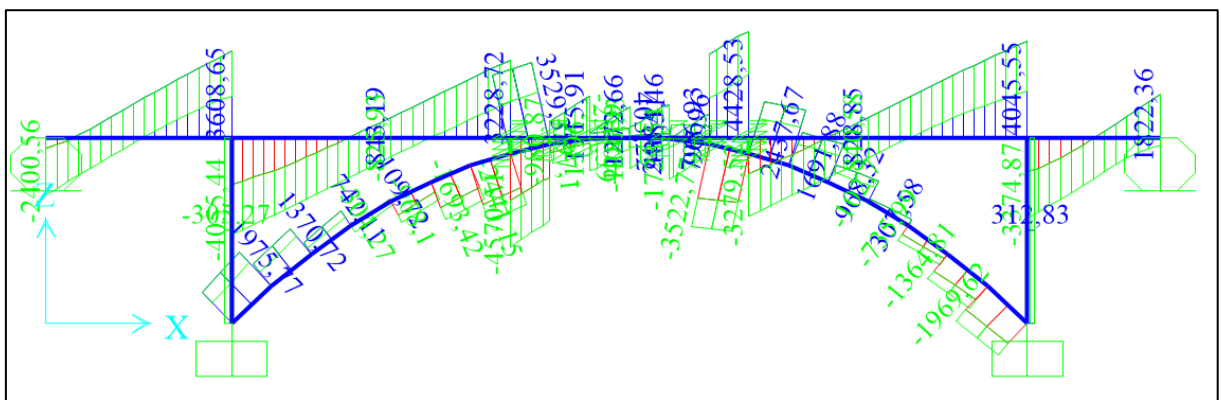
Slika 100: Prečne sile [kN]

A.1.3 Rezultati statične analize vpetega loka

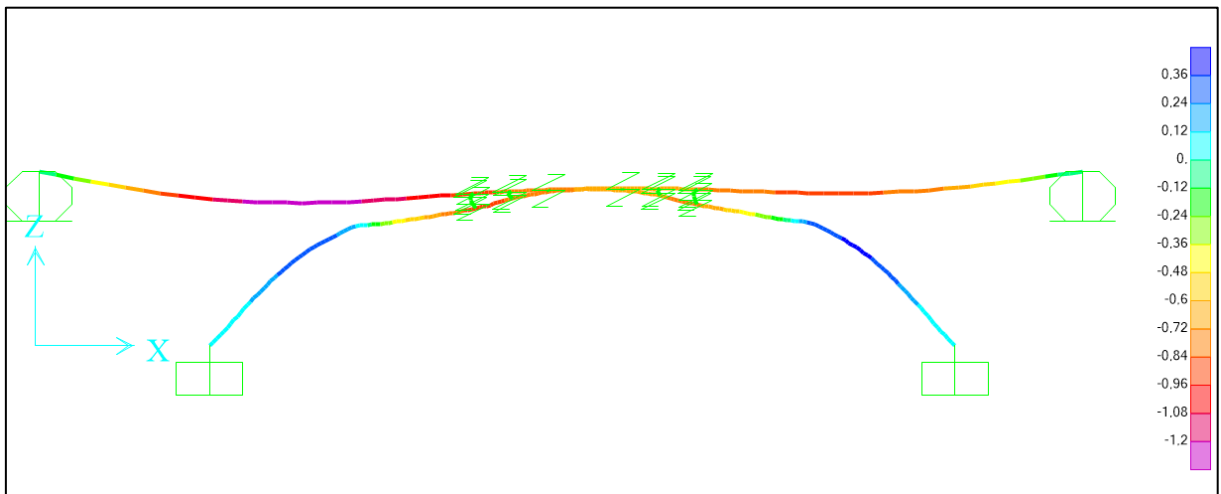
Slika 101: Pomiki u_z konstrukcije [cm]



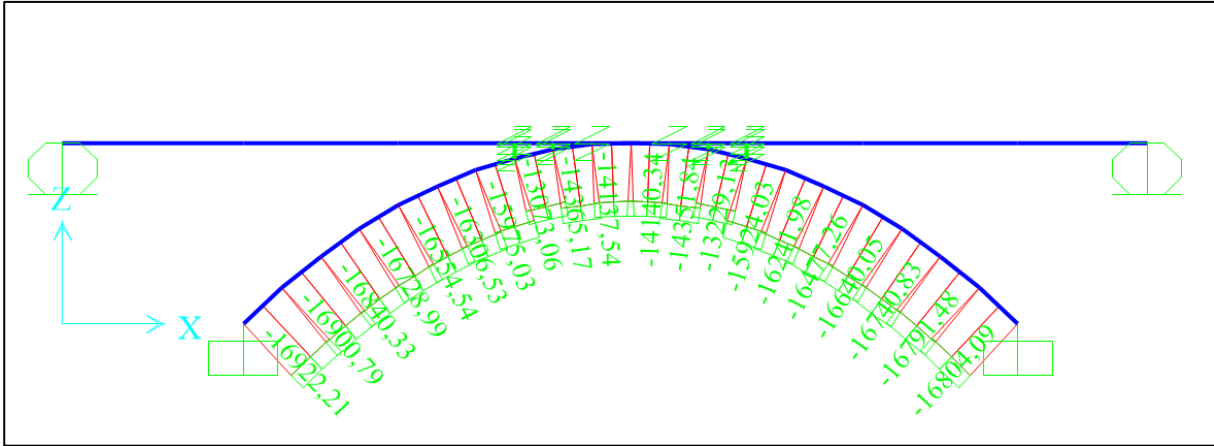
Slika 102: Osne sile [kN]



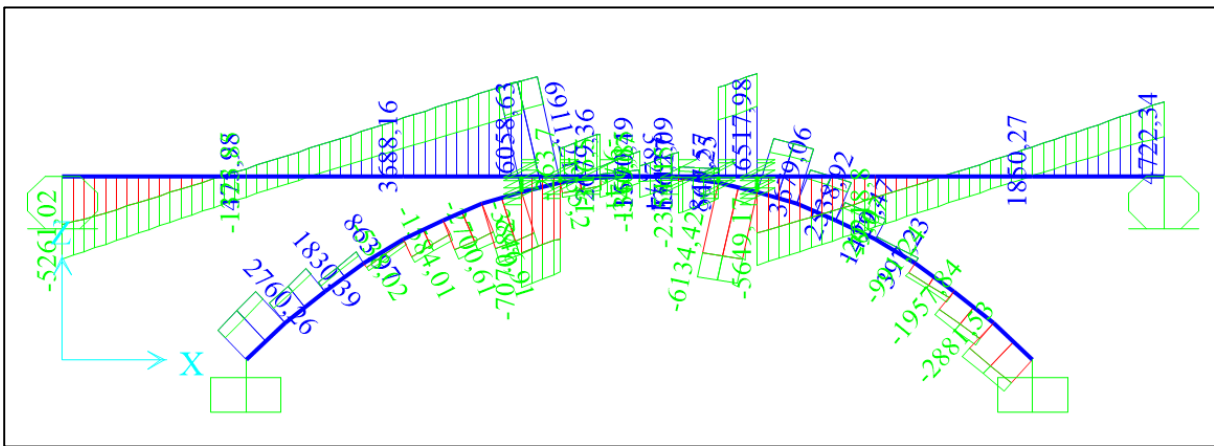
A.1.4 Rezultati statične analize vpetega loka z rebrasto ploščo



Slika 103: Pomiki u_z konstrukcije [cm]



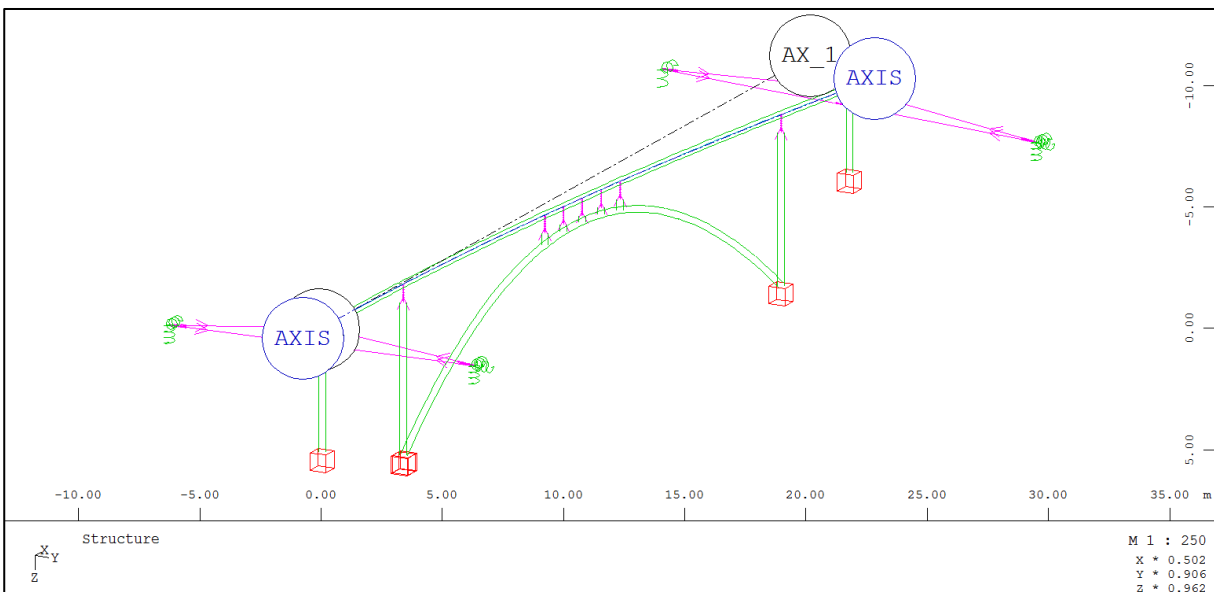
Slika 104: Osne sile [kN]



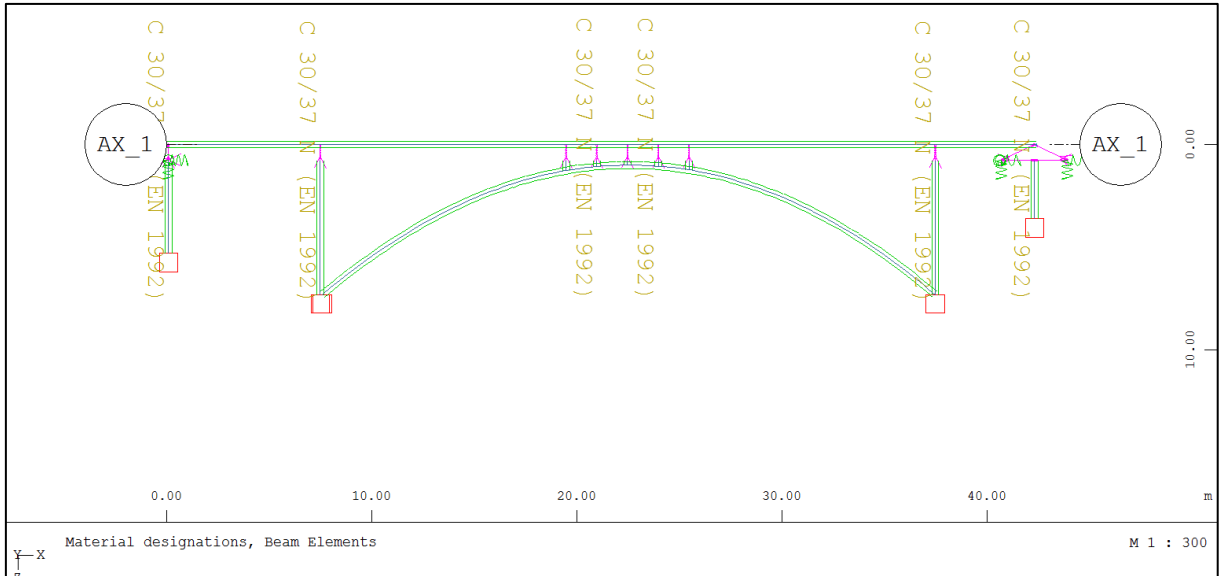
Slika 105: Prečne sile [kN]

A.2 Rezultati iz programa Sofistik za analizirano konstrukcijo

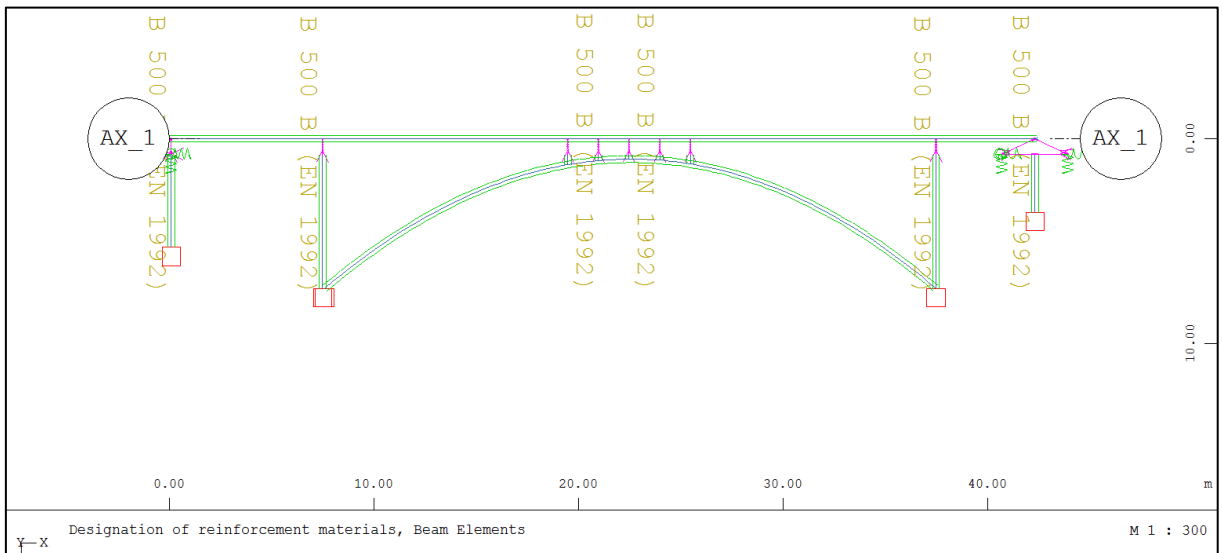
A.2.1 Geometrija, materiali in obtežbe



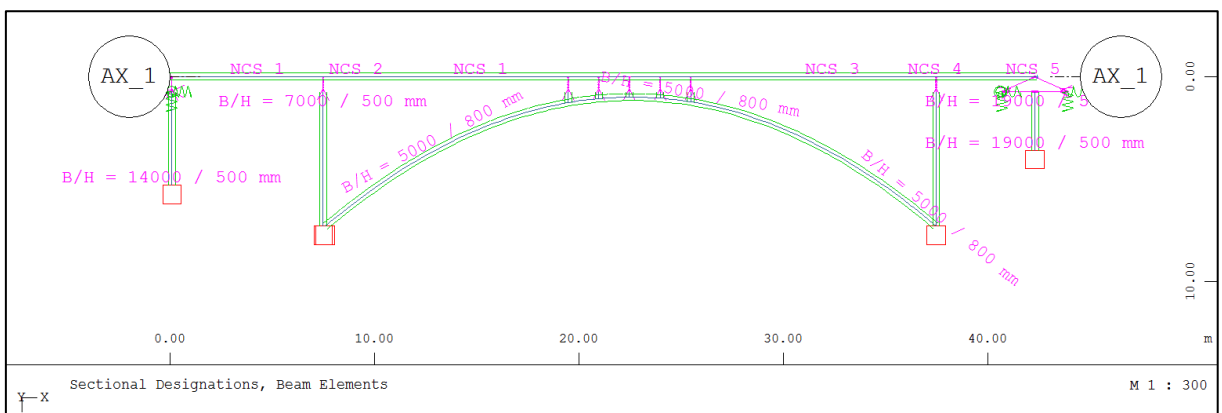
Slika 106: Osnovna 3D geometrija konstrukcije



Slika 107: Upoštevan trdnostni razred betona za posamezne konstrukcijske elemente



Slika 108: Upoštevana tip armature v programu



Slika 109: Oznake posameznih prečnih prerezov

Mat 1 C 30/37 N (EN 1992)

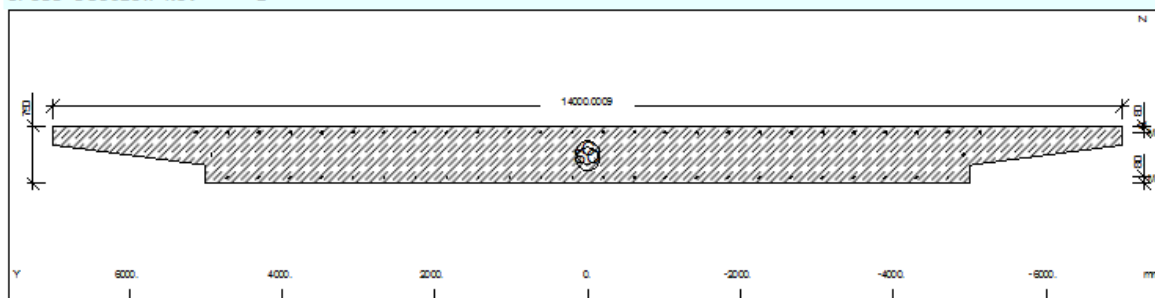
Young's modulus	E	32840	[N/mm2]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	25.50	[MPa]
Shear modulus	G	13680	[N/mm2]	Nominal strength	fck	30.00	[MPa]
Compression modulus	K	18240	[N/mm2]	Tensile strength	fctm	2.90	[MPa]
Weight	γ	25.0	[kN/m3]	Tensile strength	fctk,05	2.03	[MPa]
Density	ρ	2400.00	[kg/m3]	Tensile strength	fctk,95	3.77	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	3.04	[MPa]
				Service strength	fcm	38.00	[MPa]
				Fatigue strength	fcd,fat	14.96	[MPa]
				Tensile strength	fctd	1.35	[MPa]

Mat 2 B 500 B (EN 1992)

Young's modulus	E	200000	[N/mm2]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	500.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[N/mm2]	Compressive yield	fyc	500.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[N/mm2]	Tensile strength	ft	540.00	[MPa]
Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	540.00	[MPa]
Density	ρ	7850.00	[kg/m3]	Ultimate strain		50.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	152.17	[MPa]

Slika 110: Definicija materialov

Cross section No. 1



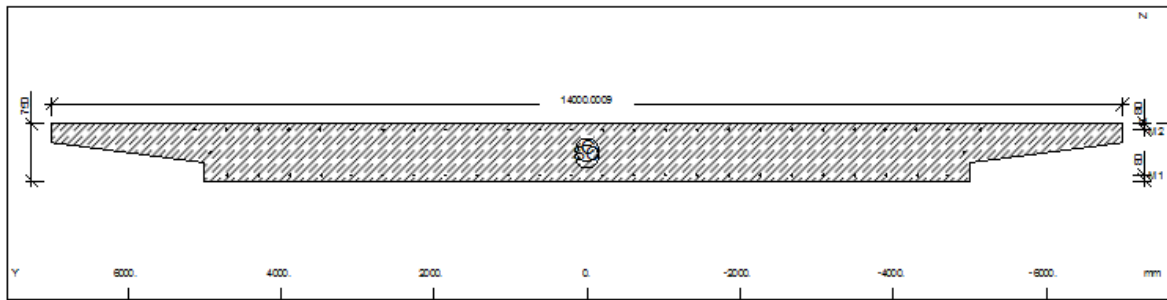
Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	1	9.1592E+00	6.733E+00	4.249E-01	0.0	0.0	32840	225.67
	2	1.457E+00	5.120E+00	1.171E+02	345.4	432.9	13680	
		8.1578E+00		3.816E-01	0.0	0.0		(effective)
				7.837E+01	366.1	432.9		
= Composit with materials: 1								
SNo	section number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre			
Mat	material number		E[N/mm2]		Young's modulus			
A[m2]	sectional area		g[kN/m]		weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area		MRf		reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		It[m4]		torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]		Shear modulus			

