

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 izvorna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Cej, M., 2014. Analiza in projektiranje prednapete prekladne konstrukcije železniškega mostu. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 130 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Cej, M., 2014. Analiza in projektiranje prednapete prekladne konstrukcije železniškega mostu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 130 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

MATIJA CEJ

**ANALIZA IN PROJEKTIRANJE PREDNAPETE
PREKLADNE KONSTRUKCIJE ŽELEZNIŠKEGA
MOSTU**

Diplomska naloga št.: 3381/KS

**ANALYSIS AND DESIGN OF PRESTRESSED RAILWAY
BRIDGE DECK**

Graduation thesis No.: 3381/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 02. 04. 2014

ERRATA

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Matija Cej izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Analiza in projektiranje prednapete prekladne konstrukcije železniškega mostu«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 31.3.2014

Matija Cej

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.074.1:624.21/.8(043.2)
Avtor:	Matija Cej
Mentor:	izr. prof. dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Analiza in projektiranje prednapete prekladne konstrukcije železniškega mostu
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – Univerzitetni študij
Obseg in oprema:	130 str., 30 pregl., 133 sl., 94 en., 4 pril.
Ključne besede:	projektiranje, Evrokod standardi, prednapetje, sovprežna konstrukcija, montažni nosilci, integralna konstrukcija, železniška obtežba, računski model

Izvleček

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo prekladno konstrukcijo železniškega mostu dolžine 55 m v Luki Koper. Obravnavana konstrukcija je zasnovana kot integralna konstrukcija preko štirih polj, temeljena na pilotih dolžine 50 m. Prekladno konstrukcijo obravnavamo kot sovprežni prerez štirih montažnih in nakladno prednapetih nosilcev ter naknadno zabetonirane plošče. Analizo konstrukcije opravimo na idealiziranem prostorskem računskem modelu, ki ga izdelamo v računalniškem programu Sofistik, kateri temelji na metodi končnih elementov. V modelu dodatno upoštevamo interakcijo konstrukcije s temeljnimi tlemi. Zajamemo jo z upoštevanjem ustreznih horizontalnih modulov reakcije tal. Poleg lastne teže, ostale stalne obtežbe in vpliva prednapetja, v analizi upoštevamo še vpliv vetra, temperaturne vplive, vpliv prometne obtežbe in vpliv diferenčnega posedanja podpor. Analizo prekladne konstrukcije izvedemo ločeno za fazo gradnje in ločeno v fazi uporabe. Pri tem upoštevamo tudi reologijo betona in jekla za prednapenjanje.. Izvedemo vse potrebne kontrole za mejna stanja uporabnosti in mejna stanja nosilnosti. Na načrtih v prilogi prikažemo situacijo in posamezne prečne prereze konstrukcije ter armaturne načrte prekladne konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.074.1:624.21/.8(043.2)
Author:	Matija Cej
Supervisor:	Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Title:	Analysis and design of prestressed railway bridge deck
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Scope and tools:	130 p., 30 tab., 133 fig., 94 eq., 4 ann.
Key words:	design, Eurocode standards, prestressing, composite cross-section, prefabricated beams, integral construction, railway load, mathematical model

Abstract

This thesis presents the design and static analysis of 55 m long railway bridge deck in Luka Koper. Analyzed construction is designed as four span integral concrete bridge with foundation consisting of 50 m long piles. Bridge deck is analyzed as composite cross section of four prefabricated post tensioned beams with in-situ concrete slab on them. For the analysis is made an idealized 3D mathematical model with Sofistik computer program based on finite element method. The interaction between soil and construction is also taken into account in the model with appropriate soil characteristics. In the analysis different effects were taken into consideration, such as permanent impact, impact of prestressing, wind, temperature, traffic and impact of differential settlement of supports. Analysis of bridge deck is carried out during construction and in phase of use where creep and shrinkage development is also taken into consideration. All the necessary checks are done for serviceability limit state and ultimate limit state. In the appendixes are represented the situations and characteristic sections of bridge along with reinforcement drawing of bridge deck.

ZAHVALA

Pri nastajanju diplome se za strokovno pomoč in vložen trud najprej zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini. Istočasno se za idejni projekt in tehnično pomoč zahvaljujem Daliborju Staniču in Vanji Marš iz podjetja Ginex International d.o.o. Temu istemu podjetju in njegovemu lastniku Dragiši Lazareviću se iskreno zahvaljujem za nudeno finančno podporo in pridobljene izkušnje tekom študija. Za nesebično pomoč in nasvete pri uporabi programa Sofistik se iskreno zahvaljujem tudi Amelu Hodžiču.

Posebna zahvala gre mojima staršema, ki sta mi omogočila brezskrben študij in mi ves čas stala ob strani.

Ob tej priložnosti se za vso pomoč iskreno zahvaljujem tudi puncu Nataši, ki me je v času študija podpirala in verjela vame do njegovega zaključka. Hvala tudi vsem sošolcem in prijateljem za nepozabna študijska leta.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	SPLOŠNO O INTEGRALNIH MOSTOVIH	2
3	TEHNIČNI OPIS OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJE	4
3.1	Opis konstrukcije.....	4
3.1.1	Prekladna konstrukcija	5
3.1.2	Podporna konstrukcija in temeljenje	7
3.2	Geomehanske lastnosti zemljine.....	9
3.3	Mehanske lastnosti materialov	12
3.3.1	Beton.....	12
3.3.2	Jeklo za armiranje.....	17
3.3.3	Jeklo za prednapenjanje.....	18
3.3.4	Relaksacija jekla	19
3.3.5	Materialni varnostni faktorji	19
3.4	Krovni sloj betona	19
3.4.1	Krovni sloj betona za armaturne palice	19
3.4.2	Krovni sloj betona za kable	20
3.5	Idealiziran računski model konstrukcije.....	21
3.6	Tehnologija gradnje	23
4	ANALIZA OBTEŽBE.....	25
4.1	Stalna obtežba.....	25
4.1.1	Lastna teža konstrukcije	25
4.1.2	Lastna teža opreme in zgornjega ustroja mostu.....	25
4.2	Reološki vplivi.....	26
4.2.1	Krčenje betona.....	26
4.2.2	Lezenje betona.....	29
4.3	Temperaturna obtežba.....	32
4.3.1	Enakomerna temperaturna sprememba.....	32
4.3.2	Neenakomerna temperaturna sprememba.....	34
4.3.3	Sočasen vpliv enakomerne in neenakomerne temperature spremembe.....	35
4.4	Obtežba vetra.....	36
4.4.1	Vpliv vetra brez prometne obtežbe.....	37
4.4.2	Vpliv vetra v kombinaciji s prometno obtežbo.....	42
4.4.3	Vpliv vetra med fazo gradnje	44