Slika 111: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 1

Cross section No. 2



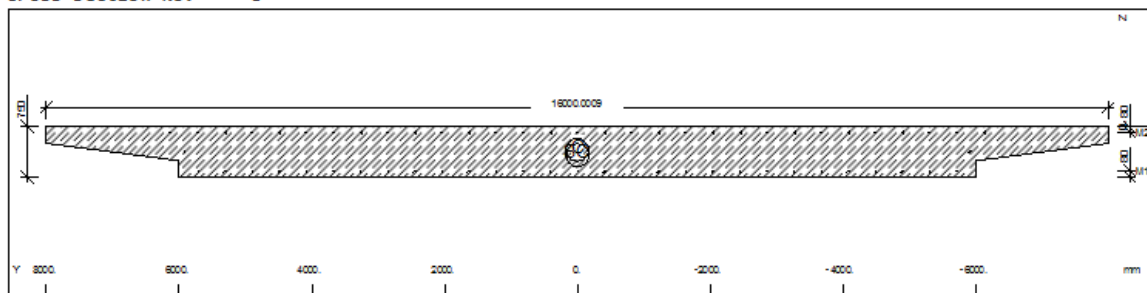
Cross section No. 2

Static properties of cross section

SNO	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
		It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]		
2	1	9.1592E+00	6.733E+00	4.249E-01	0.0	0.0	32840	225.67
	2	1.457E+00	5.120E+00	1.171E+02	345.4	432.9	13680	
		8.1578E+00		3.816E-01	0.0	0.0	(effective)	
				7.837E+01	366.1	432.9		
= Composit with materials: 1								
SNO		section number		ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre			
Mat		material number		E[N/mm2]	Young's modulus			
A[m2]		sectional area		g[kN/m]	weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]		transverse shear deformation area		MRF	reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]		bending moment of inertia		It[m4]	torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]	Shear modulus			

Slika 112: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 2

Cross section No. 3



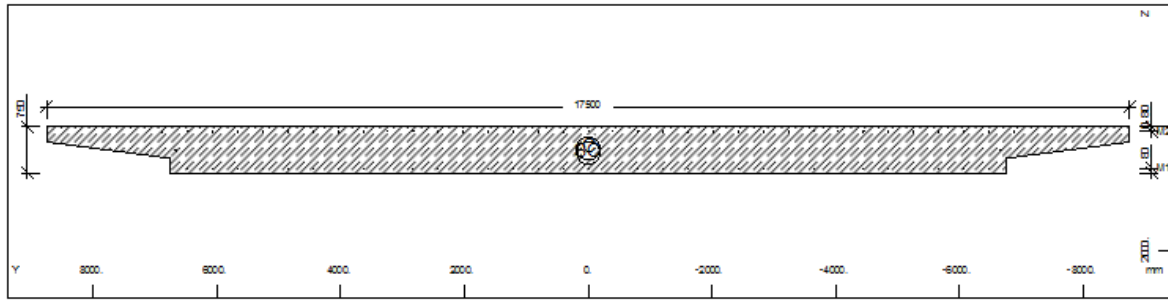
Cross section No. 3

Static properties of cross section

SNO	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
		It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]		
3	1	1.0684E+01	8.013E+00	4.985E-01	0.0	0.0	32840	263.17
	2	1.739E+00	6.188E+00	1.830E+02	349.6	428.8	13680	
		9.6823E+00	3.328E+02	4.542E-01	0.0	0.0	(effective)	
				1.308E+02	367.5	428.8		
= Composit with materials: 1								
SNO		section number		ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre			
Mat		material number		E[N/mm2]	Young's modulus			
A[m2]		sectional area		g[kN/m]	weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]		transverse shear deformation area		MRF	reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]		bending moment of inertia		It[m4]	torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]	Shear modulus			

Slika 113: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 3

Cross section No. 4



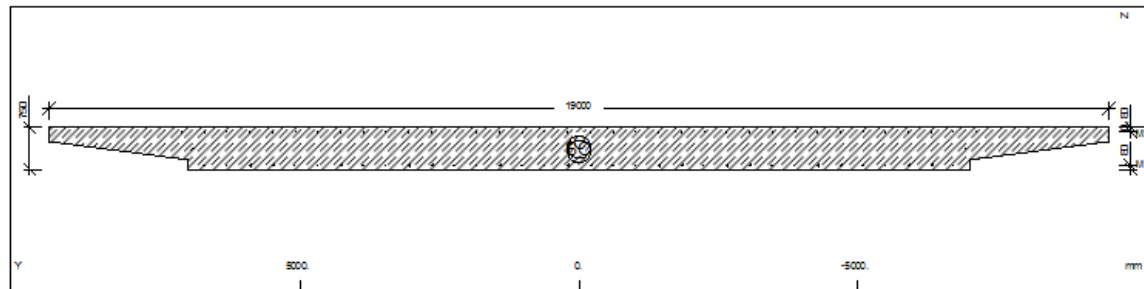
Cross section No. 4

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
4	1	1.1798E+01	8.889E+00	5.510E-01	0.0	0.0	32840	291.29
	2	1.950E+00	6.889E+00	2.457E+02	352.0	425.7	13680	
		1.0796E+01		5.061E-01	0.0	0.0		(effective)
				1.821E+02	368.3	425.7		
= Composit with materials: 1								
SNo	section number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre			
Mat	material number		E[N/mm2]		Young's modulus			
A[m2]	sectional area		g[kN/m]		weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area		MRf		reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		It[m4]		torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]		Shear modulus			

Slika 114: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 4

Cross section No. 5



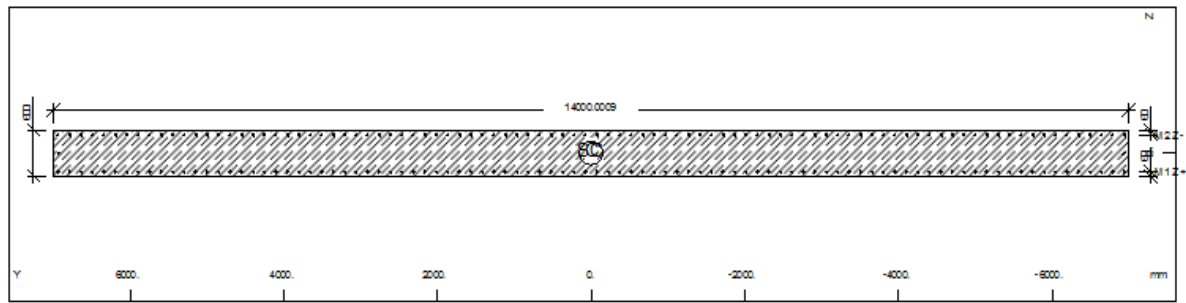
Cross section No. 5

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
5	1	1.2724E+01	9.242E+00	5.862E-01	0.0	0.0	32840	314.32
	2	2.088E+00	7.654E+00	3.108E+02	349.4	429.4	13680	
		1.1249E+01		5.256E-01	0.0	0.0		(effective)
				2.059E+02	369.4	429.4		
= Composit with materials: 1								
SNo	section number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre			
Mat	material number		E[N/mm2]		Young's modulus			
A[m2]	sectional area		g[kN/m]		weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area		MRf		reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		It[m4]		torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]		Shear modulus			

Slika 115: Prečni prerez prekladne konstrukcije NCS 5

Cross section No. 701 - B/H = 14000 / 600 mm



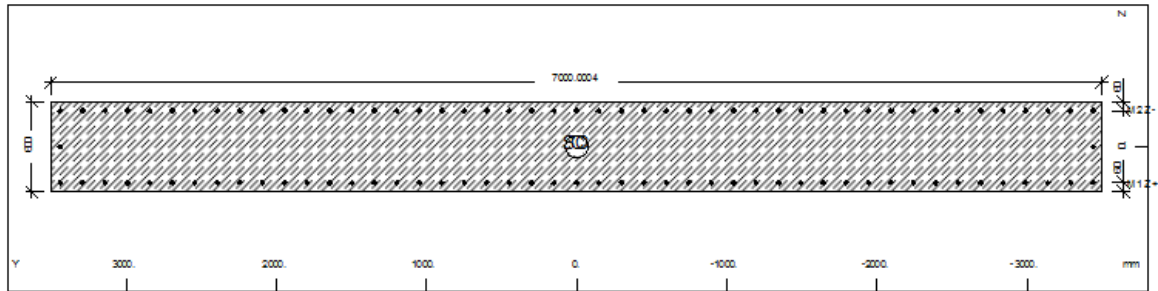
Cross section No. 701 - B/H = 14000 / 600 mm

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
		It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					
701	1	8.4000E+00	7.000E+00	2.520E-01	0.0	0.0	32840	210.00
	2	9.808E-01	7.000E+00	1.372E+02	0.0	0.0	13680	
= B/H = 14000 / 600 mm								
= (D-As 60 / 60 mm)								
SNo	section number			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre		
Mat	material number			E[N/mm2]		Young's modulus		
A[m2]	sectional area			g[kN/m]		weight per length		
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area			MRF		reinforcement material number		
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia			It[m4]		torsional moment of inertia		
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid			G[N/mm2]		Shear modulus		

Slika 116: Prečni prerez opornika O1

Cross section No. 702 - B/H = 7000 / 600 mm



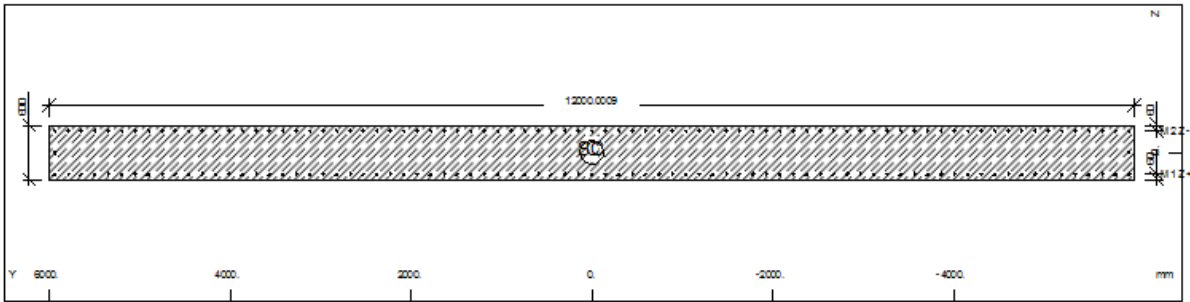
Cross section No. 702 - B/H = 7000 / 600 mm

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
		It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					
702	1	4.2000E+00	3.500E+00	1.260E-01	0.0	0.0	32840	105.00
	2	4.768E-01	3.500E+00	1.715E+01	0.0	0.0	13680	
702 = B/H = 7000 / 600 mm								
= (D-As 60 / 60 mm)								
SNo	section number			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre		
Mat	material number			E[N/mm2]		Young's modulus		
A[m2]	sectional area			g[kN/m]		weight per length		
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area			MRF		reinforcement material number		
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia			It[m4]		torsional moment of inertia		
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid			G[N/mm2]		Shear modulus		

Slika 117: Prečni prerez navpičnega stebra S1

Cross section No. 706 - B/H = 12000 / 600 mm



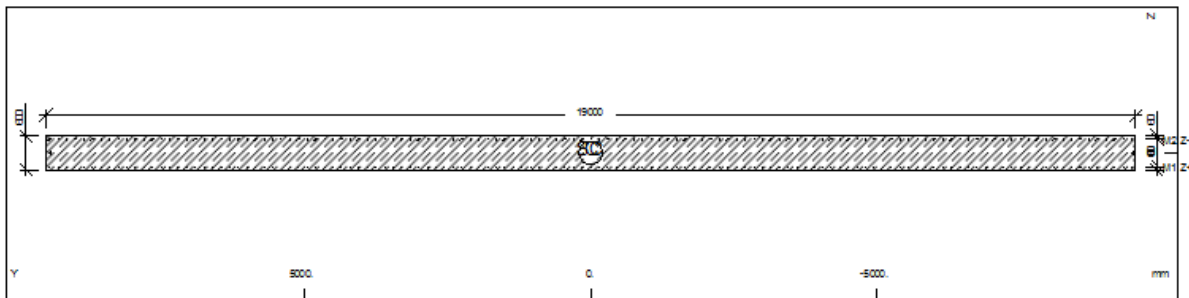
Cross section No. 706 - B/H = 12000 / 600 mm

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRF	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
706	1	7.2000E+00	6.000E+00	2.160E-01	0.0	0.0	32840	180.00
	2	8.368E-01	6.000E+00	8.640E+01	0.0	0.0	13680	(CENTR)
= B/H = 12000 / 600 mm								
= (D-As 60 / 60 mm)								
SNo	section number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre			
Mat	material number		E[N/mm2]		Young's modulus			
A[m2]	sectional area		g[kN/m]		weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area		MRF		reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		It[m4]		torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]		Shear modulus			

Slika 118: Prečni prerez navpičnega stebra S2

Cross section No. 707 - B/H = 19000 / 600 mm



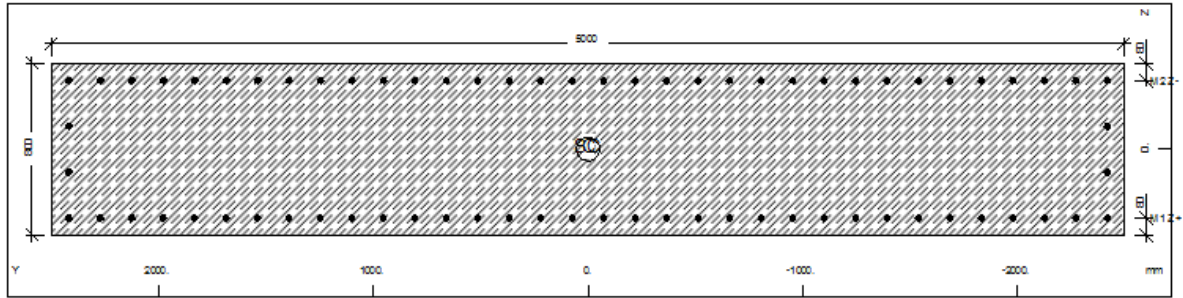
Cross section No. 707 - B/H = 19000 / 600 mm

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRF	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
707	1	1.1400E+01	9.500E+00	3.420E-01	0.0	0.0	32840	285.00
	2	1.341E+00	9.500E+00	3.430E+02	0.0	0.0	13680	(CENTR)
= B/H = 19000 / 600 mm								
= (D-As 60 / 60 mm)								
SNo	section number		ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre			
Mat	material number		E[N/mm2]		Young's modulus			
A[m2]	sectional area		g[kN/m]		weight per length			
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area		MRF		reinforcement material number			
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		It[m4]		torsional moment of inertia			
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid		G[N/mm2]		Shear modulus			

Slika 119: Prečni prerez opornika O2

Cross section No. 900 - B/H = 5000 / 800 mm

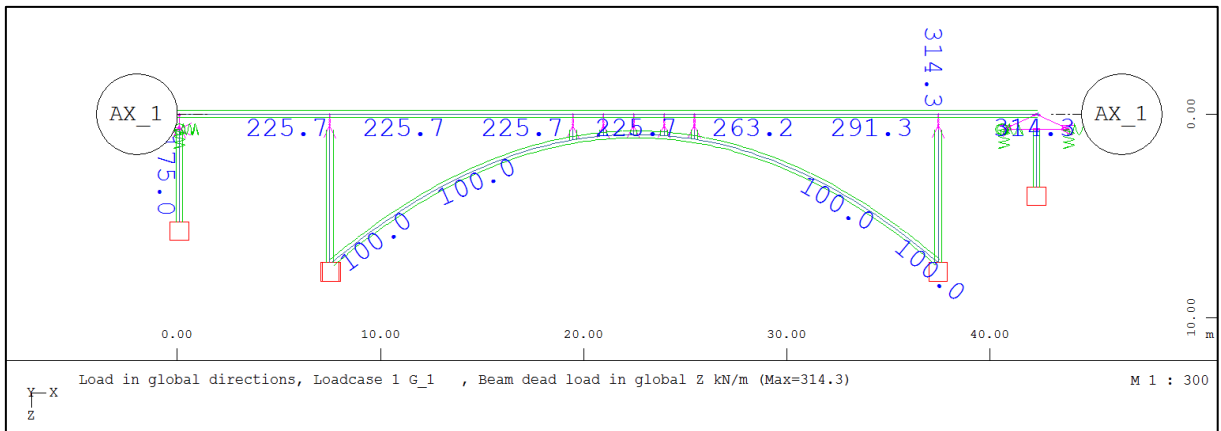


Cross section No. 900 - B/H = 5000 / 800 mm

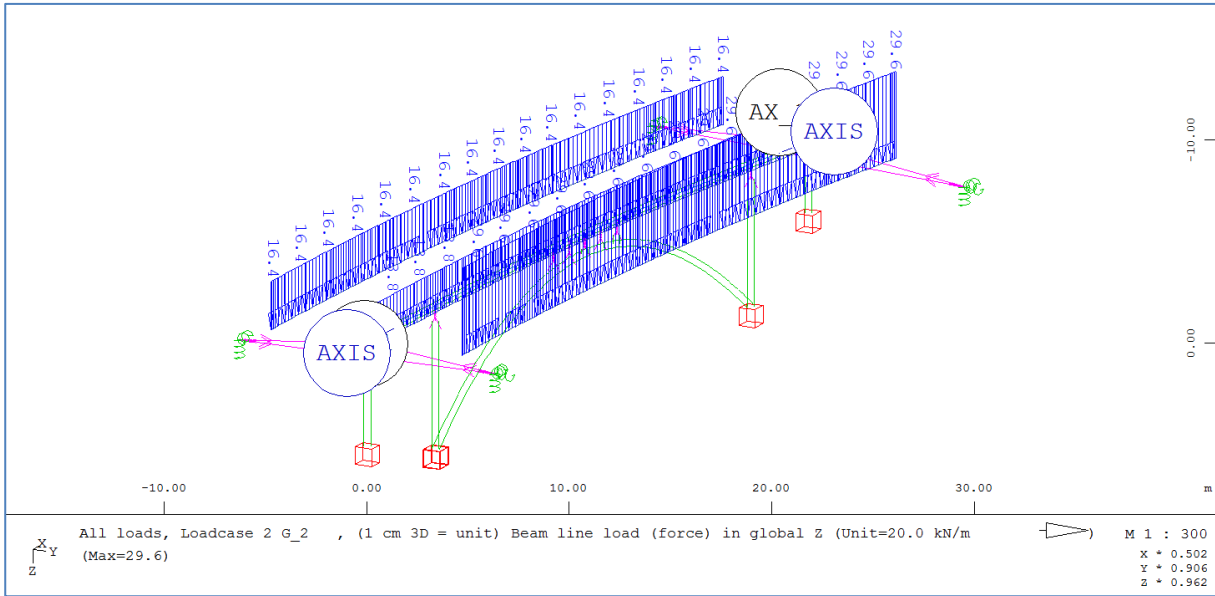
Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRF	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					(CENTR)
900	1	4.0000E+00	3.333E+00	2.133E-01	0.0	0.0	32840	100.00
	2	7.673E-01	3.333E+00	8.333E+00	0.0	0.0	13680	
= B/H = 5000 / 800 mm								
= (D-As 80 / 80 mm)								
SNo	section number			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre		
Mat	material number			E[N/mm2]		Young's modulus		
A[m2]	sectional area			g[kN/m]		weight per length		
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area			MRF		reinforcement material number		
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia			It[m4]		torsional moment of inertia		
yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid			G[N/mm2]		Shear modulus		

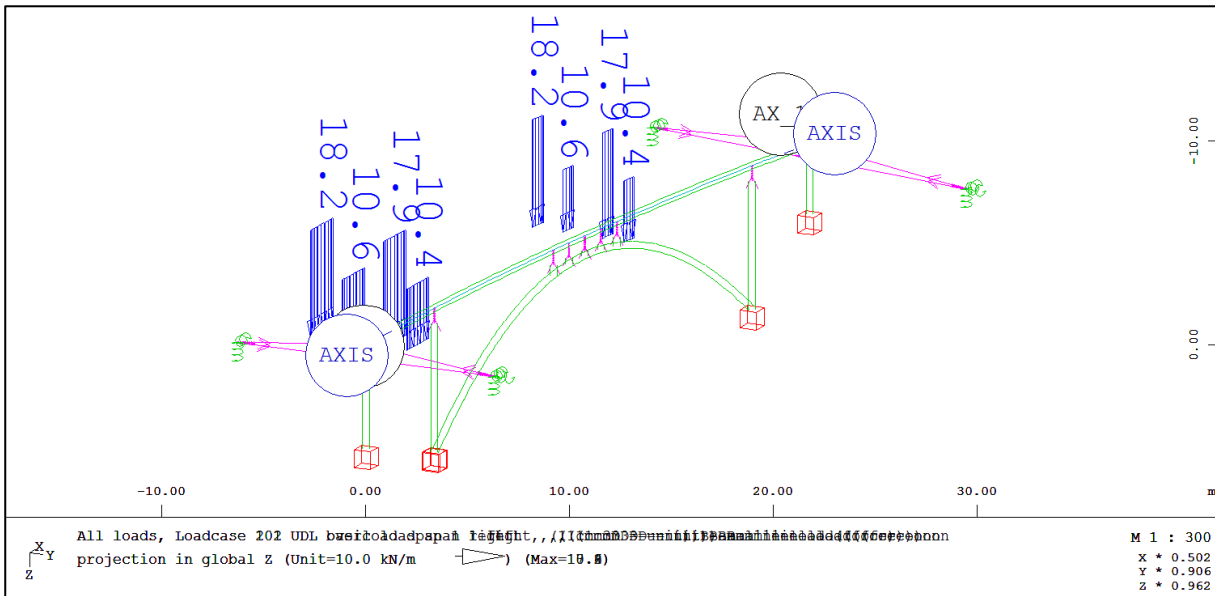
Slika 120: Prečni prerez loka L1



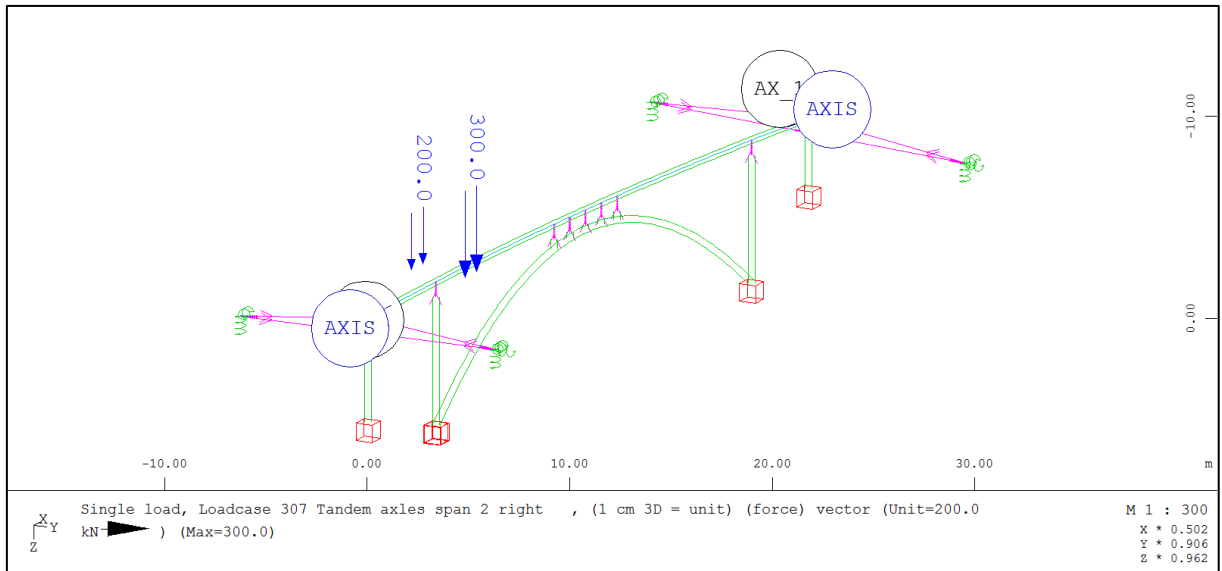
Slika 121: Lastna teža G_1 konstrukcijskih elementov, ki jih program sam upošteva



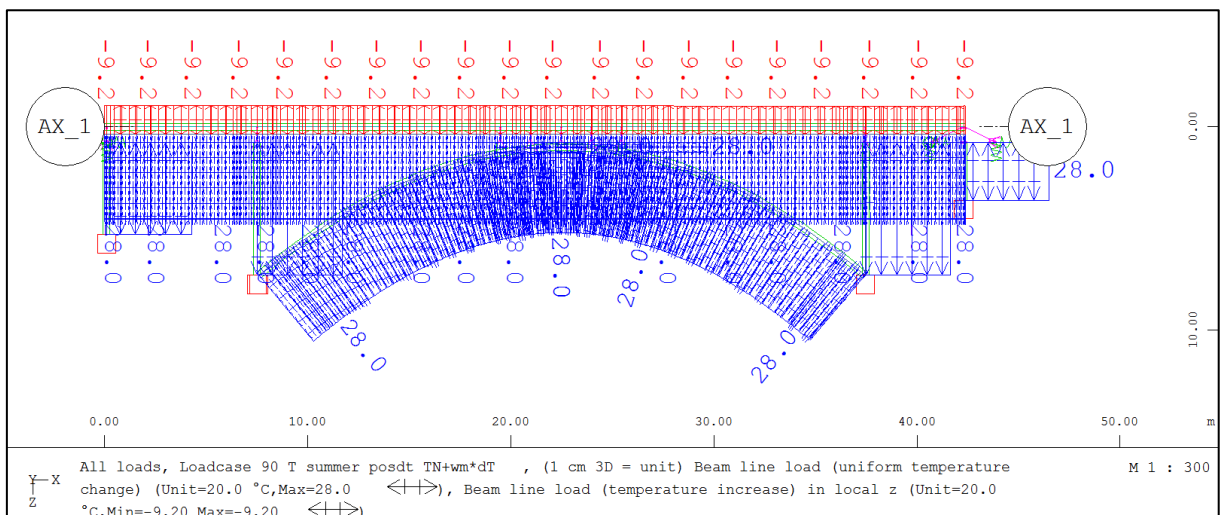
Slika 122: Lastna in stalna teža G₂ (hodniki, hidroizolacija, asfalt, ograja, robni venci)



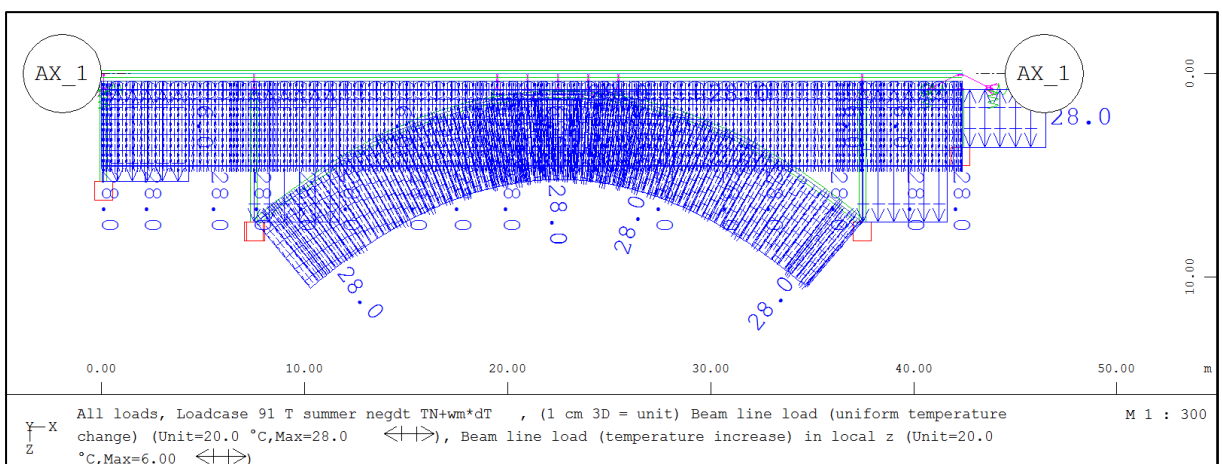
Slika 123: Porazdeljena prometna obtežba za gr1, ki jo program razdeli na več odsekov



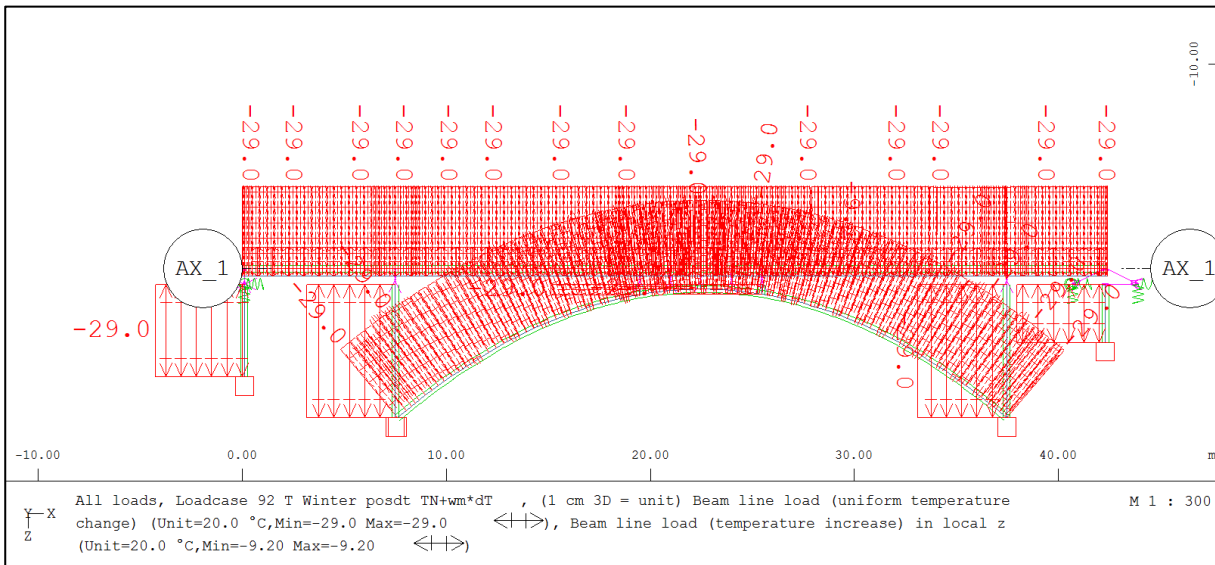
Slika 124: Koncentrirana prometna obtežba gr1