4.5	Prometna obtežba.....	46
4.5.1	Navpična obtežba	46
4.5.2	Vodoravna obtežba.....	50
4.5.3	Kombinacije navpične in vodoravne obtežbe - skupine obtežb	52
4.6	Diferenčni posedki podpor	52
4.7	Obtežba snega.....	52
4.8	Vplivi med gradnjo.....	53
4.9	Vpliv prednapetja.....	55
4.9.1	Pogoji okolja in omejitve	55
4.9.2	Potek kableske linije.....	55
4.9.3	Izbira sistema prednapenjanja	56
4.9.4	Začetne izgube prednapetja	57
4.9.5	Časovno odvisne izgube prednapetja	63
5	KOMBINACIJE VPLIVOV, DELNI FAKTORJI IN POTREBNE RAČUNSKÉ	
	KONTROLE.....	65
5.1	Kombinacije vplivov	65
5.2	Delni faktorji in faktorji za kombinacijo	66
5.3	Potrebne računske kontrole	67
5.3.1	Kontrole za MSU	68
5.3.2	Kontrole za MSN	70
6	ANALIZA KONSTRUKCIJE	71
6.1	Geometrijske karakteristike prečnega prereza konstrukcije.....	72
6.2	Analiza konstrukcije med fazo gradnje.....	73
6.2.1	Obremenitve v posameznih fazah gradnje	73
6.2.2	Kontrole napetosti v posameznih fazah gradnje.....	80
6.2.3	Potrebna armatura med fazo gradnje.....	86
6.3	Analiza konstrukcije med fazo uporabe.....	88
6.3.1	Obremenitve pri delovanju posameznih vplivov.....	88
6.3.2	Kontrole za MSU	100
6.3.3	Kontrole za MSN	113
7	ZAKLJUČEK.....	128
	VIRI.....	129

KAZALO SLIK

Slika 1: Lokacija mostu v Luki Koper (Google earth, 2014)	4
Slika 2: Vzdolžni prerez konstrukcije	5
Slika 3: Tloris konstrukcije	5
Slika 4: Prečni prerez prekladne konstrukcije (dimenzije so v metrih).....	6
Slika 5: Robni venec in glavni nosilec (dimenzije so v metrih).....	7
Slika 6: Prerez krajnega in vmesnega opornika.....	7
Slika 7: Krajni opornik (dimenzije v metrih)	8
Slika 8: Vmesni opornik (dimenzije v metrih)	8
Slika 9: Absolutne kote flišne podlage v prostoru Luke Koper (Logar, 2009)	9
Slika 10: Absolutne kote dna sloja mehkih morskih glin v prostoru Luke Koper (Logar, 2009)	10
Slika 11: Sestava tal v profilu P1 pomola I (Logar, 2009)	10
Slika 12: Spreminjanje edometriškega modula E_{oed} z globino	11
Slika 13: Časovni razvoj tlačne trdnosti f_{ck}	13
Slika 14: Časovni razvoj tlačne trdnosti f_{ctm}	14
Slika 15: Časovni razvoj elastičnega modula E_{cm}	15
Slika 16: Zveza med napetostjo in deformacijo za beton C50/60	16
Slika 17: Zveza med napetostjo in deformacijo za beton C30/37	16
Slika 18: Konstitutivni zakon armature	17
Slika 19: Konstitutivni diagram za jeklo za prednapenjanje	18
Slika 20: 3D model konstrukcije	21
Slika 21: Tloris modela	21
Slika 22: Stranski pogled modela	22
Slika 23: Shematski prikaz obremenitev sovprežnega prereza z ločenimi elementi (JB, 2004)	22
Slika 24: Shematski prikaz modela sovprežnega prereza (JB, 2004)	23
Slika 25: Izvedeno je temeljenje in betoniranje stebrov in krajnih opornikov	24
Slika 26: Nameščeni so montažni prednapeti nosilci	24
Slika 27: Zabetonirana je plošča.....	24
Slika 28: Shematski prikaz preostale stalne obtežbe prekladne konstrukcije.....	26
Slika 29: Časovni razvoj deformacije krčenja betona za nosilec.....	29
Slika 30: Časovni razvoj deformacije krčenja betona za ploščo	29
Slika 31: Razvoj koeficienta lezenja za nosilec.....	31
Slika 32: Razvoj koeficienta lezenja za ploščo	31
Slika 33: Zveza med ekstremnimi temperaturami zraka v senci [T_{min}/T_{max}] in minimalno/maksimalno enakomerno temperaturo mostu [$T_{e,min}/T_{e,max}$] (SIST EN 1991-1-5:2003)	33

Slika 34: Priporočene vrednosti linearnih temperaturnih gradientov za različne tipe prekladnih konstrukcij za cestne in železniške mostove ter mostove za pešce (SIST EN 1991-1-5:2003)	34
Slika 35: Priporočene vrednosti faktorja k_{sur} za korekcijo linearnih temperaturnih gradientov pri različnih debelinah obloge (SIST EN 1991-1-5:2003).....	35
Slika 36: Smeri delovanja vetra in dimenzije prekladne konstrukcije mostu (SIST EN 1991-1-4:2005)	36
Slika 37: Faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ za $c_0=1,0$ in $k_1=1,0$ (SIST EN 1991-1-4:2005).....	39
Slika 38: Višina prereza za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (SIST EN 1991-1-4:2005)	40
Slika 39: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (SIST EN 1991-1-4:2005)	41
Slika 40: Sila vetra brez prometne obtežbe	42
Slika 41: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (SIST EN 1991-1-4:2005)	43
Slika 42: Sila vetra v kombinaciji s prometno obtežbo	44
Slika 43: Koeficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (SIST EN 1991-1-4:2005)	45
Slika 44: Shema železniške obtežbe LM71 in njene karakteristične vrednosti (SIST EN 1991-2:2003)	46
Slika 45: Shema železniške obtežbe SW/0 in SW/2 (SIST EN 1991-2:2003).....	47
Slika 46: Ekscentričnost vertikalne obtežbe (SIST EN 1991-2:2003)	47
Slika 47: Razširitev koncentrirane obtežbe v vzdolžni smeri mostu (SIST EN 1991-2:2003)	49
Slika 48: Razširitev koncentrirane obtežbe v prečni smeri mostu preko pragov in gramozne grede za progo brez nadvišanja (SIST EN 1991-2:2003).....	49
Slika 49: Shema obtežbe med gradnjo	54
Slika 50: Pozicija nosilcev tipa 1 in 2	55
Slika 51: Potek kableske linije pri nosilcu tipa 1	55
Slika 52: Potek kableske linije pri nosilcu tipa 2	56
Slika 53: Napetosti v prvem kablu takoj po napenjanju prvega oziroma drugega kabla	59
Slika 54: Padeč napenjalne sile v kablu nosilca tipa 1 po izvršitvi začetnih izgub	62
Slika 55: Padeč napenjalne sile v kablu nosilca tipa 2 po izvršitvi začetnih izgub	62
Slika 56: Padeč sile prednapetja v kablu nosilca tipa 1 zaradi časovno odvisnih izgub	63
Slika 57: Padeč sile prednapetja v kablu nosilca tipa 2 zaradi časovno odvisnih izgub	63
Slika 58: Oznaka nosilcev v vzdolžni smeri z osmi od A do D za prikaz rezultatov analize	71
Slika 59: Predvidena lega vzdolžne armature v prerezu ter ploskev A_k pri računu torzijske odpornosti enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza	72
Slika 60: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi lastne teže nosilcev	73
Slika 61: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva prednapetja posameznega kabla	74
Slika 62: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva prednapetja kablov z leve strani	74
Slika 63: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva prednapetja kablov z desne strani	74