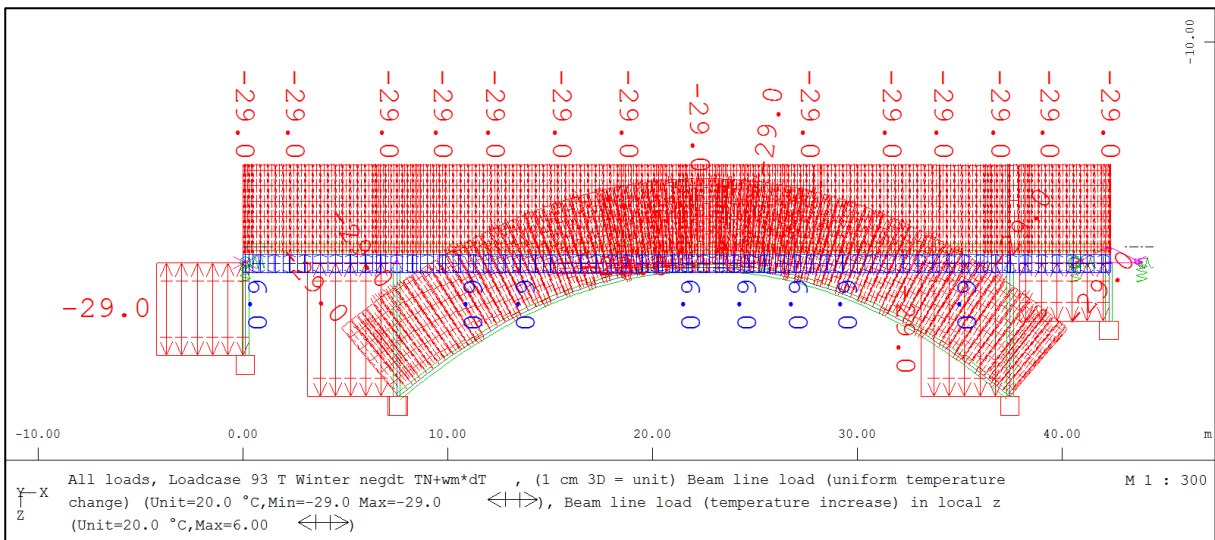
Slika 125: Temperaturna kombinacija 1



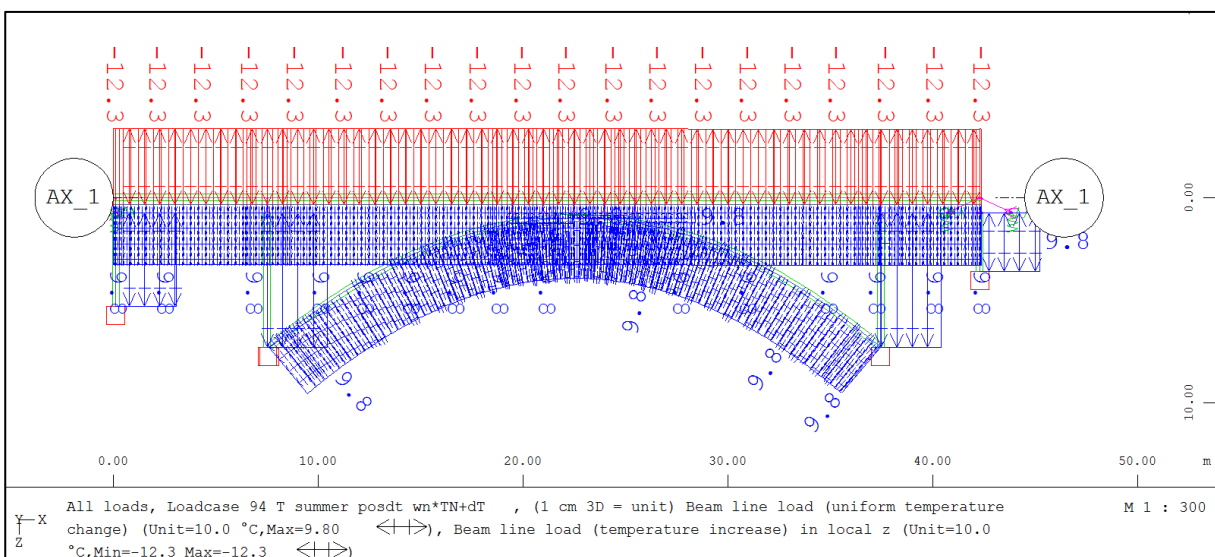
Slika 126: Temperaturna kombinacija 2



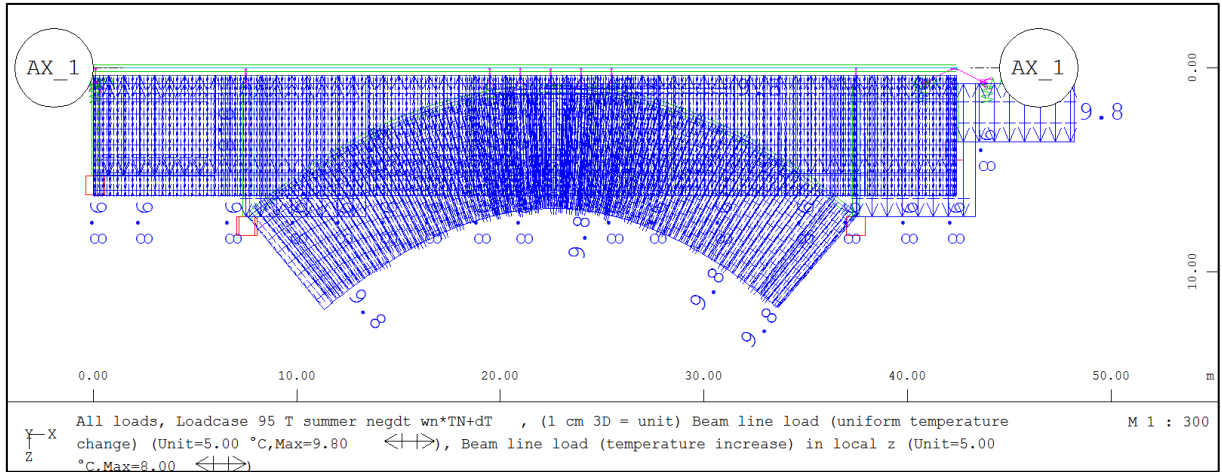
Slika 127: Temperaturna kombinacija 3



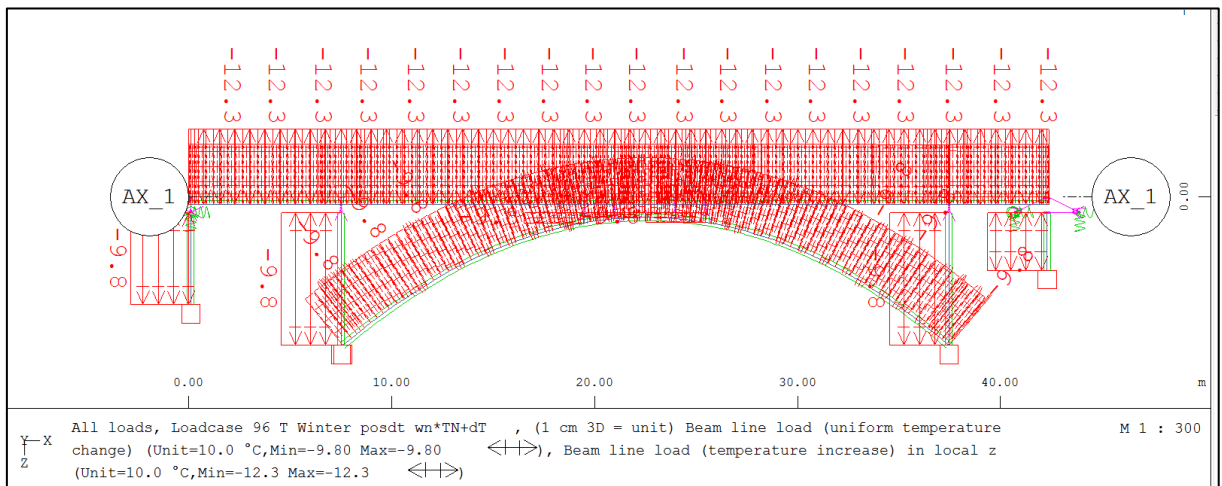
Slika 128: Temperaturna kombinacija 4



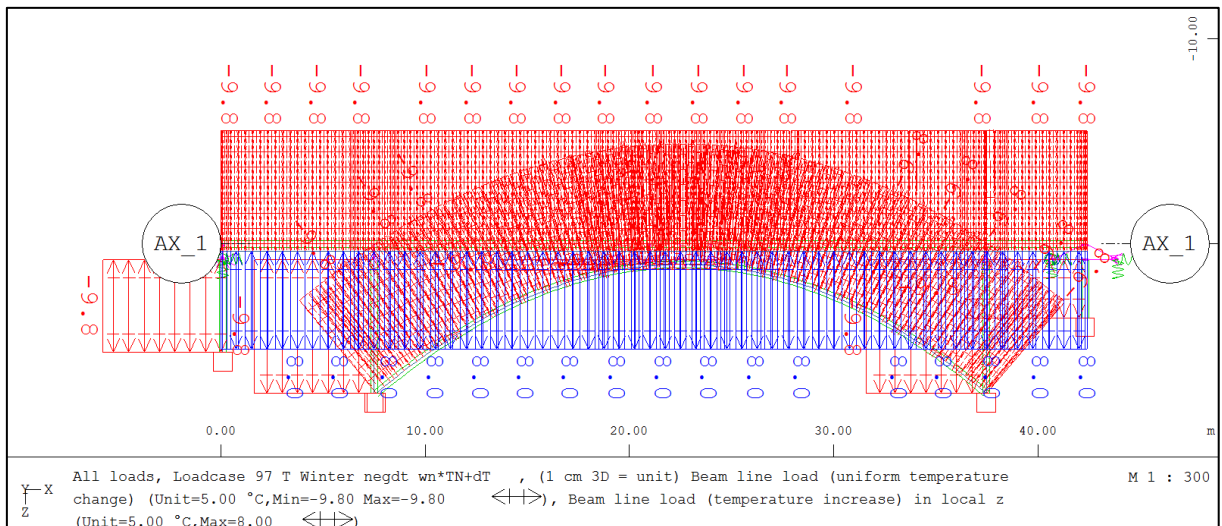
Slika 129: Temperaturna kombinacija 5



Slika 130: Temperaturna kombinacija 6



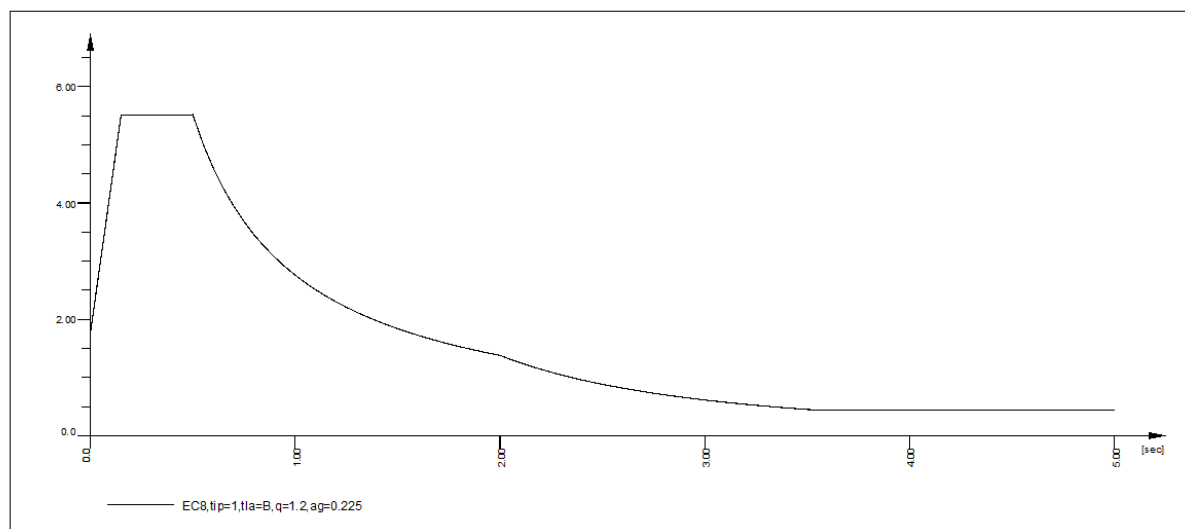
Slika 131: Temperaturna kombinacija 7



Slika 132: Temperaturna kombinacija 8

Response spectra EC8,tip=1,tla=B,q=1.2,ag=0.225

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto	Zone =			ah =*	1.000	av =*	0.000			0.00
	time	Factor		time	Factor	time	Factor		time	Factor
	[sec]	[-]		[sec]	[-]	[sec]	[-]		[sec]	[-]
	0.000	1.766		0.050	3.017	0.100	4.267		0.150	5.518
	0.200	5.518		0.250	5.518	0.300	5.518		0.350	5.518
	0.400	5.518		0.450	5.518	0.500	5.518		0.550	5.016
	0.600	4.598		0.650	4.245	0.700	3.941		0.750	3.679
	0.800	3.449		0.850	3.246	0.900	3.066		0.950	2.904
	1.000	2.759		1.050	2.628	1.100	2.508		1.150	2.399
	1.200	2.299		1.250	2.207	1.300	2.122		1.350	2.044
	1.400	1.971		1.450	1.903	1.500	1.839		1.550	1.780
	1.600	1.724		1.650	1.672	1.700	1.623		1.750	1.577
	1.800	1.533		1.850	1.491	1.900	1.452		1.950	1.415
	2.000	1.380		2.050	1.313	2.100	1.251		2.150	1.194
	2.200	1.140		2.250	1.090	2.300	1.043		2.350	0.999
	2.400	0.958		2.450	0.919	2.500	0.883		2.550	0.849
	2.600	0.816		2.650	0.786	2.700	0.757		2.750	0.730
	2.800	0.704		2.850	0.679	2.900	0.656		2.950	0.634
	3.000	0.613		3.050	0.593	3.100	0.574		3.150	0.556
	3.200	0.539		3.250	0.522	3.300	0.507		3.350	0.492
	3.400	0.477		3.450	0.464	3.500	0.451		3.550	0.442
	3.600	0.442		3.650	0.442	3.700	0.442		3.750	0.442
	3.800	0.442		3.850	0.442	3.900	0.442		3.950	0.442
	4.000	0.442		4.050	0.442	4.100	0.442		4.150	0.442
	4.200	0.442		4.250	0.442	4.300	0.442		4.350	0.442
	4.400	0.442		4.450	0.442	4.500	0.442		4.550	0.442
	4.600	0.442		4.650	0.442	4.700	0.442		4.750	0.442
	4.800	0.442		4.850	0.442	4.900	0.442		4.950	0.442
	5.000	0.442								

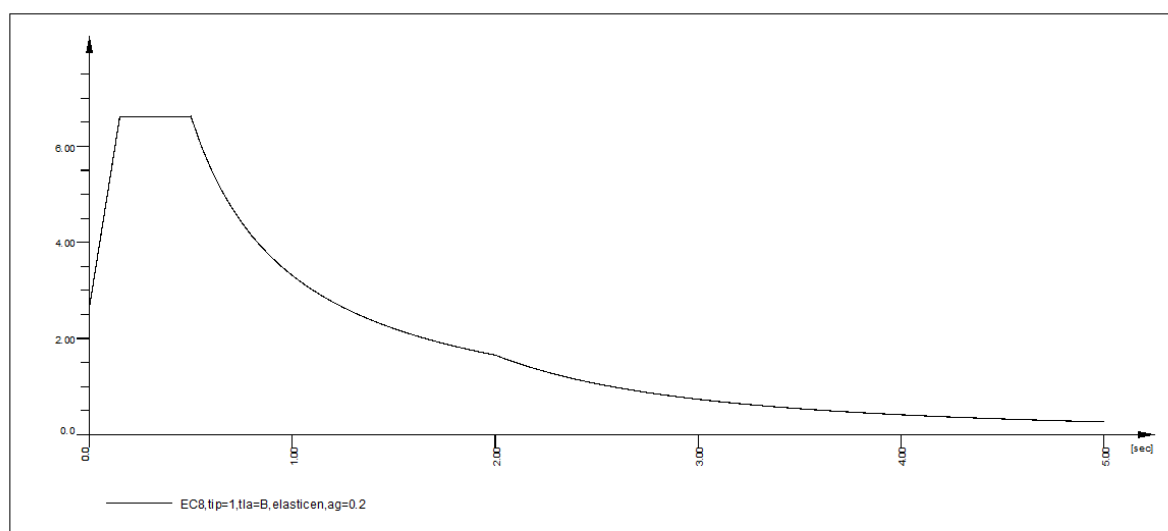


Proj. spekter za horiz. smer X

Slika 133: Projektni spekter za horizontalno smer X

Response spectra EC8,tip=1,tla=B,elastichen,ag=0.2

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto	Zone =			ah =*	1.000	av =*	0.000			0.00
	time	Factor		time	Factor	time	Factor		time	Factor
	[sec]	[-]		[sec]	[-]	[sec]	[-]		[sec]	[-]
	0.000	2.649		0.050	3.973	0.100	5.297		0.150	6.622
	0.200	6.622		0.250	6.622	0.300	6.622		0.350	6.622
	0.400	6.622		0.450	6.622	0.500	6.622		0.550	6.020
	0.600	5.518		0.650	5.094	0.700	4.730		0.750	4.415
	0.800	4.139		0.850	3.895	0.900	3.679		0.950	3.485
	1.000	3.311		1.050	3.153	1.100	3.010		1.150	2.879
	1.200	2.759		1.250	2.649	1.300	2.547		1.350	2.453
	1.400	2.365		1.450	2.283	1.500	2.207		1.550	2.136
	1.600	2.069		1.650	2.007	1.700	1.948		1.750	1.892
	1.800	1.839		1.850	1.790	1.900	1.743		1.950	1.698
	2.000	1.655		2.050	1.576	2.100	1.502		2.150	1.433
	2.200	1.368		2.250	1.308	2.300	1.252		2.350	1.199
	2.400	1.150		2.450	1.103	2.500	1.059		2.550	1.018
	2.600	0.979		2.650	0.943	2.700	0.908		2.750	0.876
	2.800	0.845		2.850	0.815	2.900	0.787		2.950	0.761
	3.000	0.736		3.050	0.712	3.100	0.689		3.150	0.667
	3.200	0.647		3.250	0.627	3.300	0.608		3.350	0.590
	3.400	0.573		3.450	0.556	3.500	0.541		3.550	0.525
	3.600	0.511		3.650	0.497	3.700	0.484		3.750	0.471
	3.800	0.459		3.850	0.447	3.900	0.435		3.950	0.424
	4.000	0.414		4.050	0.404	4.100	0.394		4.150	0.384
	4.200	0.375		4.250	0.367	4.300	0.358		4.350	0.350
	4.400	0.342		4.450	0.334	4.500	0.327		4.550	0.320
	4.600	0.313		4.650	0.306	4.700	0.300		4.750	0.294
	4.800	0.287		4.850	0.282	4.900	0.276		4.950	0.270
	5.000	0.265								

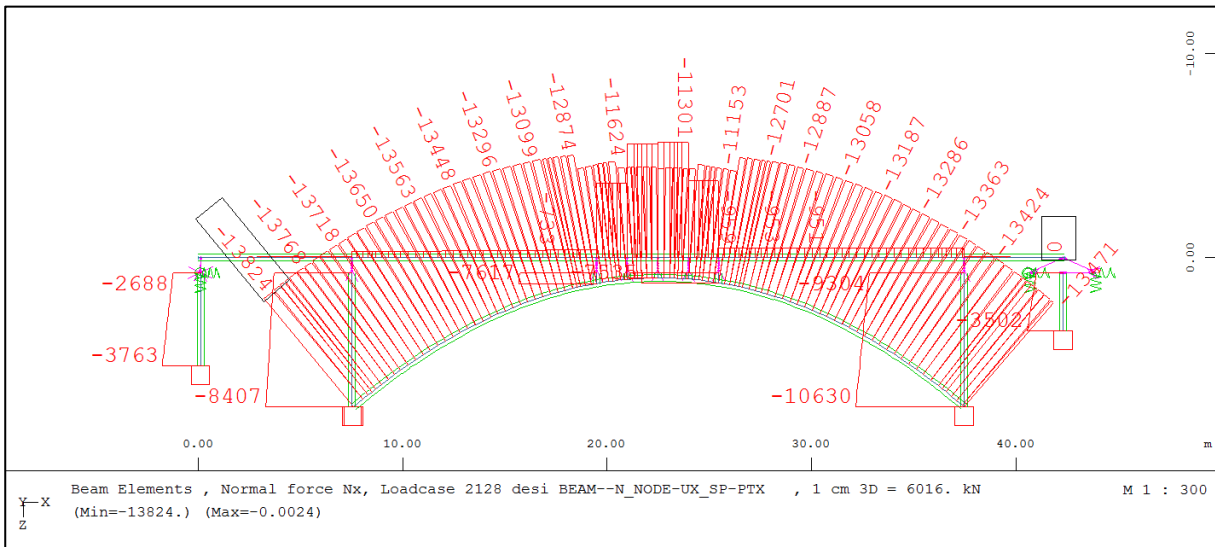


Elast. spekter za horiz. smer X

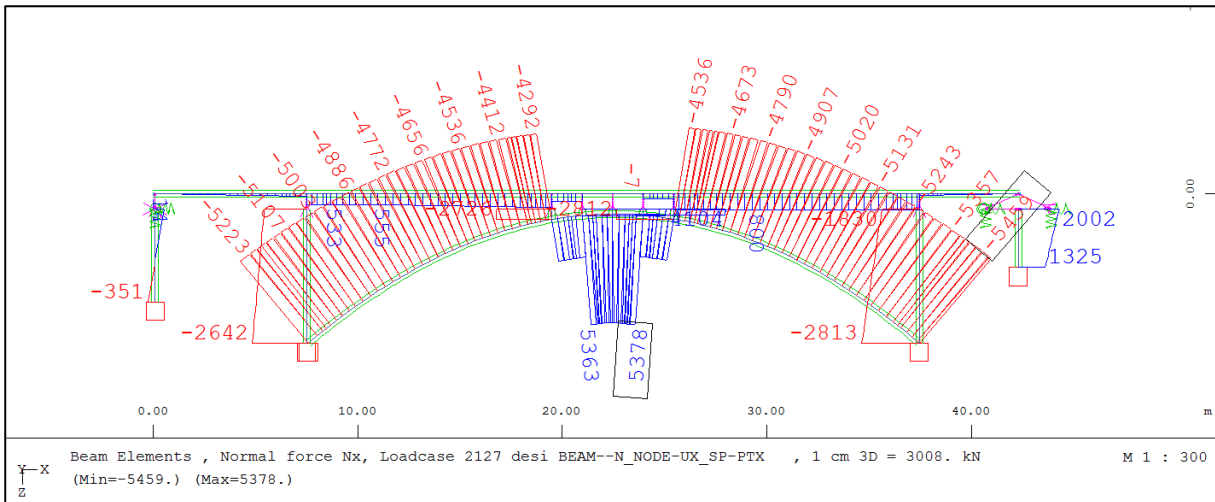
Slika 134: Elastični spekter za horizontalno smer X

A.2.2 Rezultati statične analize

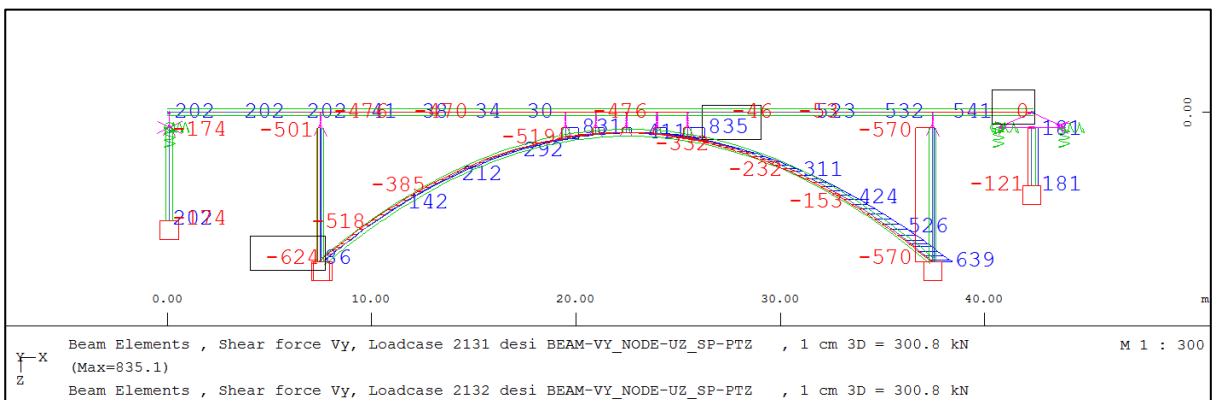
A.2.2.1 Rezultati statične analize za stalna in začasna projektna stanja



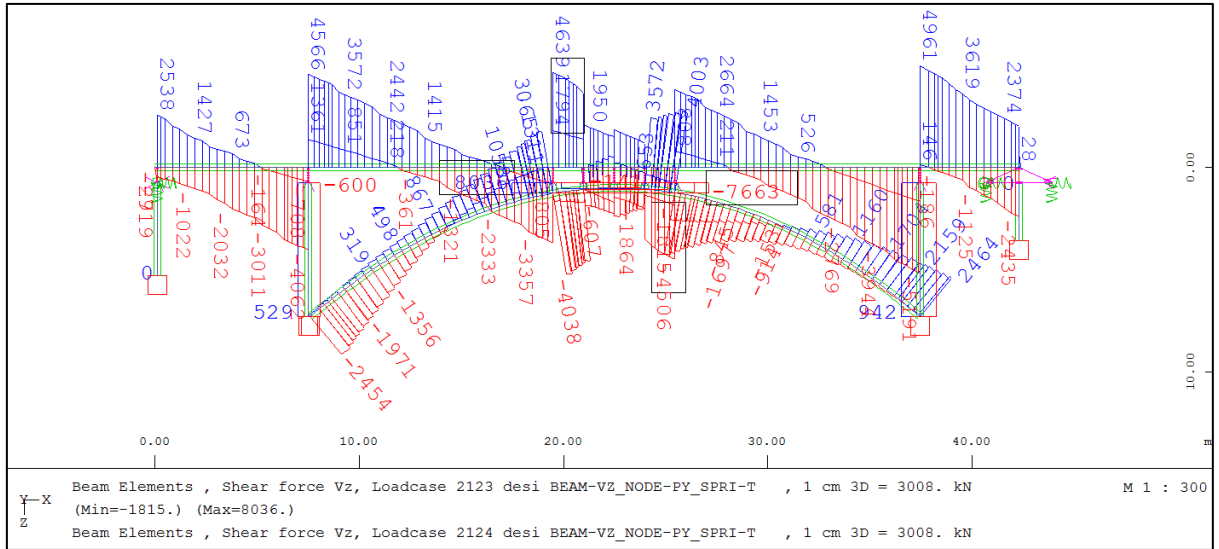
Slika 135: Najmanjše osne sile N za stalna in začasna projektna stanja



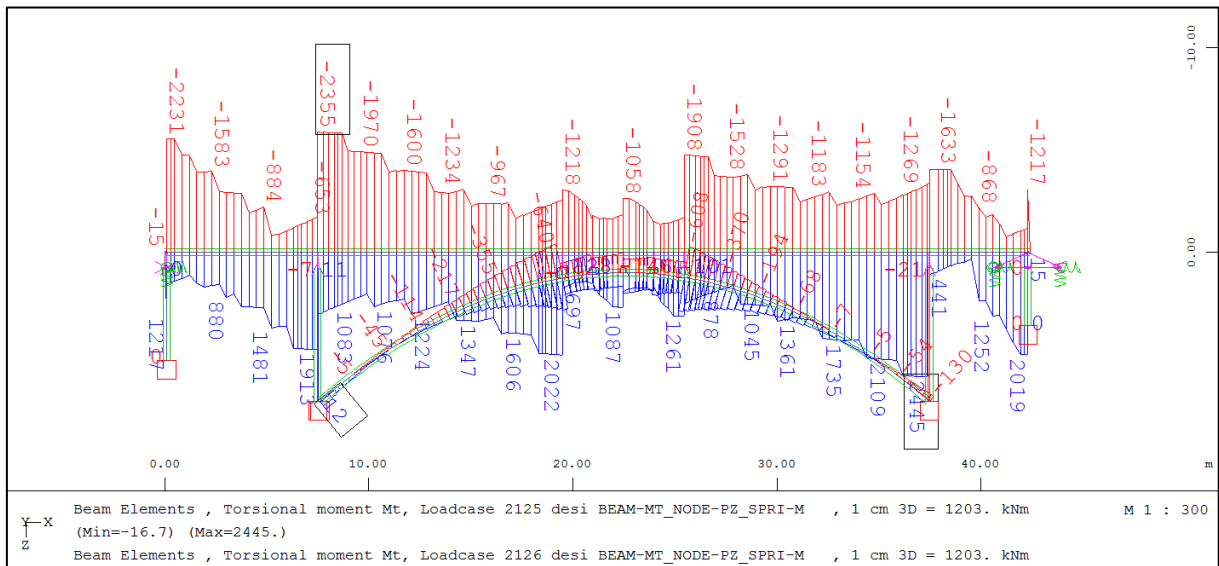
Slika 136: Največje osne sile N za stalna in začasna projektna stanja



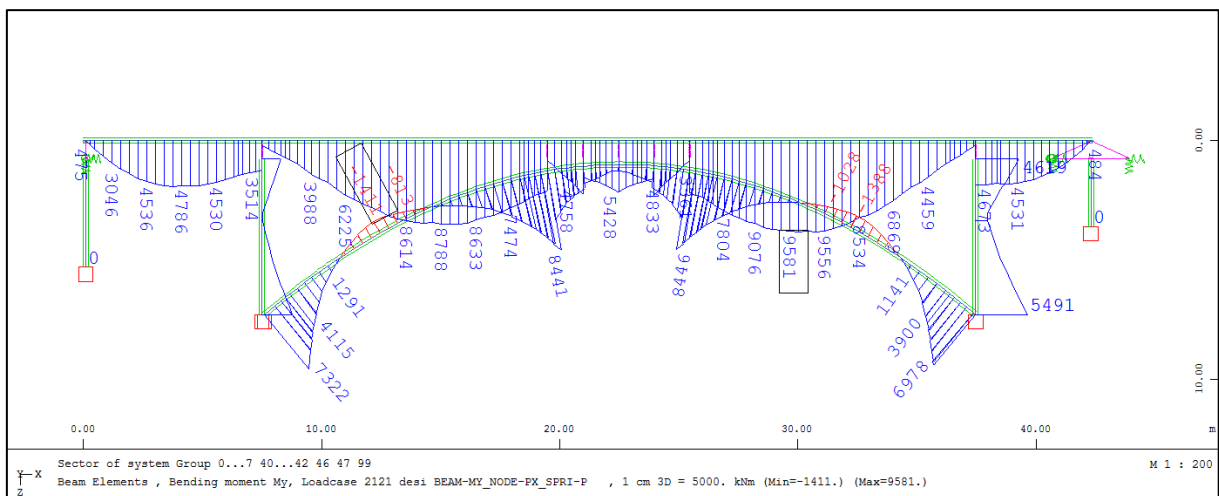
Slika 137: Ovojnica prečni sil V_y za stalna in začasna projektna stanja



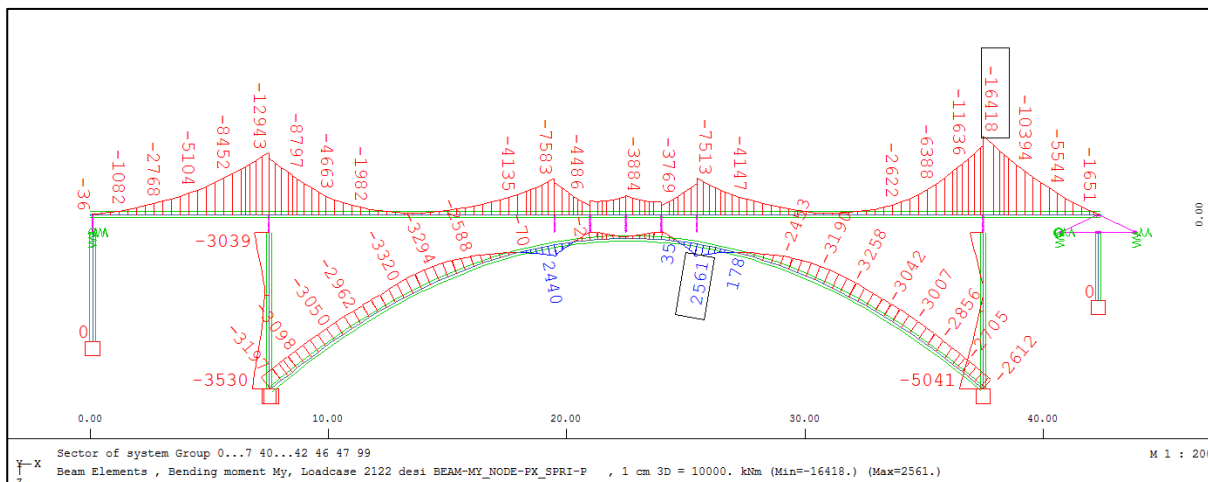
Slika 138: Ovojnica prečni sil V_z za stalna in začasna projektna stanja



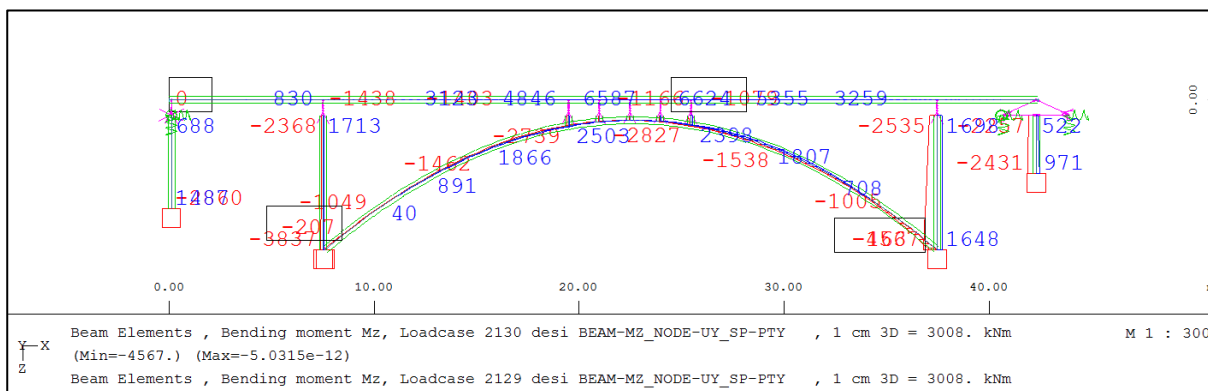
Slika 139: Ovojnica torzijski momentov M_t za stalna in začasna projektna stanja



Slika 140: Največji upogibni momenti M_y za stalna in začasna projektna stanja

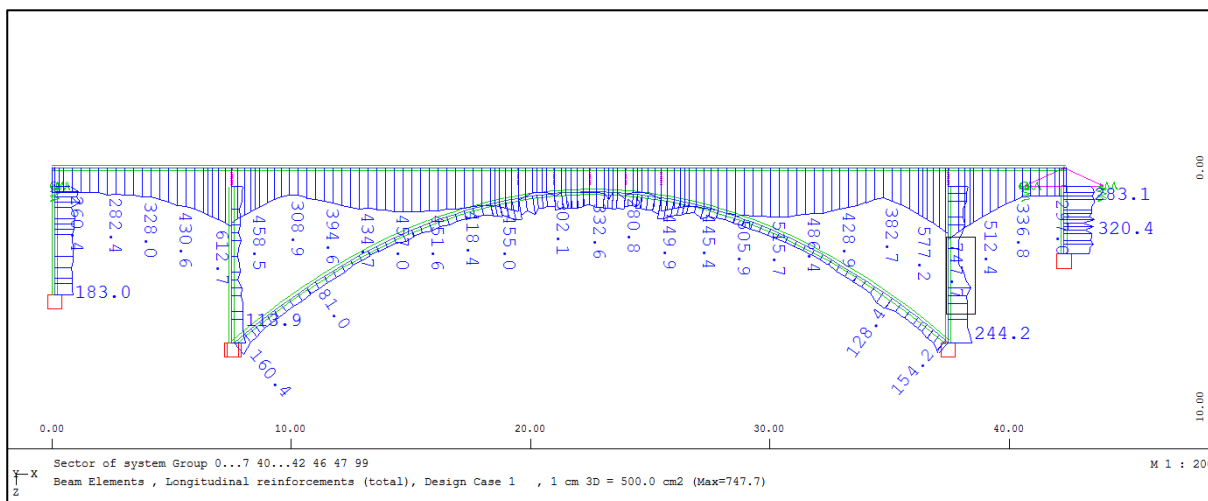


Slika 141: Najmanjši upogibni momenti M_y za stalna in začasna projektna stanja

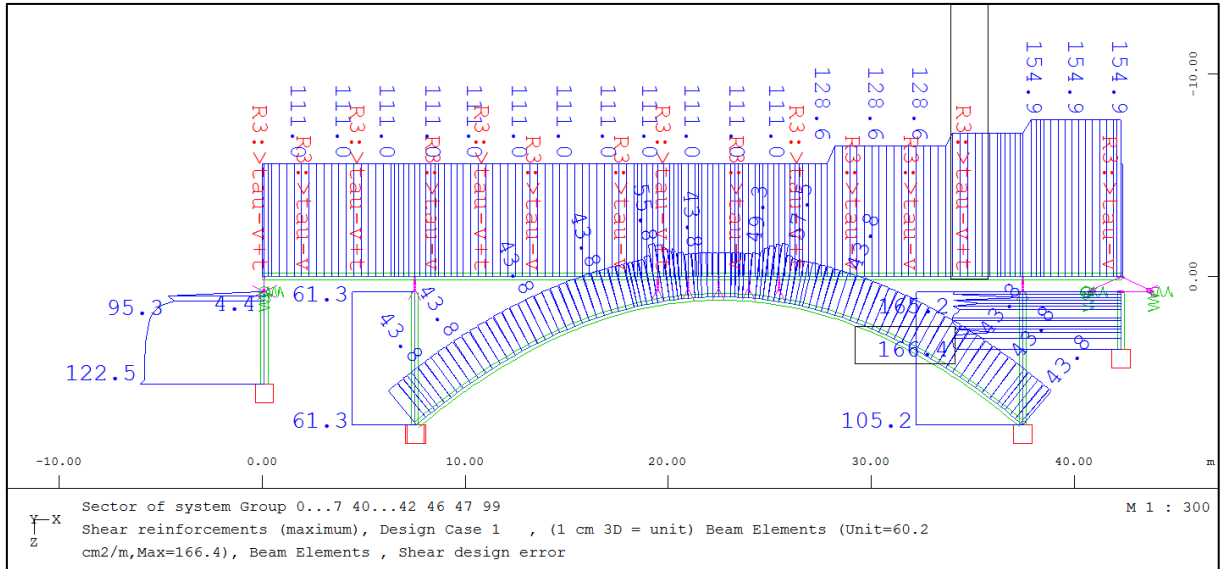


Slika 142: Ovojnica upogibnih momentov M_z za stalna in začasna projektna stanja

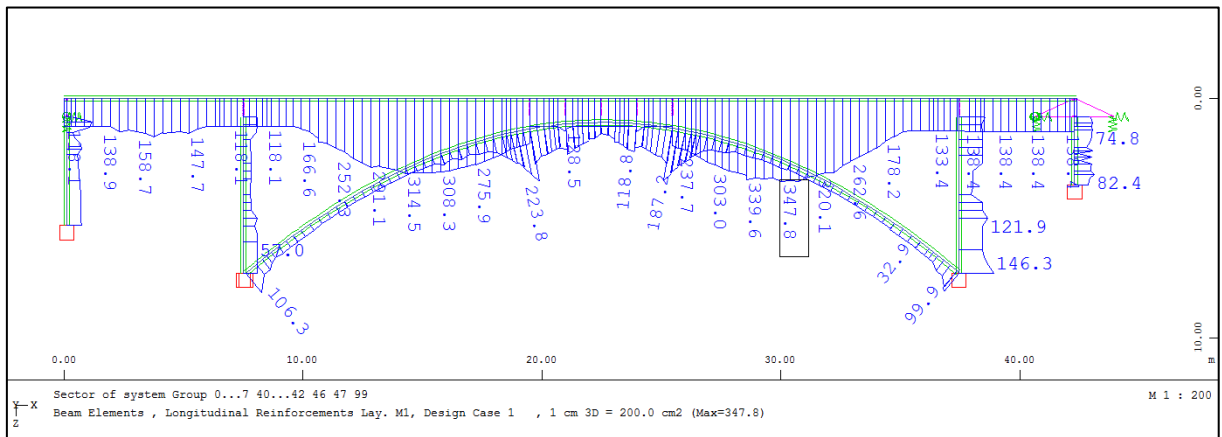
Dodajamo tudi količino potrebne armature, ki jo je program izračunal, ki smo jo uporabili za primerjavo z našimi računi.



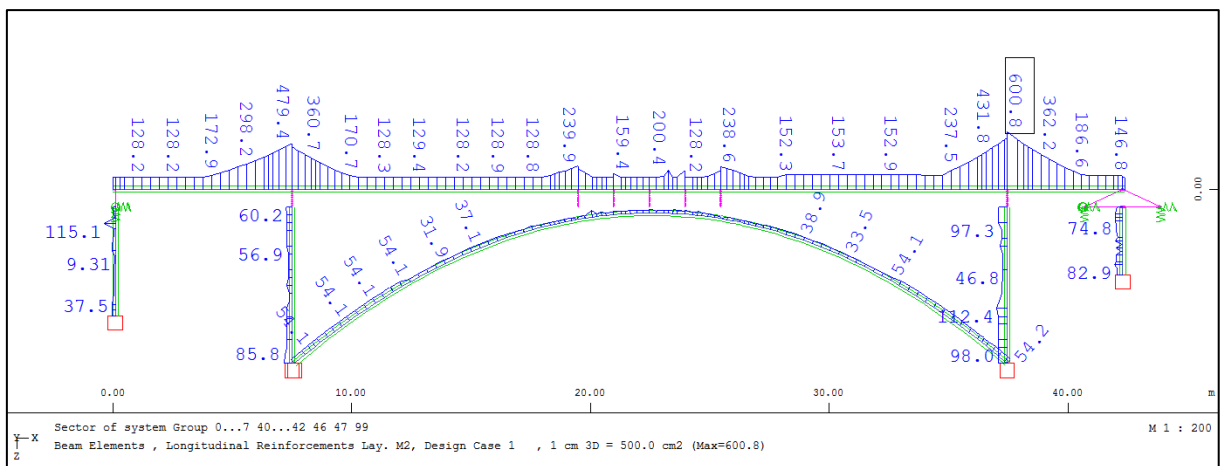
Slika 143: Celotna potrebna vzdolžna armatura za stalna in začasna projektna stanja



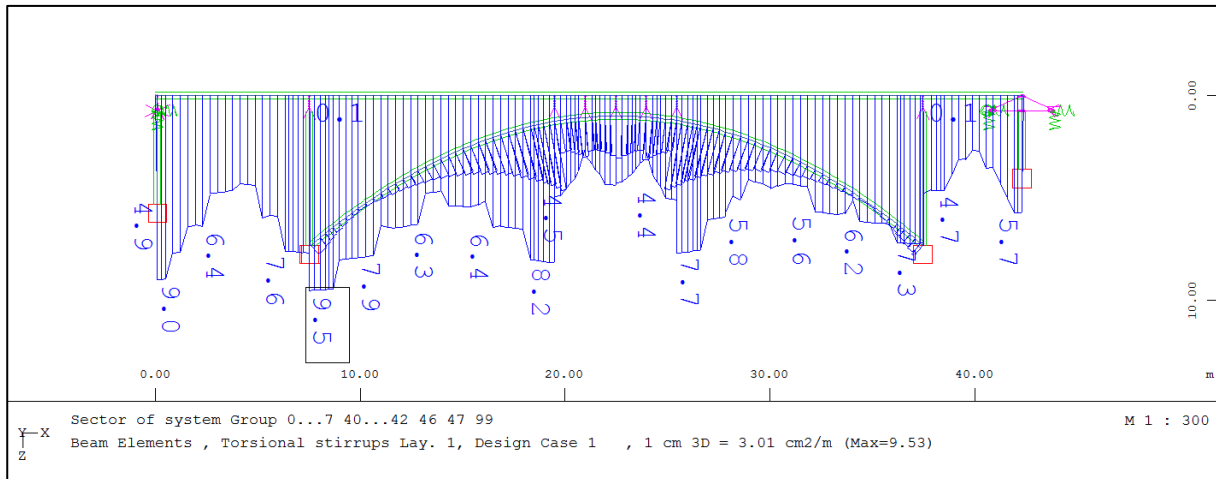
Slika 144: Potrebna prečna armatura za stalna in začasna projektna stanja



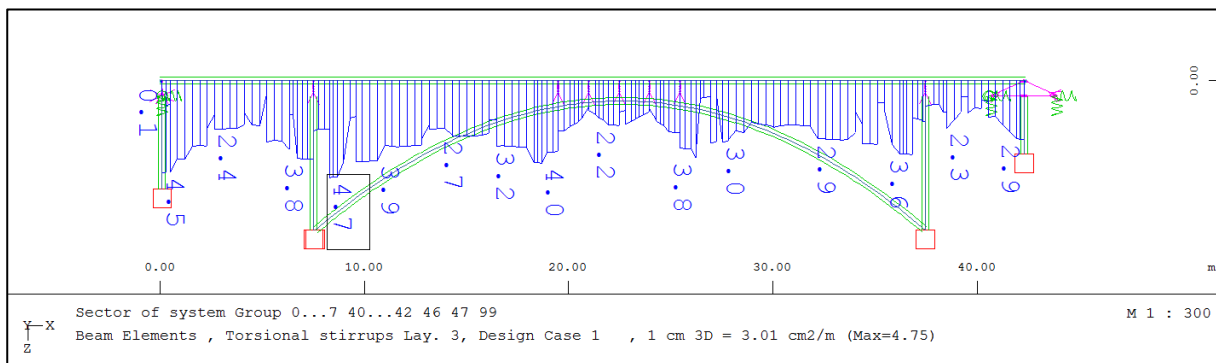
Slika 145: Potrebna spodnja vzdolžna armatura za stalna in začasna projektna stanja



Slika 146: Potrebna zgornja vzdolžna armatura za stalna in začasna projektna stanja

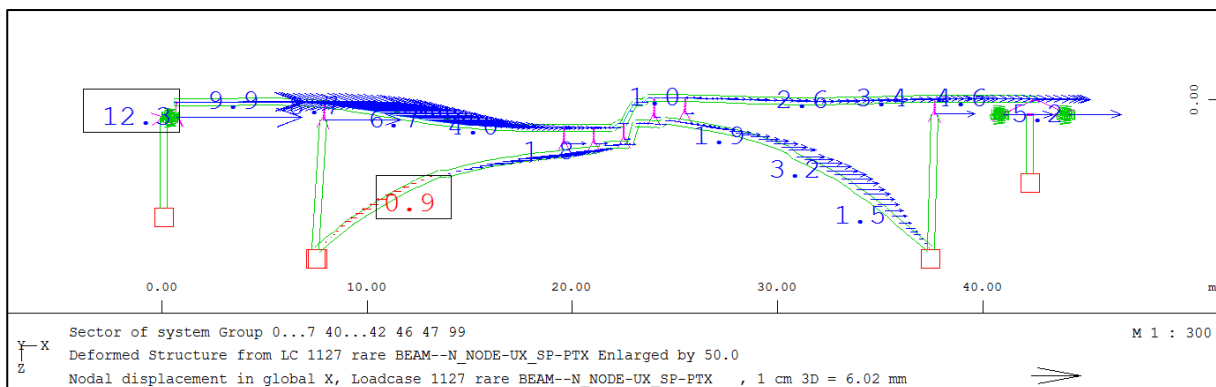


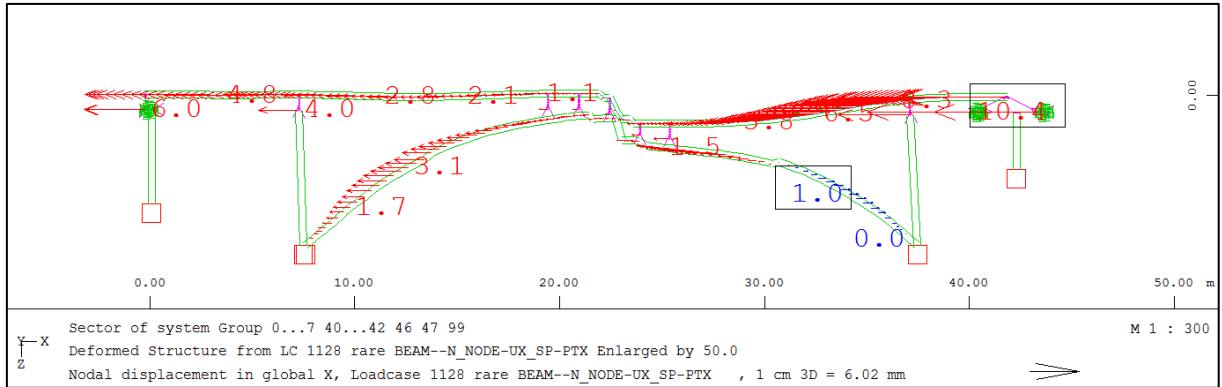
Slika 147: Potrebna prečna armatura zaradi torzije za stalna in začasna projektna stanja



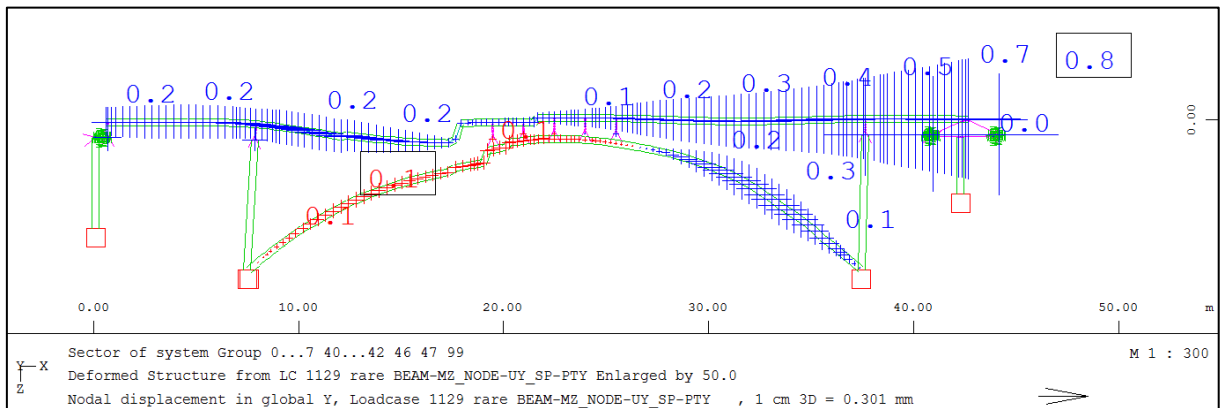
Slika 148: Potrebna prečna armatura zaradi torzije za stalna in začasna projektna stanja

Za mejna stanja uporabnosti (stalna in začasna projektna stanja) dodajamo še največje in najmanjše pomike konstrukcije v posameznih smereh.