Slika 64: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi obtežbe delavcev pri montaži nosilcev.....	75
Slika 65: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi lastne teže sveže betonske mešanice	76
Slika 66: Upogibni momenti v nosilcih v osi C zaradi obtežbe delavcev, opreme in opaža	76
Slika 67: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona plošče in nosilca	77
Slika 68: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona plošče in nosilca	77
Slika 69: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D zaradi preostale stalne obtežbe.....	78
Slika 70: Prečne sile v nosilcih v osi C in D zaradi preostale stalne obtežbe.....	78
Slika 71: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona v času od namestitve zgornjega ustroja do nastopa prometne obtežbe.....	79
Slika 72: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona v času od namestitve zgornjega ustroja do nastopa prometne obtežbe.....	79
Slika 73: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C po napenjanju in sidranju kablov	80
Slika 74: Osne sile v nosilcih v osi C po napenjanju in sidranju kablov	81
Slika 75: Napetosti v kablji v nosilcih v osi C takoj napenjanju in sidranju kablov	81
Slika 76: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev v osi C takoj po napenjanju in sidranju drugega kabla.....	82
Slika 77: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic	83
Slika 78: Prečne sile v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic	84
Slika 79: Osne sile v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic.	84
Slika 80: Napetosti na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic	85
Slika 81: Razporeditev nateznih napetosti pri vnosu sile prednapetja v beton (po Sargiousu)	86
Slika 82: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 63$ dni)	88
Slika 83: Prečne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 63$ dni)	89
Slika 84: Osne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih ($t = 63$ dni).....	89
Slika 85: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 36500$ dni)	90
Slika 86: Prečne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 36500$ dni).....	90
Slika 87: Osne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 36500$ dni).....	91
Slika 88: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo	91
Slika 89: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo	92

Slika 90: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo	92
Slika 91: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi temperaturne obtežbe.....	93
Slika 92: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi temperaturne obtežbe	93
Slika 93: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi temperaturne obtežbe	94
Slika 94: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi diferenčnih posedkov podpor	94
Slika 95: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi diferenčnih posedkov podpor.....	95
Slika 96: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi diferenčnih posedkov podpor	95
Slika 97: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11	96
Slika 98: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11	97
Slika 99: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11	97
Slika 100: Ovojnice osni sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11	98
Slika 101: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16	98
Slika 102: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16.....	99
Slika 103: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16	99
Slika 104: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16	100
Slika 105: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov.....	101
Slika 106: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov	101
Slika 107: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D pri pogosti kombinaciji vplivov .	102
Slika 108: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov	102
Slika 109: Največji upogibni momenti v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov	103
Slika 110: Najmanjši upogibni momenti v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.....	103
Slika 111: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov	104
Slika 112: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev pri pogosti kombinaciji vplivov	105
Slika 113: Razporeditev normalnih napetosti v betonskem prerezu z največjimi nateznimi napetostmi	105
Slika 114: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci pri pogosti kombinaciji vplivov	106

Slika 115: Največje tlačne napetosti v nosilcu oziroma plošči pri karakteristični kombinaciji vplivov	107
Slika 116: Razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu na mestu največjih tlačnih napetosti pri karakteristični kombinaciji vplivov	107
Slika 117: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev pri navidezno stalni kombinaciji vplivov	108
Slika 118: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci pri navidezno stalni kombinaciji vplivov	109
Slika 119: Razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu na mestu največjih tlačnih napetosti pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe	109
Slika 120: Napetosti v kablilih in armaturi pri karakteristični kombinaciji vplivov	110
Slika 121: Povesi prekladne konstrukcije pri karakteristični kombinaciji vplivov (v milimetrih)	112
Slika 122: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja	113
Slika 123: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja	114
Slika 124: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja	114
Slika 125: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja	115
Slika 126: Potrebna vzdolžna armatura v sovprežnem nosilcu za prevzem osno-upogibnih obremenitev v MSN	116
Slika 127: Kontrola osno-upogibne nosilnosti sovprežnega prereza v programu DIAS	117
Slika 128: Dodatna vzdolžna armatura v nosilcu za prevzem torzijskih obremenitev v MSN	117
Slika 129: Potrebna strižna armatura v MSN za prevzem prečnih sil in torzije	119
Slika 130: Napetosti v prerezu z največjo prečno silo	120
Slika 131: Ovojnica upogibnih momentov m_{yy} v plošči pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja	125
Slika 132: Ovojnica upogibnih momentov m_{yy} v plošči pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja	126
Slika 133: Potrebna količina prečne armature v plošči	126