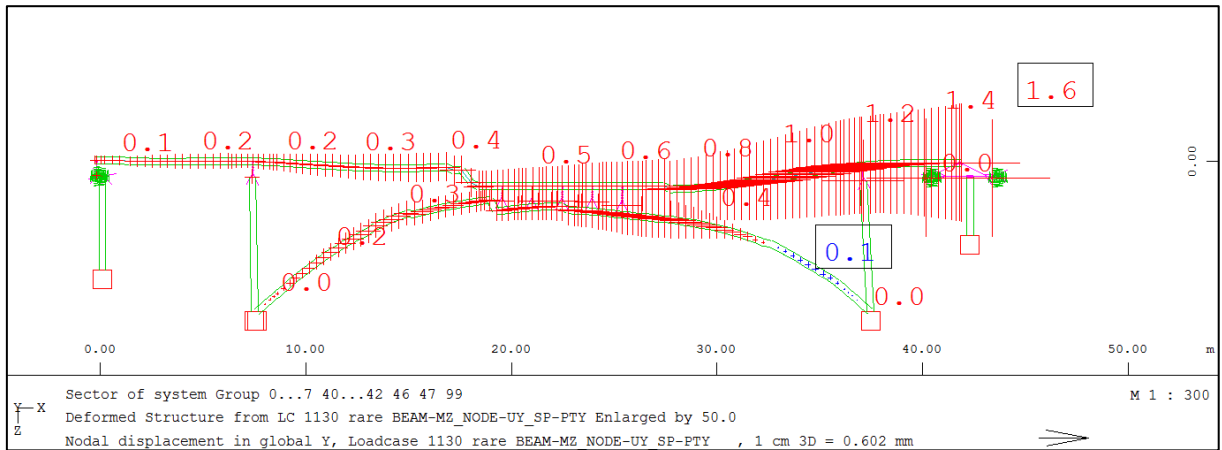
Slika 149: Pomiki u_x za karakteristično mejno stanje uporabnosti



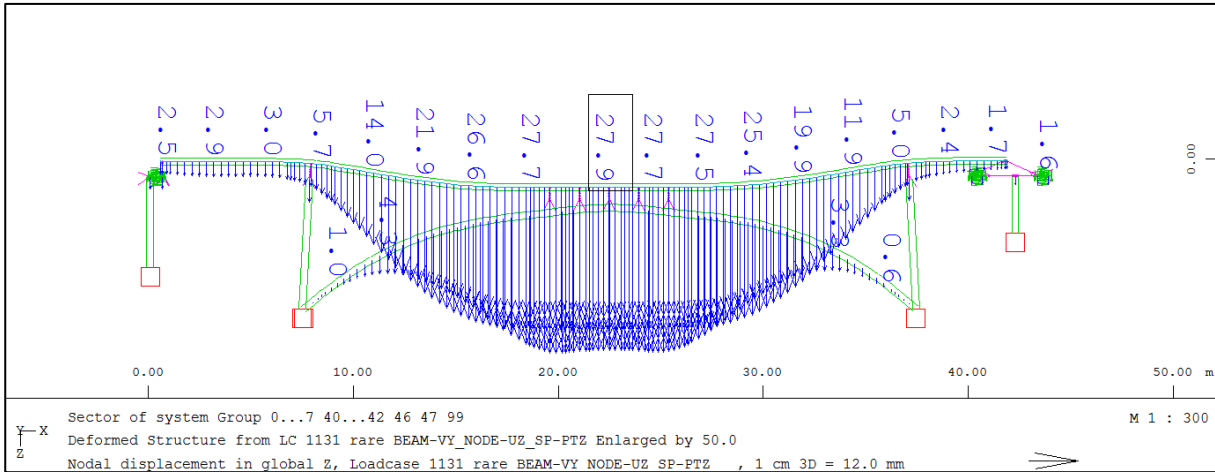
Slika 150: Pomiki u_x za karakteristično mejno stanje uporabnosti



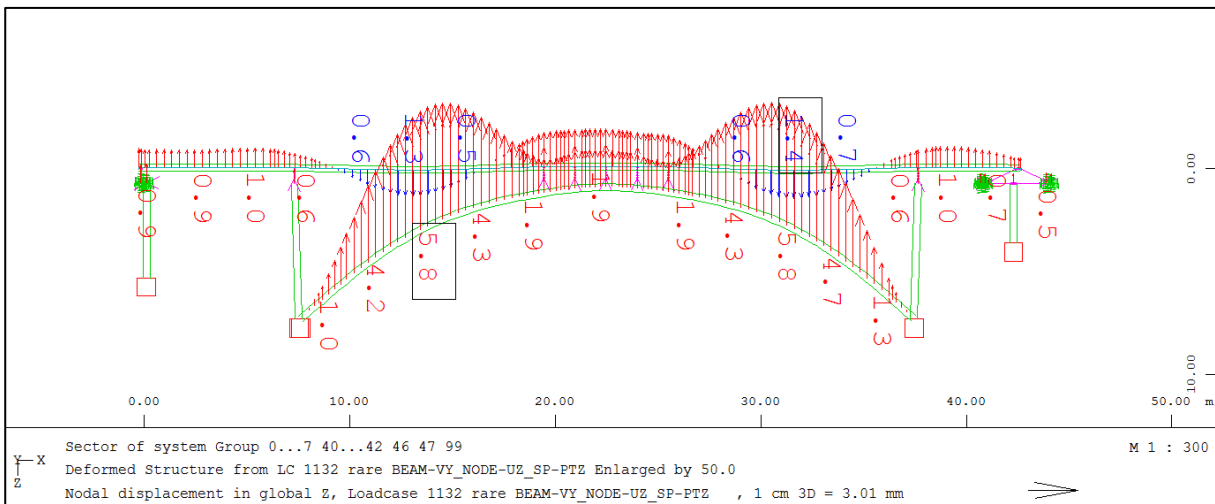
Slika 151: Pomiki u_y za karakteristično mejno stanje uporabnosti



Slika 152: Pomiki u_y za karakteristično mejno stanje uporabnosti

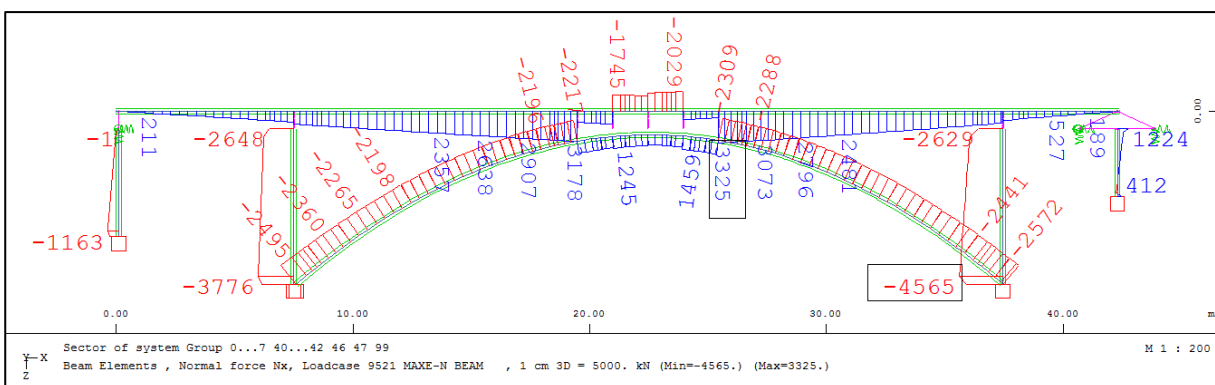


Slika 153: Pomiki u_z za karakteristično mejno stanje uporabnosti

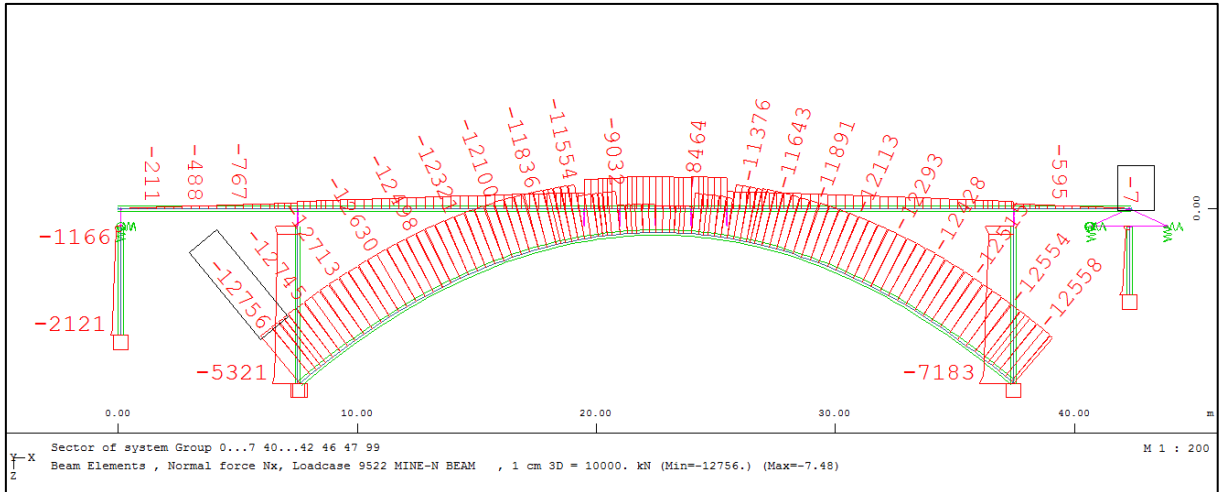


Slika 154: Pomiki u_z za karakteristično mejno stanje uporabnosti

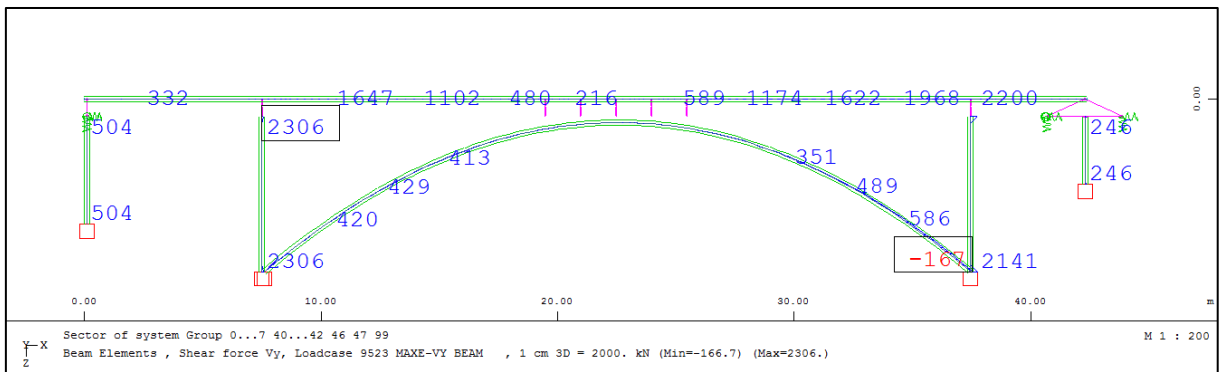
A.2.2.2 Rezultati statične analize za nezgodna in potresna projektna stanja



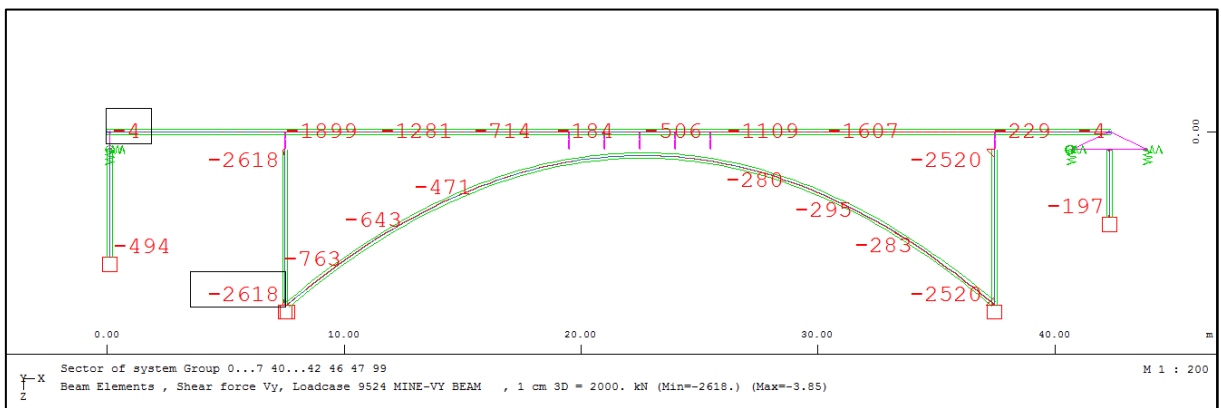
Slika 155: Največje osne sile N za nezgodna in potresna projektna stanja



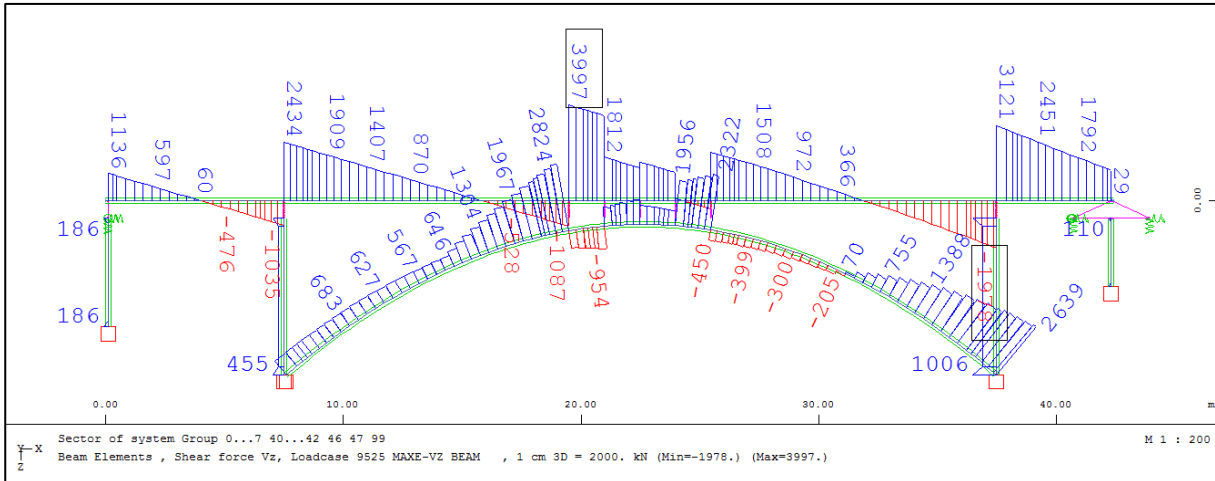
Slika 156: Najmanjše osne sile N za nezgodna in potresna projektna stanja



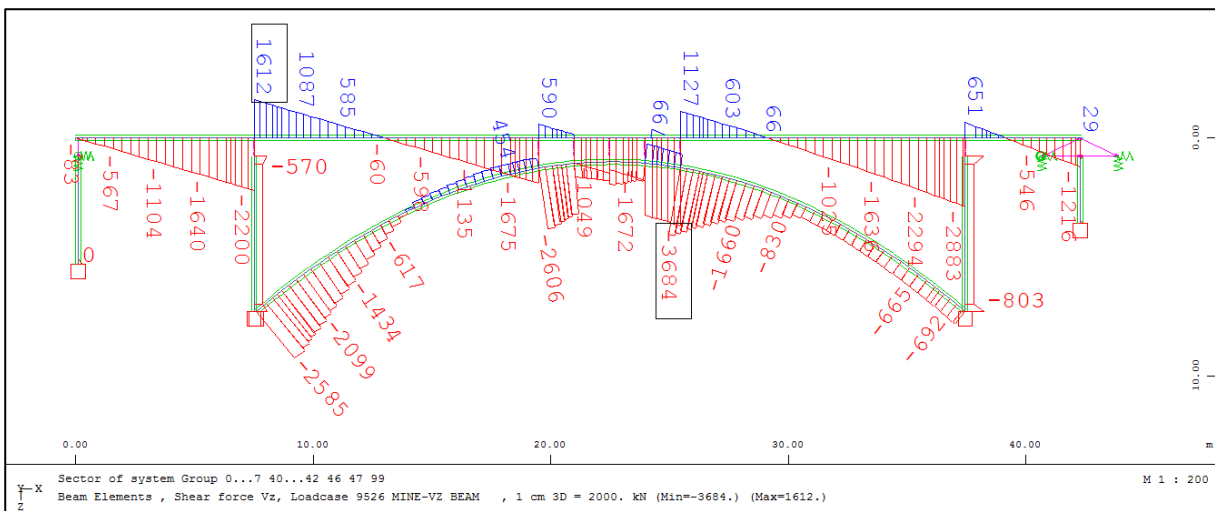
Slika 157: Največje prečne sile V_y za nezgodna in potresna projektna stanja



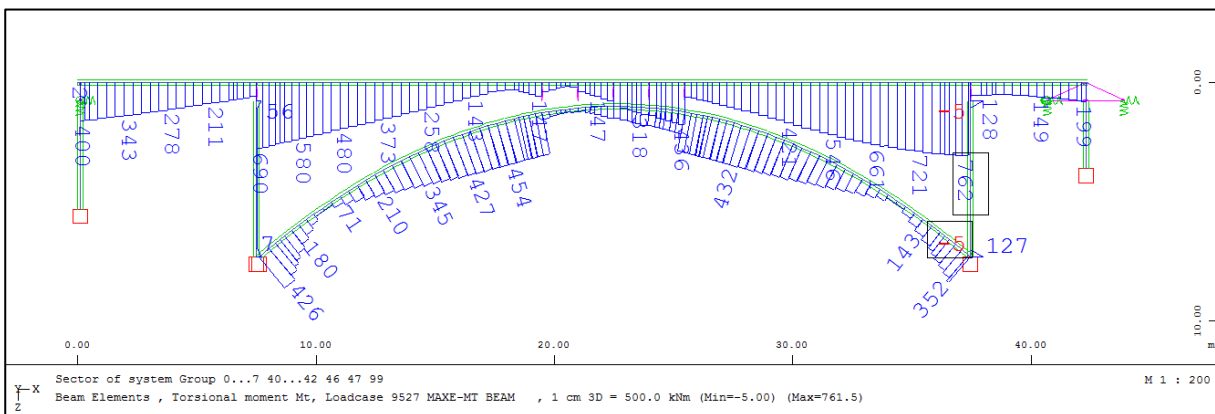
Slika 158: Najmanjše prečne sile V_y za nezgodna in potresna projektna stanja



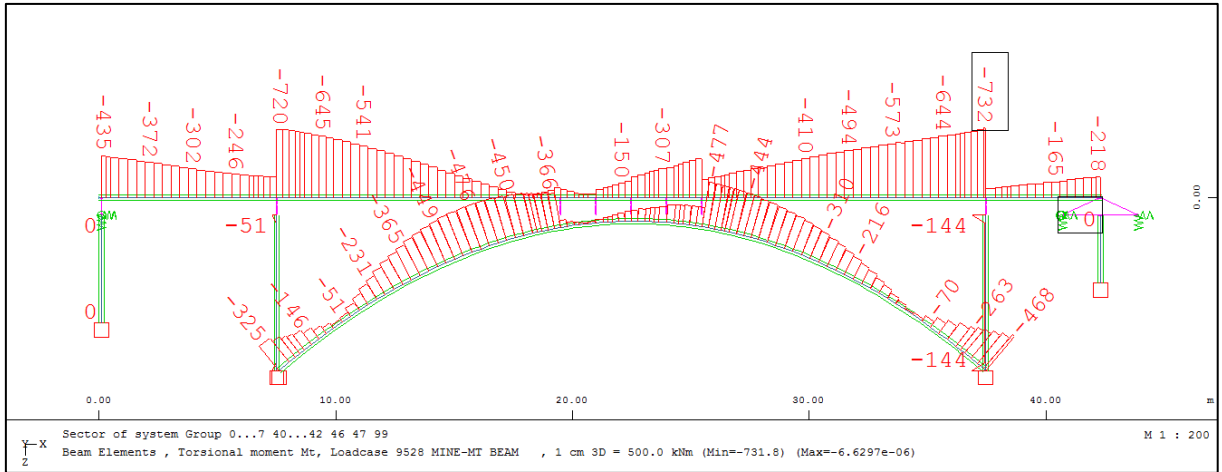
Slika 159: Največje prečne sile V_z za nezgodna in potresna projektna stanja