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Edometrski modul po slojih	11
Preglednica 2: Vrednosti horizontalnih modulov reakcije tal	12
Preglednica 3: Mehanske lastnosti betona	12
Preglednica 4: Mehanske lastnosti armature	17
Preglednica 5: Mehanske lastnosti jekla za prenapenjanje	18
Preglednica 6: Materialni varnostni faktorji.....	19
Preglednica 7: Preostala stalna obtežba osrednjega območja prekladne konstrukcije	25
Preglednica 8: Preostala stalna obtežba krajnega območja prekladne konstrukcije.....	25
Preglednica 9: Vrednosti koeficienta k_f	27
Preglednica 10: Račun končne deformacije zaradi krčenja betona za nosilec in ploščo.....	28
Preglednica 11: Končna deformacija krčenja betona za nosilec in ploščo.....	29
Preglednica 12: Račun končne vrednosti koeficienta lezenja betona za nosilce in ploščo	31
Preglednica 13: Efektivna višina prereza d' za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (SIST EN 1991-1-4:2005)	40
Preglednica 14: Karakteristične vrednosti obtežbe za shemi SW/0 in SW/2 (SIST EN 1991-2:2003)	47
Preglednica 15: Karakteristične vrednosti obtežbe za posamezno tirnico za shemi obtežbe LM71 in SW/0.....	48
Preglednica 16: Navpična obtežba železniškega prometa z upoštevanjem ekscentričnosti in dinamičnega faktorja.....	50
Preglednica 17: Karakteristične vrednosti vlečnih in zavornih sil	51
Preglednica 18: Skupine prometnih obtežb za železniški promet (SIST EN 1991-2:2003)	52
Preglednica 19: Obtežbe na posamezen nosilec med gradnjo.....	53
Preglednica 20: Obtežbe nosilca med gradnjo	53
Preglednica 21: Osnovne karakteristike prednapetja za oba tipa nosilcev	57
Preglednica 22: Padec napenjalne sile zaradi začetnih izgub sile prednapetja v kablju nosilca tipa 1 ..	60
Preglednica 23: Padec napenjalne sile zaradi začetnih izgub sile prednapetja v kablju nosilca tipa 2 ..	61
Preglednica 24: Časovno spreminjanje sile prednapetja do limitnega časa	64
Preglednica 25: Delni faktorji varnosti za pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov brez ali z upoštevanjem geotehničnih vplivov (STR/GEO) (SIST EN 1990:2003)	66
Preglednica 26: Faktorji za kombinacijo skupin prometne obtežbe in ostalih spremenljivih vplivov (SIST EN 1990:2003)	67
Preglednica 27: Priporočene vrednosti največje dovoljene širine razpok w_{max} [mm](SIST EN 1992-1-1:2005)	69
Preglednica 28: Geometrijske karakteristike nosilca brez oziroma s ploščo	72

Preglednica 29: Največji premer palic Φ_s * glede na omejitev širine razpok (SIST EN 1992-1-1-2004)	111
.....	111
Preglednica 30: Največja medosna oddaljenost armaturnih palic glede na omejitev širine razpok (SIST EN 1992-1-1:2004).....	111

1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo naknadno prednapeto prekladno konstrukcijo železniškega mostu, ki premošča Škocjanski zatok na kontejnerskem terminalu v Luki Koper. Obravnavana konstrukcija je zasnovana kot integralna konstrukcija preko 4 polj, katere glavna značilnost je toga povezava prekladne konstrukcije z vmesnimi stebri in krajnimi oporniki. Prednosti integralne konstrukcije predstavlja gradnja mostu brez dilatacij in ležišč, ki bistveno poceni gradnjo in vzdrževanje tovrstne konstrukcije. Gradnja takih mostov pa poteka hitro in enostavno.

Analizo konstrukcije opravimo na prostorskem modelu, ki zajema vse geometrijske ter mehanske lastnosti konstrukcije in temeljnih tal. Interakcijo med konstrukcijo in podlago upoštevamo z uporabo ustreznih horizontalnih modulov reakcije tal, ki zajamejo horizontalno podajnost zemljine. Prekladno konstrukcijo analiziramo kot sovprežno konstrukcijo nosilcev in plošče. Projektiramo po metodi mejnih stanj in v skladu z Evrokod standardi. Vse izračune izvedemo s programskim orodjem Sofistik (SOFiSTiK AG, 2012), ki omogoča obravnavo sovprežnih konstrukcij in časovni razvoj krčenja in lezenja betona. V modelu uporabimo linijske in lupinaste končne elemente.

V začetnem delu najprej predstavimo nekaj splošnih dejstev o integralnih konstrukcijah. V nadaljevanju podamo opis in osnovne podatke o konstrukciji, ki zajemajo geometrijske in materialne karakteristike ter geomehanske lastnosti zemljine. Nato predstavimo in analiziramo vplive, ki delujejo na konstrukcijo. Poleg lastne teže, dodatne stalne obtežbe in vpliv prednapetja, upoštevamo še obtežbo železniškega prometa, temperaturno obtežbo, obtežbo vetra in vsiljene notranje obremenitve, ki so posledica diferenčnega posedanja podpor. V posebnem poglavju so predstavljene tudi kombinacije, varnostni faktorji in vse potrebne kontrole. V nadaljevanju naloge analiziramo prekladno konstrukcijo med fazo gradnje in uporabe. V tem delu opravimo tudi vse potrebne kontrole za mejno stanje uporabnosti. Kot rezultat analize pa prikazujemo postopek dimenzioniranja in izračun potrebne armature za zagotavljanje nosilnosti prekladne konstrukcije. Na koncu je prikazujemo načrte konstrukcije in armaturni načrt.

2 SPLOŠNO O INTEGRALNIH MOSTOVIH

Integralni mostovi so betonski mostovi okvirnih konstrukcij brez dilatacij in ležišč. Gradnja integralnih mostov je monolitna, dimenzije nosilnih konstrukcijskih elementov pa so robustnejše. Poškodbe takšnih mostov so manjše, saj so odpravljeni glavni vzroki poškodb, kot so to območja nepovezanosti, dilatacije in območja ležišč. Stroški vzdrževanja so nižji, promet pa varnejši. Okvirne konstrukcije vsebujejo sistemske rezerve v prerazporeditvi obtežbe in vplivov. Pri snovanju integralnih mostov niso zaželena dimenzijska nesorazmerja, saj se na ta način preprečuje koncentracija napetosti in razpok. Projektiranje mostov v skladu s predpisi in standardi ni zadostno jamstvo za dober in trajen most. Pravilna zasnova namreč poleg zahtev iz standardov upošteva tudi izkušnje iz prakse in povratne informacije s področja vzdrževanja mostov in upravljanja z njimi.

Interakcija most-temeljna tla je pomembna komponenta mehanskega odziva integralne konstrukcij, zato je pri določanju realnih geomehanskih parametrov potrebno sodelovanje projektanta objekta in geomehanika. Pomembna je uporaba čim realnejšega računskega modela objekta in čim natančnejše modeliranje togosti temeljnih tal. Če za togost temeljnih tal privzamemo manjšo vrednost, bodo podcenjene vsiljene obremenitve, ki nastanejo kot posledica temperaturnih sprememb in prenapenjanja.

Prednosti integralni mostov so:

- nižji stroški gradnje,
- nižji stroški vzdrževanja in popravil, saj tovrstni mostovi nimajo elementov, ki bi zahtevali intenzivno vzdrževanje (ležišča in dilatacije),
- enostavnejša in hitra gradnja,
- višji nivo storitve,
- trajno in od vzdrževanja neodvisno preprečevanje direktnega dostopa soli do konstrukcijskih elementov pod voziščem,
- zmanjšanje nevarnosti neenakomernih posedanij in izklonov vmesnih podpor,
- prevzemanje negativnih reakcij iz prekladne konstrukcije,
- krajši stranski razponi omogočajo uporabo večje centralne razpetine pri konstrukcijah s tremi polji in
- večje rezerve nosilnosti zaradi možnosti prerazporeditev vplivov v mejnem stanju nosilnosti.

Statični sistemi integralnih betonskih mostov so okvirne konstrukcije z enim, dvema ali tremi polji. Uporabljamo lahko zaprti in odprti okvir, okvir s posebnimi poševnimi stebri, integralni ločni okvir, okvir s tremi polji in poševnimi stebri ter okvirji z dvema in več polji. Dolžine integralnih mostov so

odvisne od vrste integralne konstrukcije, lokacije, vrste premostitve. Odvisne so tudi od načina temeljenja in konstrukcijskih modifikacij opornikov.

Prečni prerezi integralnih konstrukcij so lahko zelo različni. Običajni prečni prerezi in hkrati najenostavnejši za gradnjo so polne plošče z ali brez konzol, nosilno rebro pravokotnega ali trapeznega prečnega prerezaploščat ali trapezni širok nosilec, in rebrasta plošča. Integralne mostove je možno graditi tudi s pomočjo montažnih T nosilcev. Ti so lahko predhodno ali naknadno prednapeti. Nad montažnimi nosilci se zabetonira plošča, debeline najmanj 20 cm, ki je s pomočjo moznikov ustrezno povezana z montažnimi nosilci. S prečnimi nosilci nad vmesnimi in krajnimi oporniki in vmesnimi podporami, ki se betonirajo sočasno s ploščo nad nosilci, pa dosežemo togo povezavo in integralnost konstrukcije (Pržulj, 2008).

V Sloveniji se integralni mostovi gradijo v manjšem obsegu. Še vedno obstaja nezaupanje v integralno konstrukcijo, predvsem zaradi velikih vsiljenih obremenitev, ki so posledica krčenja betona, temperaturnih sprememb in posedkov podpor. Pri običajnih konstrukcijah se lahko prekladna konstrukcija neomejeno razteza in krči zaradi drsnih ležišč, medtem ko se pri integralni konstrukciji vplivi krčenja in temperaturnega raztezanja preko toge povezave prenašajo iz prekladane konstrukcije na stebre in opornike. Te pa povzročajo velike natezne obremenitve v konstrukciji.

3 TEHNIČNI OPIS OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJE

3.1 Opis konstrukcije

Železniški most, ki je analiziran v okviru diplomske naloge, bo zgrajen na kontejnerskem terminalu v Luki Koper ob že obstoječem železniškem mostu in je predviden kot razširitev proge iz enotirne na dvotirno železniško progo. Skupna dolžina objekta v vzdolžni smeri znaša 55,0 m. Most premošča Škocjanski zatok. Na sliki 1 prikazujemo lokacijo mostu v Luki Koper.

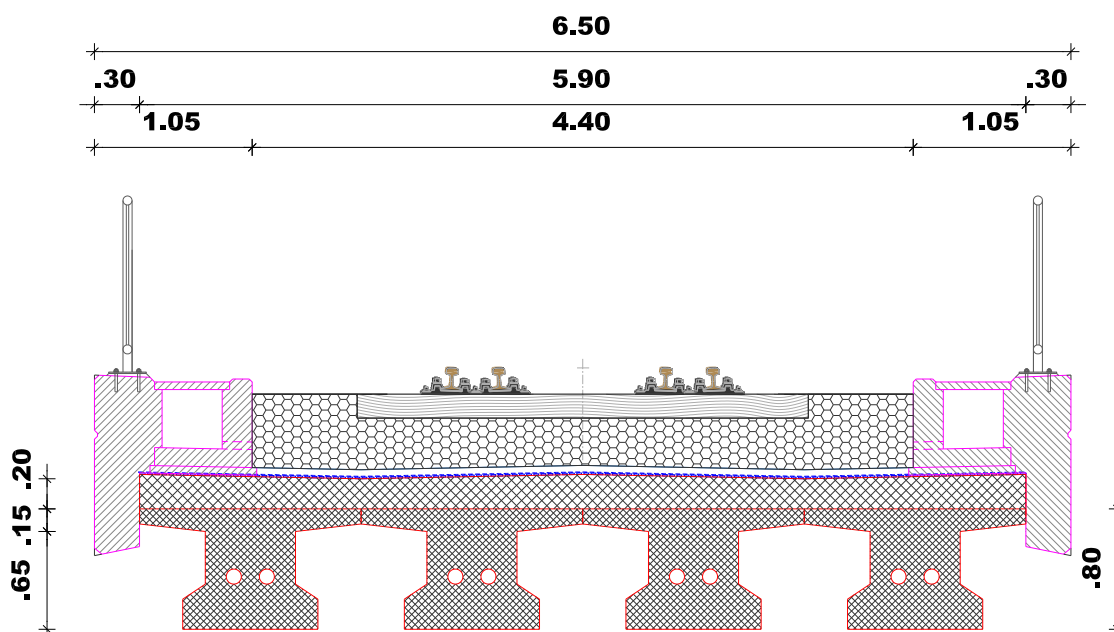


Slika 1: Lokacija mostu v Luki Koper (Google earth, 2014)