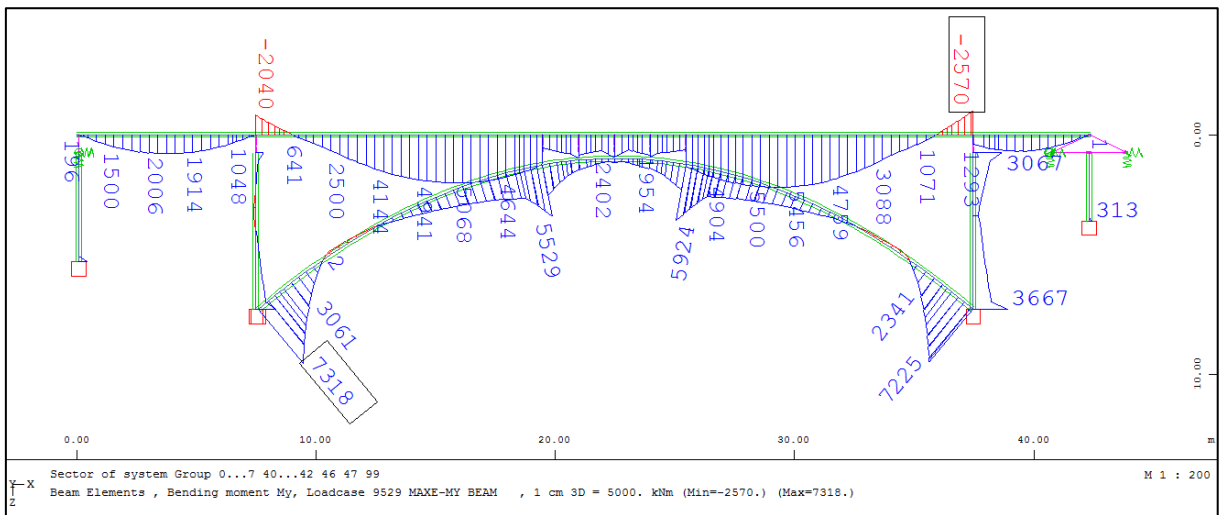
Slika 160: Najmanjše prečne sile V_z za nezgodna in potresna projektna stanja



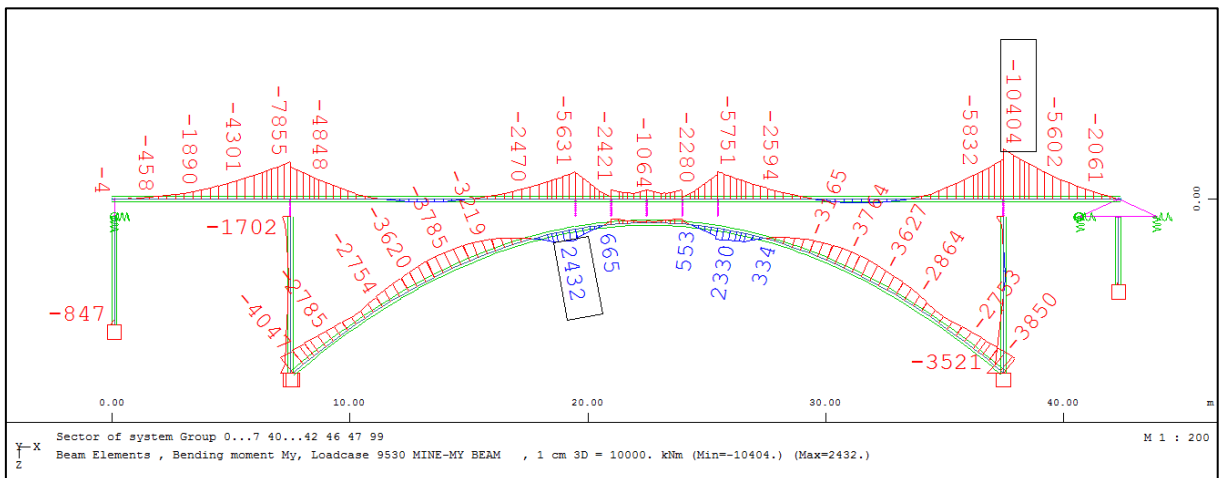
Slika 161: Največji torzijski momenti M_t za nezgodna in potresna projektna stanja



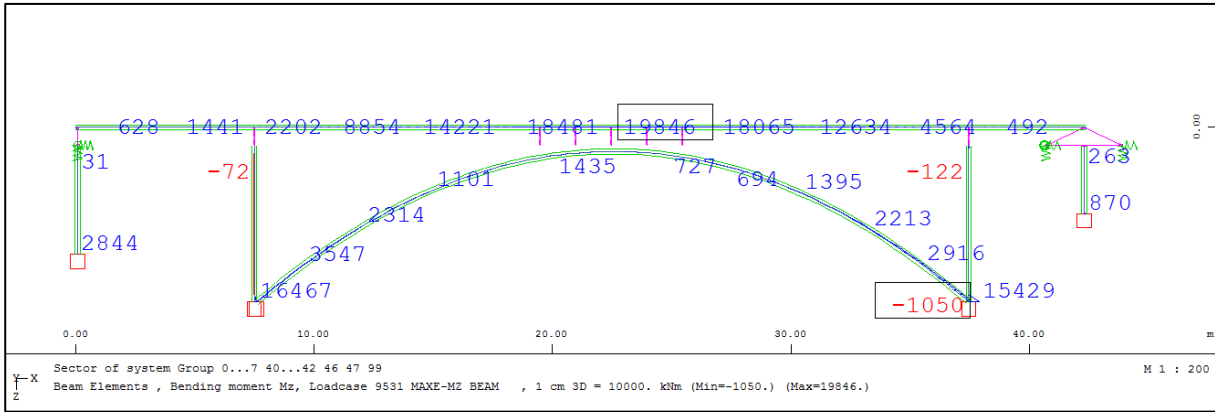
Slika 162: Najmanjši torzijski momenti M_t za nezgodna in potresna projektna stanja



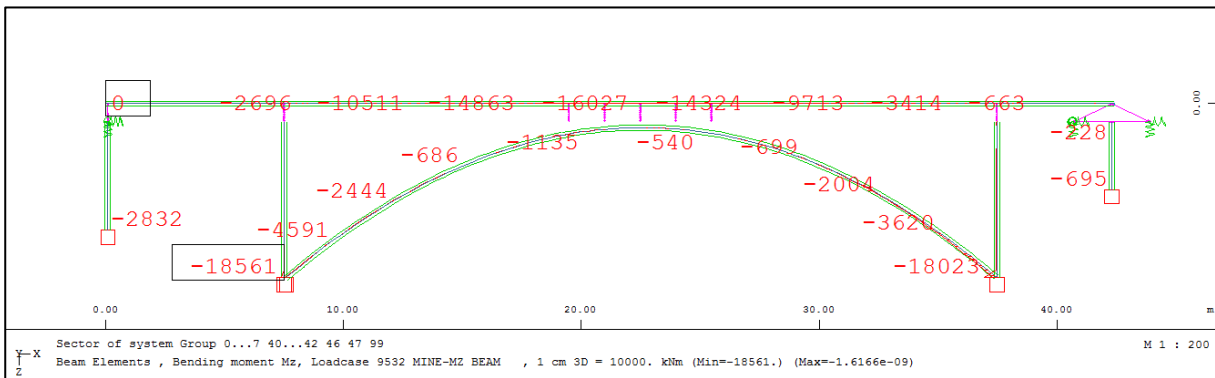
Slika 163: Največji upogibni momenti M_y za nezgodna in potresna projektna stanja



Slika 164: Najmanjši upogibni momenti M_y za nezgodna in potresna projektna stanja

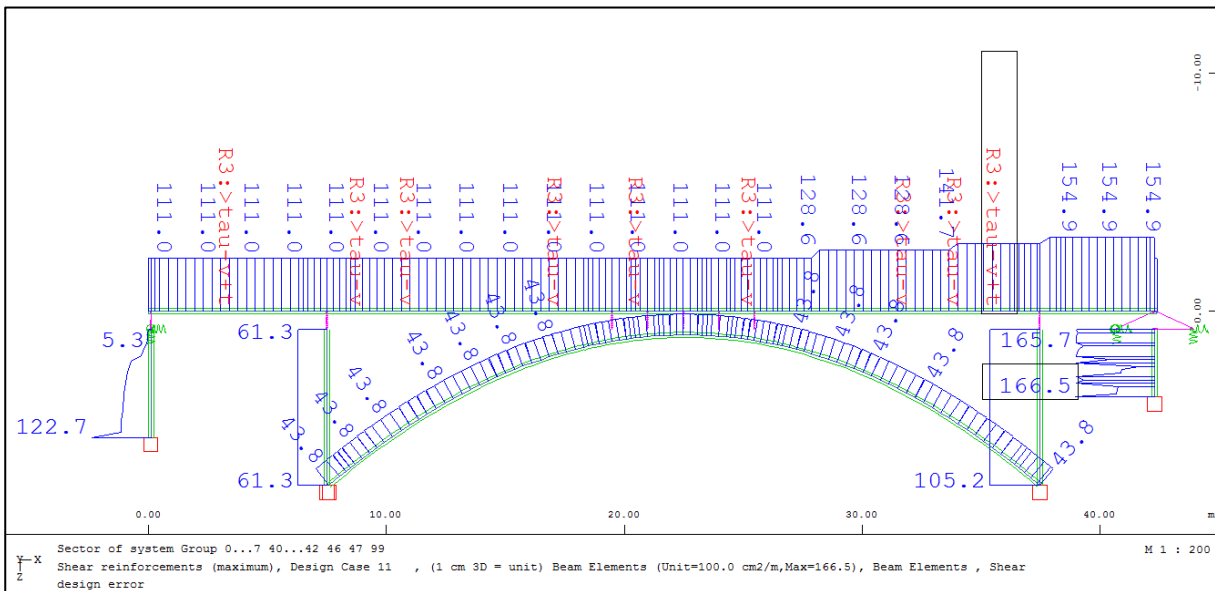


Slika 165: Največji upogibni momenti M_z za nezgodna in potresna projektna stanja

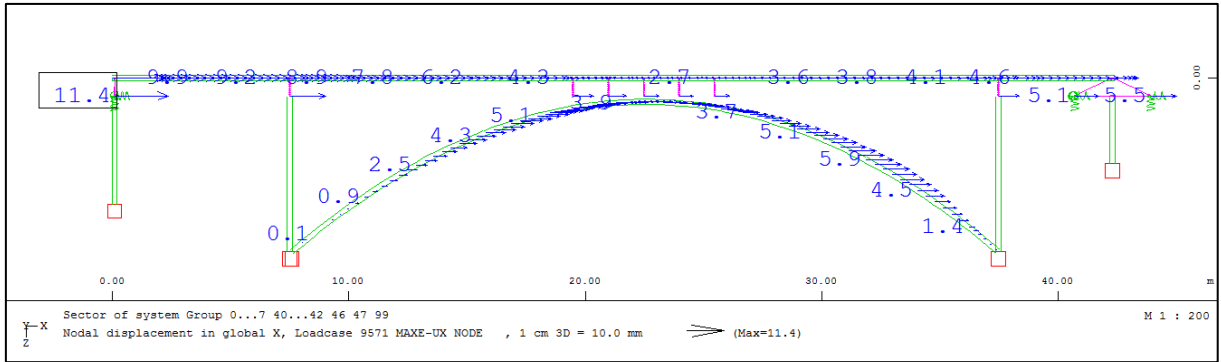


Slika 166: Najmanjši upogibni momenti M_y za nezgodna in potresna projektna stanja

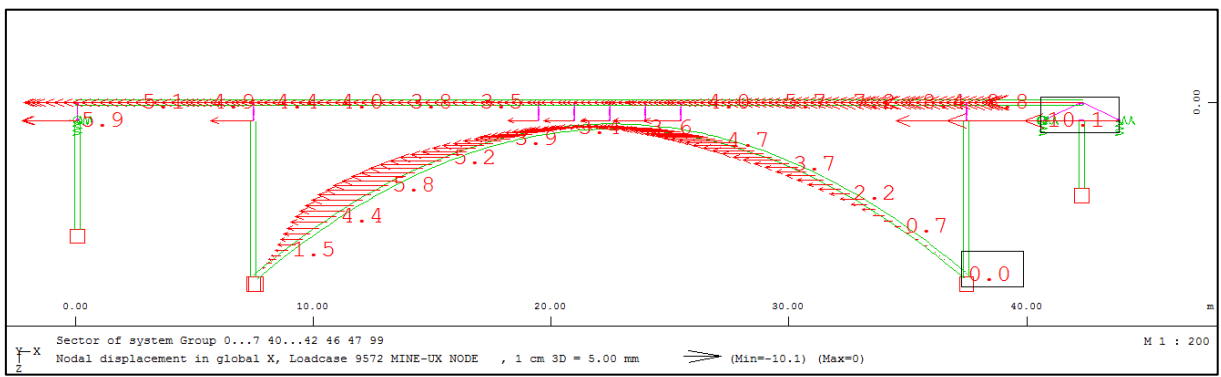
Potrebna vzdolžna armatura za nezgodna in potresna projektna stanja so prikazana pod točko 9.4.1.



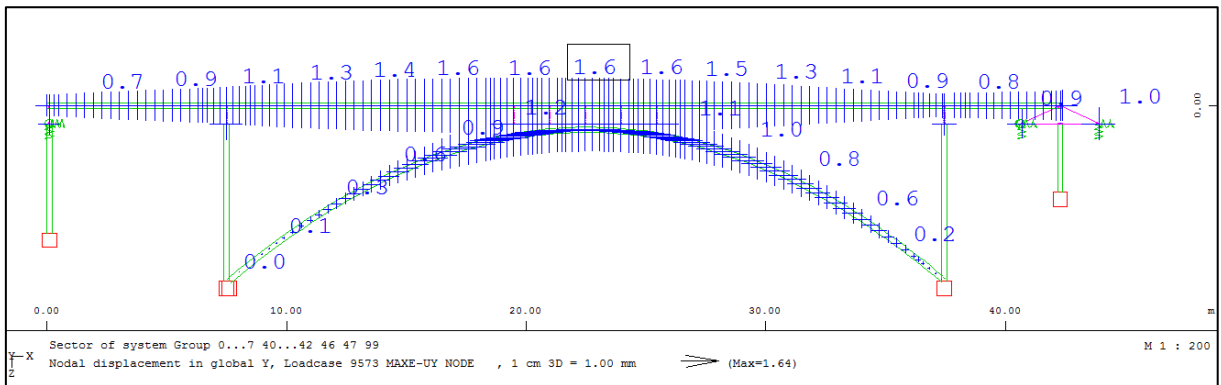
Slika 167: Potrebna prečna armatura za nezgodna in potresna projektna stanja



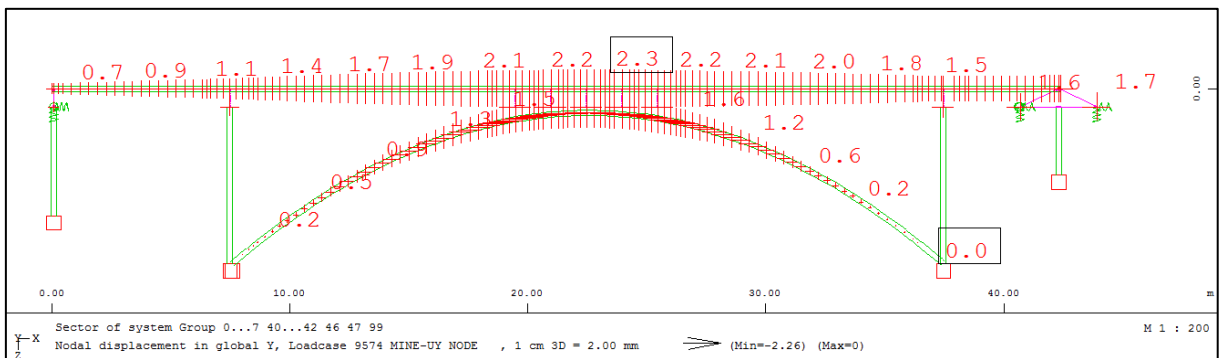
Slika 168: Največji pomiki u_x za mejna stanja uporabnosti



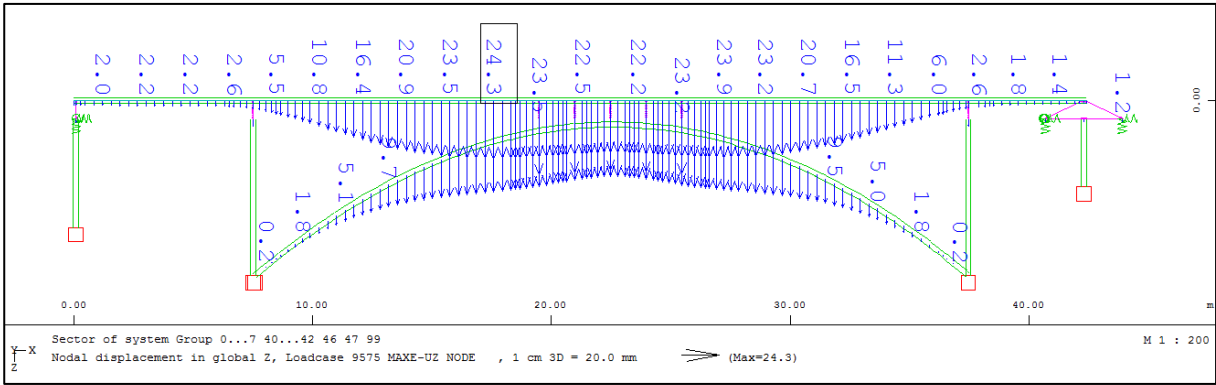
Slika 169: Najmanjši pomiki u_x za mejna stanja uporabnosti



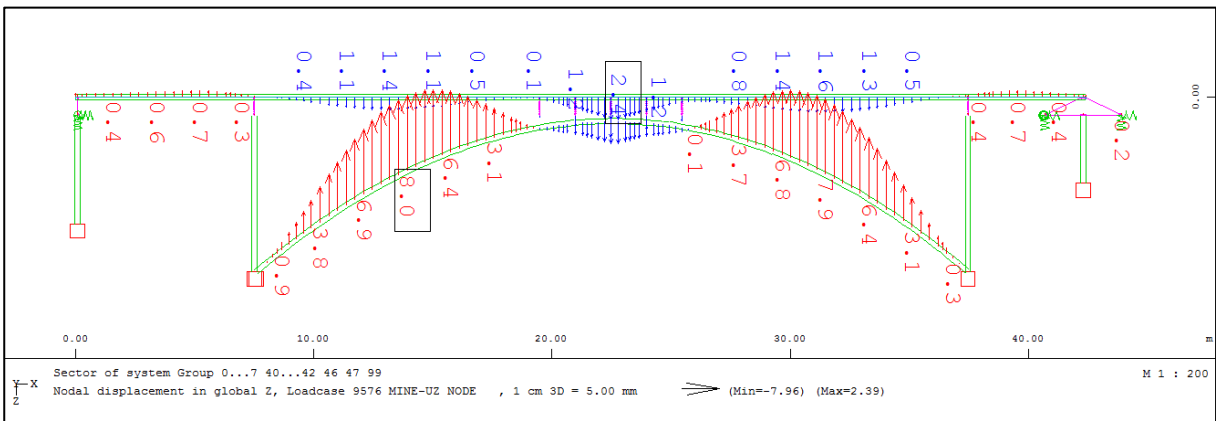
Slika 170: Največji pomiki u_y za mejna stanja uporabnosti