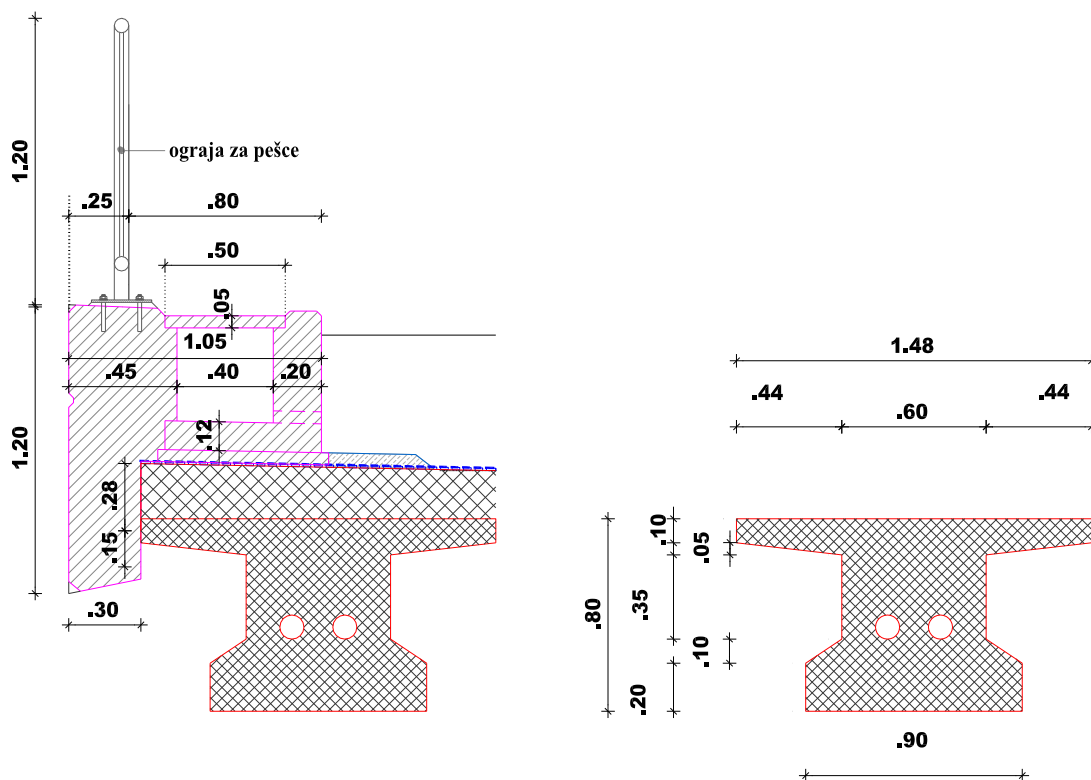
Most je zasnovan kot integralni armiranobetonski (v nadaljevanju AB) okvir preko štirih polj z razpetinami 12,5 m + 15,0 m + 15,0 m + 12,5 m. Prekladno konstrukcijo posameznega polja sestavljajo štirje prednapeti AB nosilci, na katere se naknadno zabetonirana betonska plošča. Krajna opornika sta izvedena kot AB steni, temeljeni s piloti, vmesni oporniki pa so sestavljeni iz prečnih nosilcev, ki so preko betonskih kap direktno podprti s piloti. Vsi piloti so predvideni kot jeklene cevi premera 813 mm, z debelino stene 12,5 mm, in so zabiti v zemljino do flišne podlage. Oporniki so v tlorisu poševno zamaknjeni in sicer tako, da se prilegajo terenu. Prehod z okoliškega terena na objekt je rešen s konzolno ploščo dolžine 2,0 m in debeline 40 cm, ki je oprta v opornika. Na sliki 2 in 3 prikazujemo vzdolžni prerez in tloris obravnavanega mostu.

kanalu, s katero zagotavljajo ustrezen nivo vode v Škocjanskem zatoku. Iz navedenih pogojev smo v fazi projektiranja prečni prerez nosilca lahko le minimalno povišali. Ustrezno nosilnost smo zagotovili s povečevanjem širine nosilca. Končne dimenzije prečnega prereza nosilca lahko razberemo iz slike 4 in 5.

Preko mostu so položeni tiri sistema 49 E1, ki ležijo na impregniranih pragovih dimenzij 16/26/260 cm. Vse skupaj je položeno na gramozno gredo minimalne višine 35 cm, ki omogoča lažje vzdrževanje proge brez daljših prekinitev prometa. Hidroizolacija na voziščni plošči sestoji iz predhodnega bitumenskega premaza, posipa s kremenčevim peskom, epoksidnega premaza, bitumske lepilne mase ter bitumenskih izolacijskih trakov s stekleno tkanino. Zaščitena je z elastičnim materialom debeline 5 cm. Hodniki in robni venci so iz aeriranega betona, odpornega na zmrzovanje in taljenje ob prisotnosti soli za odtajevanje. Na objektu je predvidena ograja za pešce, višine 1,20 m.



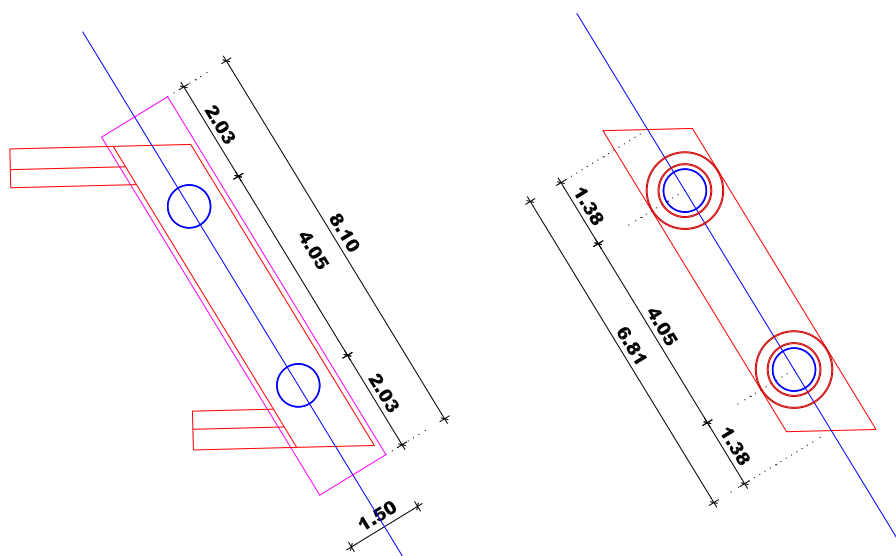
Slika 4: Prečni prerez prekladne konstrukcije (dimenzije so v metrih)