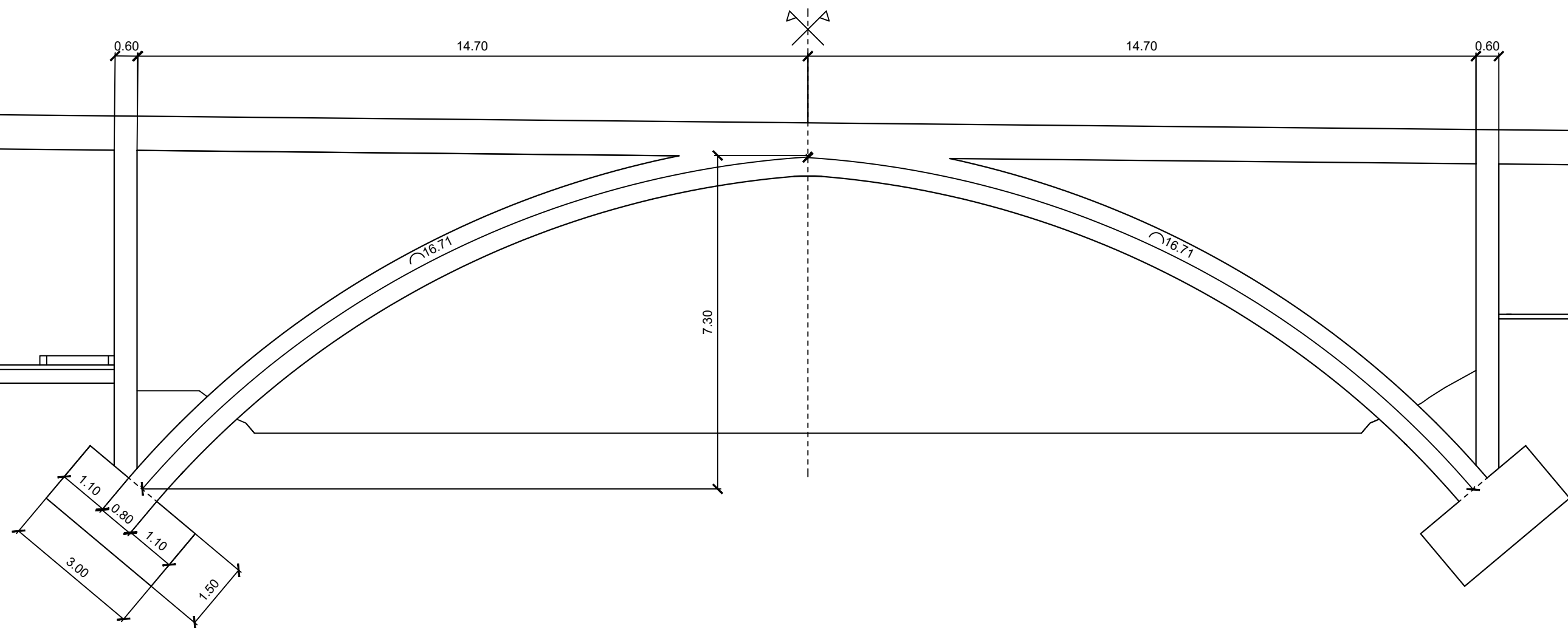
Slika 171: Najmanjši pomiki u_y za mejna stanja uporabnosti



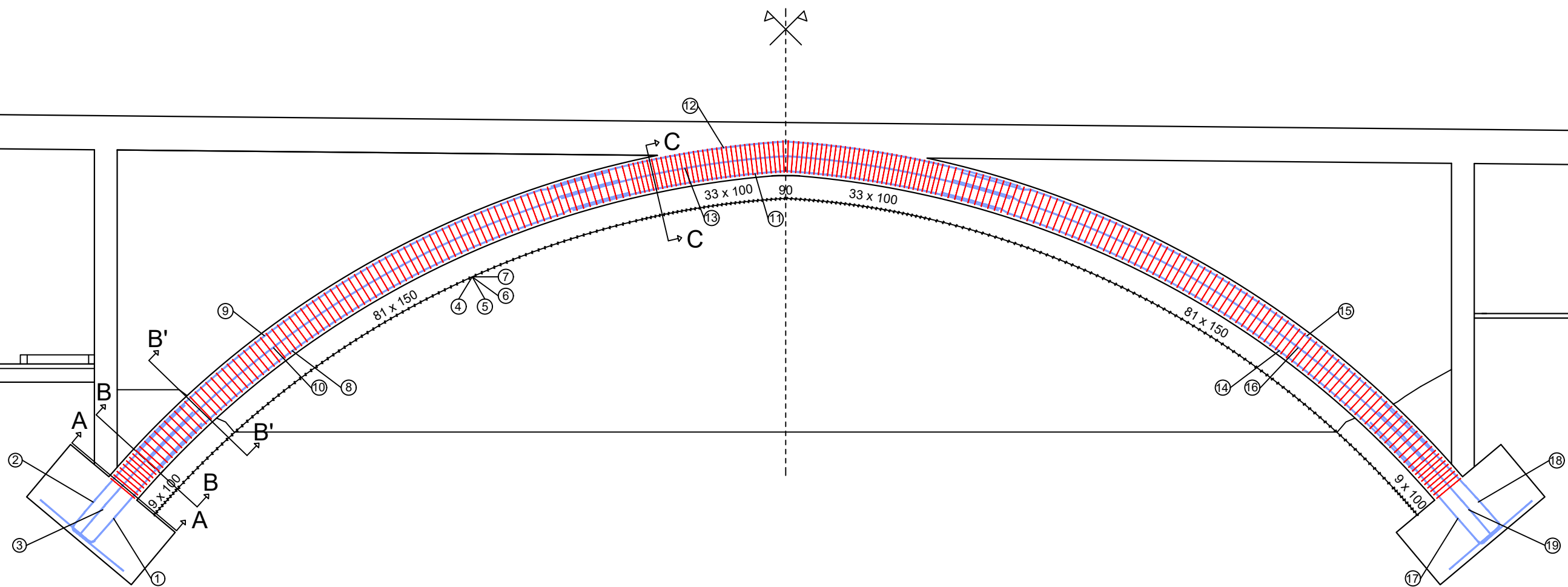
Slika 172: Največji pomiki u_z za mejna stanja uporabnosti



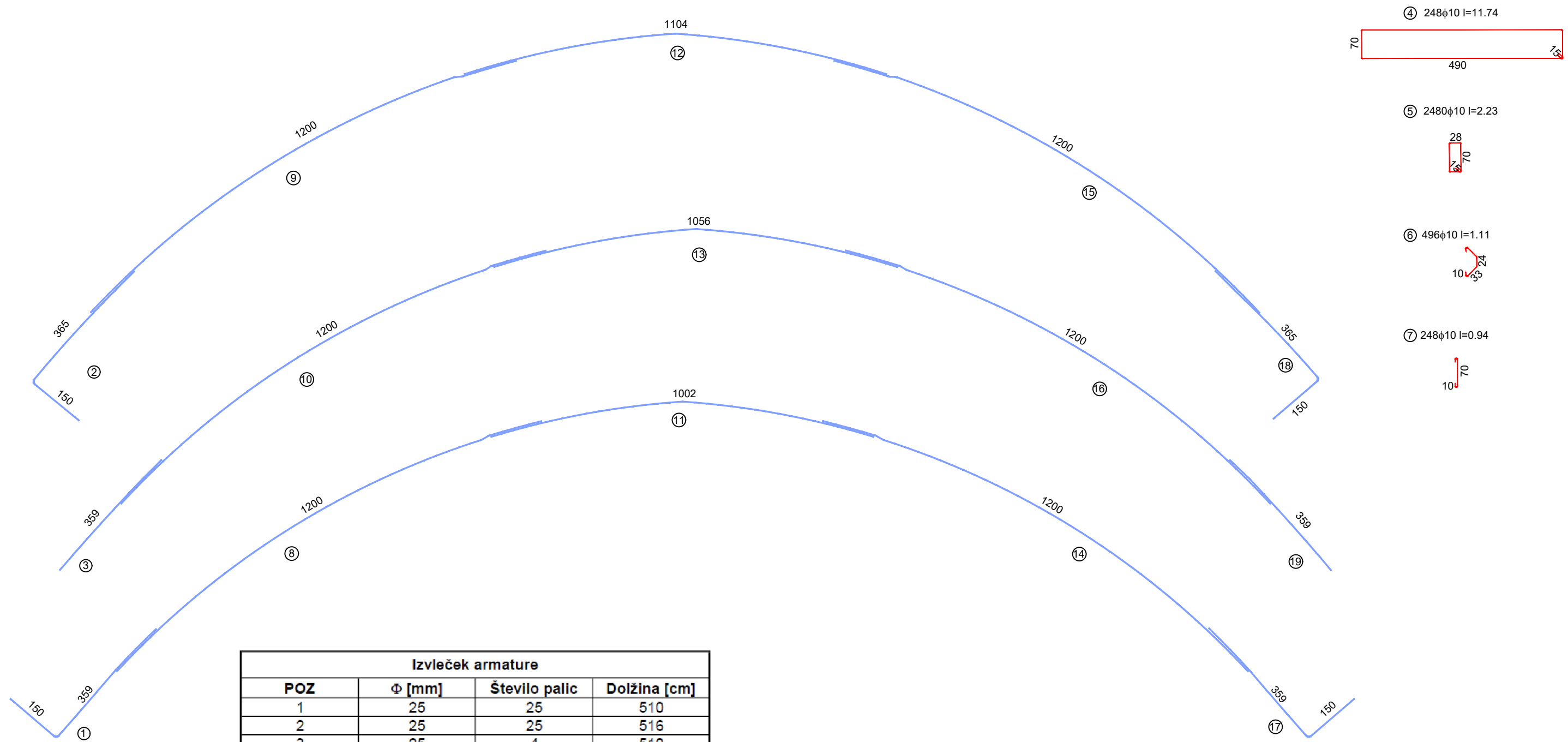
Slika 173: Najmanjši pomiki u_z za mejna stanja uporabnosti



Oznaka	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št:
Projekt: Most čez Kamniško Bistrico	prof. dr. Tatjana Isakovič	15.9.2016	Načrt: Pozicijski načrt - vzdolžni prerez	001
Številka projekta: 0001	Izdelal: Aleš Jamšek d.i.g. (UN)	Datum izdelave: 10.9.2016	Del objekta: Ločna konstrukcija	Merilo: 1:100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa: L1	Stran: B1

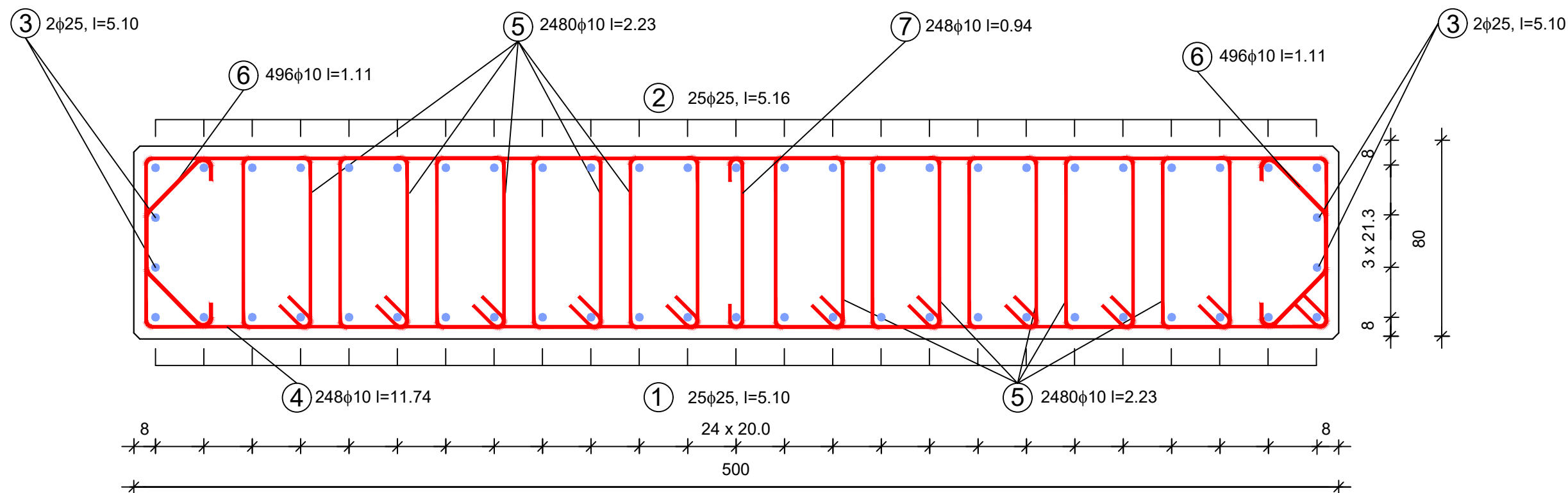


Oznaka	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št:
Projekt: Most čez Kamniško Bistrico	prof. dr. Tatjana Isakovič	15.9.2016	Načrt: Armaturni načrt - vzdolžni prerez	001
Številka projekta: 0001	Izdelal: Aleš Jamšek d.i.g. (UN)	Datum izdelave: 10.9.2016	Del objekta: Ločna konstrukcija	Merilo: 1:100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa: L1	Stran: B2

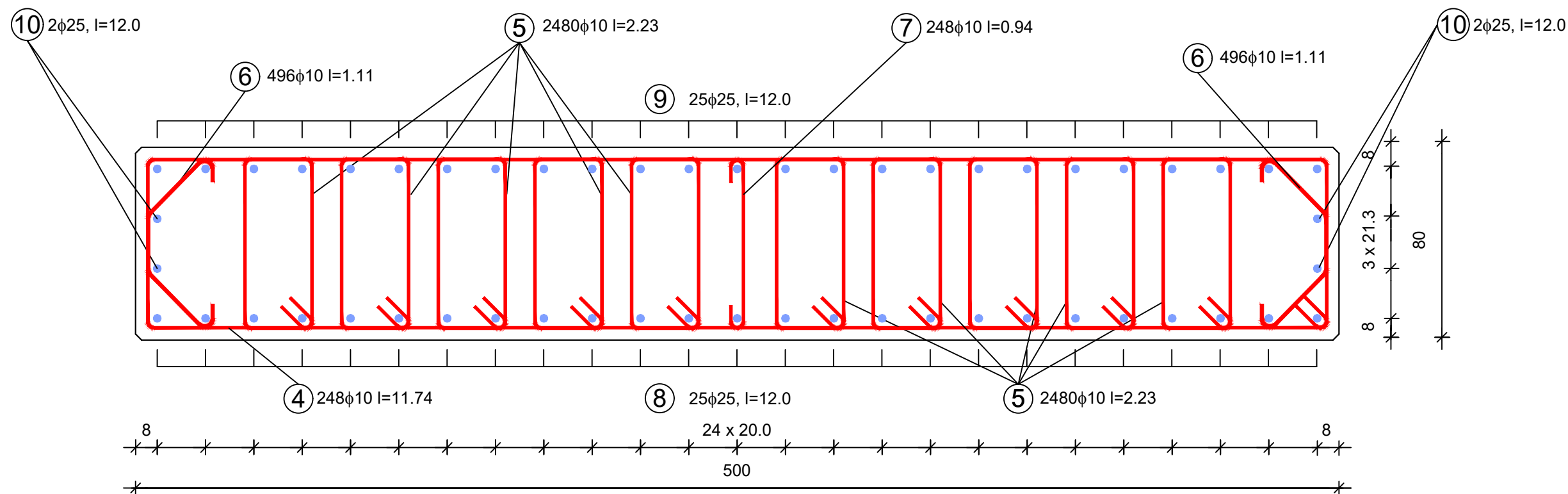


Izveček armature			
POZ	Φ [mm]	Število palic	Dolžina [cm]
1	25	25	510
2	25	25	516
3	25	4	510
4	10	248	1174
5	10	2480	223
6	10	496	111
7	10	248	94
8	25	25	1200
9	25	25	1200
10	25	4	1200
11	25	49	1002
12	25	49	1104
13	25	4	1056
14	25	25	1200
15	25	25	1200
16	25	4	1200
17	25	25	510
18	25	25	516
19	25	4	510
Skupaj dolžina < Φ12		9225,60	m
Skupaj dolžina > Φ12		2923,98	m
Skupaj masa < Φ12		5685	kg
Skupaj masa > Φ12		11261	kg

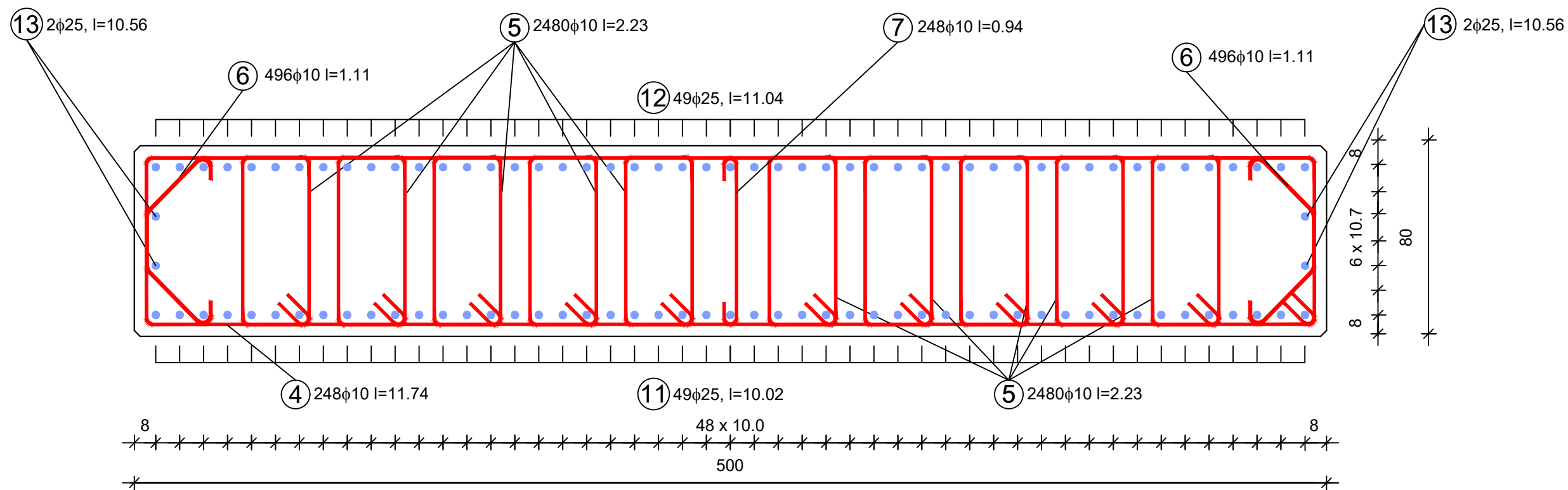
Oznaka	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št:
Projekt: Most čez Kamniško Bistrico	prof. dr. Tatjana Isakovič	15.9.2016	Načrt: Armaturni načrt - vzdolžni prerez	001
Številka projekta: 0001	Izdelał: Aleš Jamšek d.i.g. (UN)	Datum izdelave: 10.9.2016	Del objekta: Ločna konstrukcija	Merilo: 1:100
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa: L1	Stran: B3



Oznaka	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št:
Projekt: Most čez Kamniško Bistrico	prof. dr. Tatjana Isaković	15.9.2016	Načrt: Armaturni načrt prereza A-A	001
Številka projekta: 0001	Izdelal: Aleš Jamšek d.i.g. (UN)	Datum izdelave: 10.9.2016	Del objekta: Ločna konstrukcija	Merilo: 1:20
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa: L1	Stran: B4



Oznaka	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št:
Projekt: Most čez Kamniško Bistrico	prof. dr. Tatjana Isaković	15.9.2016	Načrt: Armaturni načrt prereza B'-B'	001
Številka projekta: 0001	Izdelal: Aleš Jamšek d.i.g. (UN)	Datum izdelave: 10.9.2016	Del objekta: Ločna konstrukcija	Merilo: 1:20
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa: L1	Stran: B5



Oznaka	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št:
Projekt: Most čez Kamniško Bistrico	prof. dr. Tatjana Isaković	15.9.2016	Načrt: Armaturni načrt prereza C-C	001
Številka projekta: 0001	Izdelal: Aleš Jamšek d.i.g. (UN)	Datum izdelave: 10.9.2016	Del objekta: Ločna konstrukcija	Merilo: 1:20
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa: L1	Stran: B6