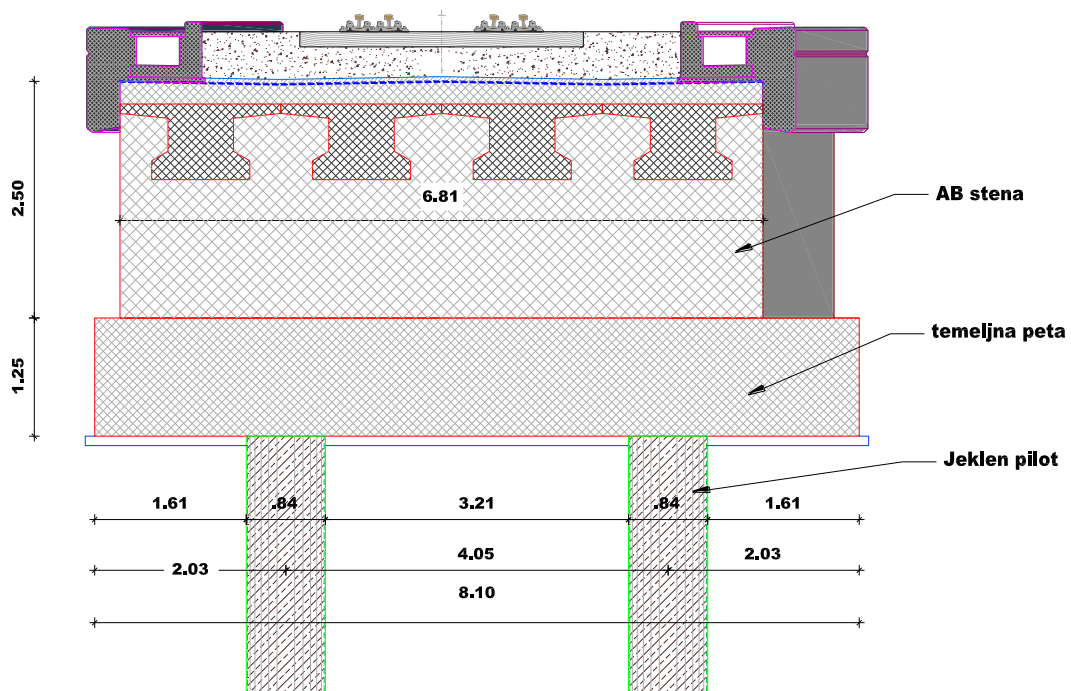
Slika 5: Robni venec in glavni nosilec (dimenzije so v metrih)

3.1.2 Podporna konstrukcija in temeljenje

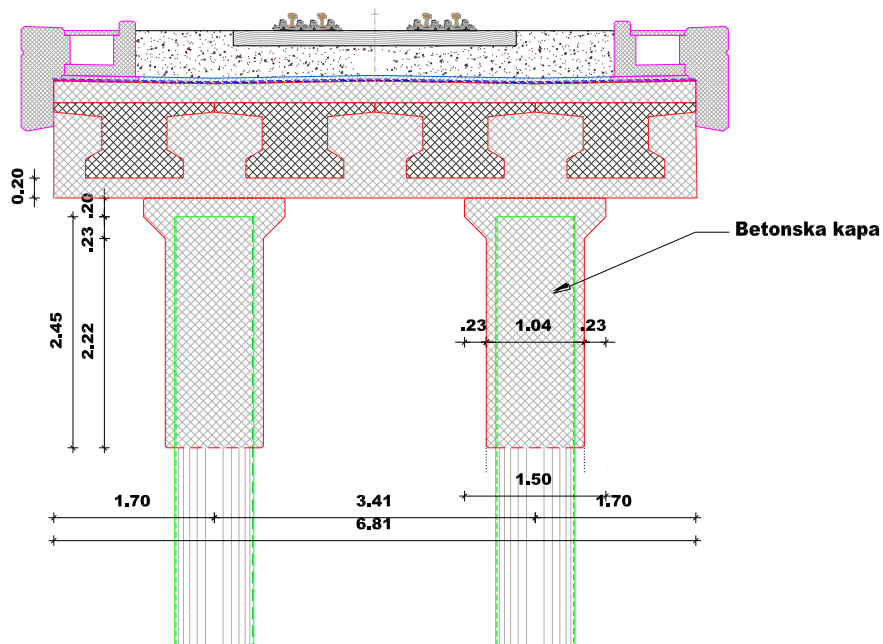
Krajna opornika sta predvidena kot 2,50 m visoki AB steni debeline 1,3 m s temeljno peto. Opornika sta temeljena na dveh pilotih, izvedenih kot jekleni cevi premera 813 mm in debeline 12,5 mm. Piloti so vtisnjeni in segajo do globine fliša. Vmesni oporniki so sestavljeni iz prečnih nosilcev širine 1,5 m in višine 1,2 m. Podprti so z jeklenimi piloti. Ti so v območju zgornje konstrukcije obdani z betonsko kapo, ki pilote varujejo in ustvarjajo togo povezavo med njimi in prečnimi nosilci.



Slika 6: Prerez krajnega in vmesnega opornika



Slika 7: Krajni opornik (dimenzije v metrih)

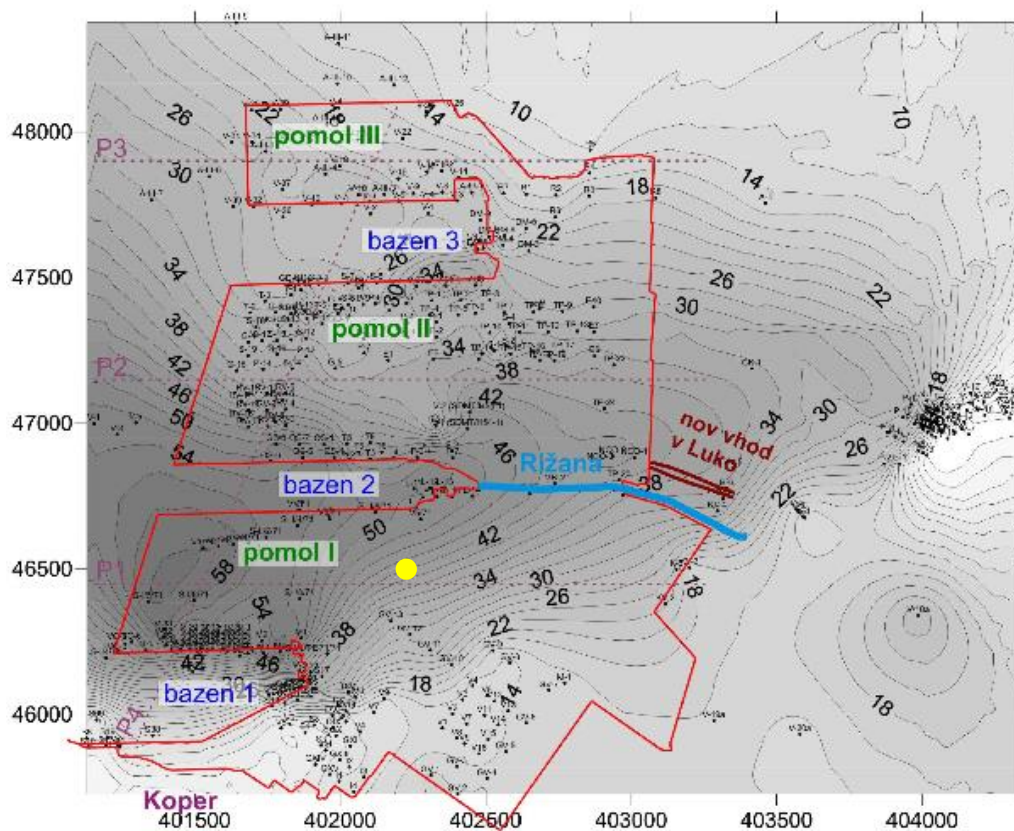


Slika 8: Vmesni opornik (dimenzije v metrih)

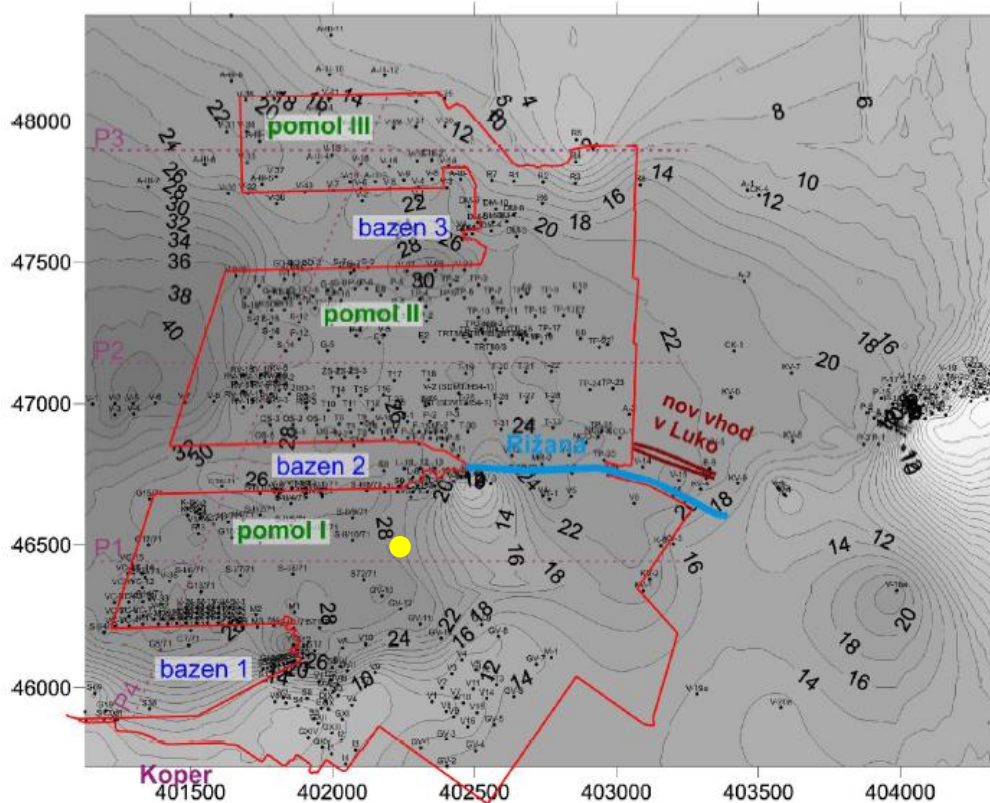
3.2 Geomehanske lastnosti zemljine

Značilen profil tal sredi Koprskega zaliva sestavlja podlaga iz eocenskega fliša na koti med –30 m in –60 m. Nad njo je do nekaj metrov debel sloj flišne preperine, ki jo prekrivajo različno debeli sloji pretežno prodnih in peščenih nanosov reke Rižane. Ti so ponekod na različnih globinah prekinjeni z do 5 m debelimi sloji gline. Na vzhodu so to pretežno prodi, medtem ko je proti zahodu ta sloj vse bolj peščen in zaglinjen. Na sloj rečnih sedimentov je odložen dominanten sloj mehkih morskih glin pretežno sive barve, ki sega približno do absolutne kote med –26 m do –30 m. Le na zahodnem delu pomola II seže do kote globlje od –40 m. Na pomolih I in II, ki sta umetno zgrajena z materialom (refulom), pridobljenim s poglobljanjem plovnihi poti s črpalnim bagrom, so na površini utrjena umetna nasutja iz flišnih in karbonatnih kamnin, pretežno v debelini od 2 m do 4 m. Reful se nahaja pretežno do globine 12 m (Logar, 2009).

Iz slik 9 in 10 lahko razberemo globino omenjenih slojev kamnine v območju Luke Koper. Prikazani sta koti flišnih tal in mehkih morskih glin. Z rumeno označbo prikazujemo predvideno lokacijo mostu.

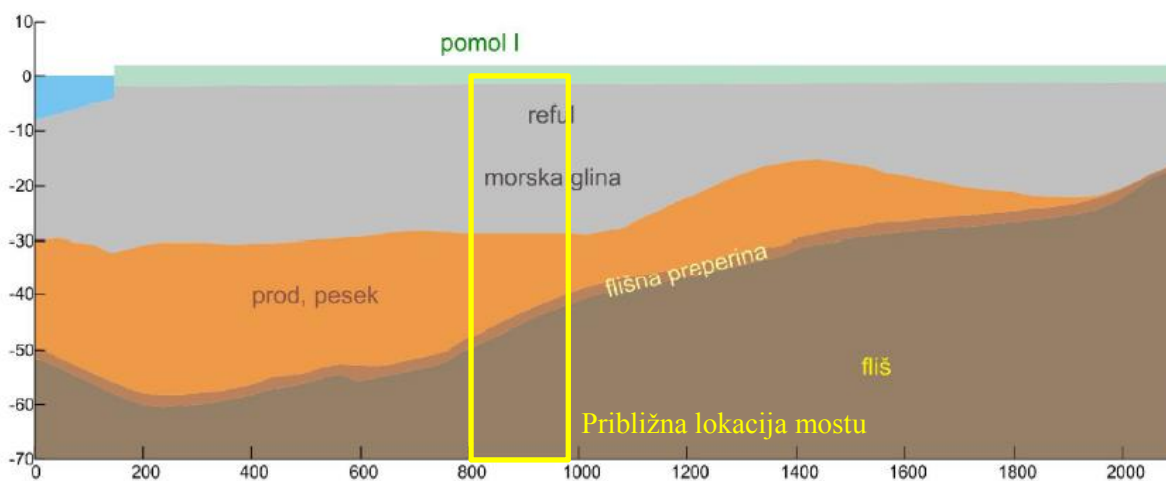


Slika 9: Absolutne kote flišne podlage v prostoru Luke Koper (Logar, 2009)



Slika 10: Absolutne kote dna sloja mehkih morskih glin v prostoru Luke Koper (Logar, 2009)

V primeru obravnavane konstrukcije se flišna podlaga nahaja približno na globini –50 m, globina mehkih morskih glina pa na koti cca –30 m. Sestavo tal v profilu prikazujemo na sliki 11. Sestava velja za profil P1 pomola I, ki se nahaja v neposredni bližini predvidene gradnje mostu.

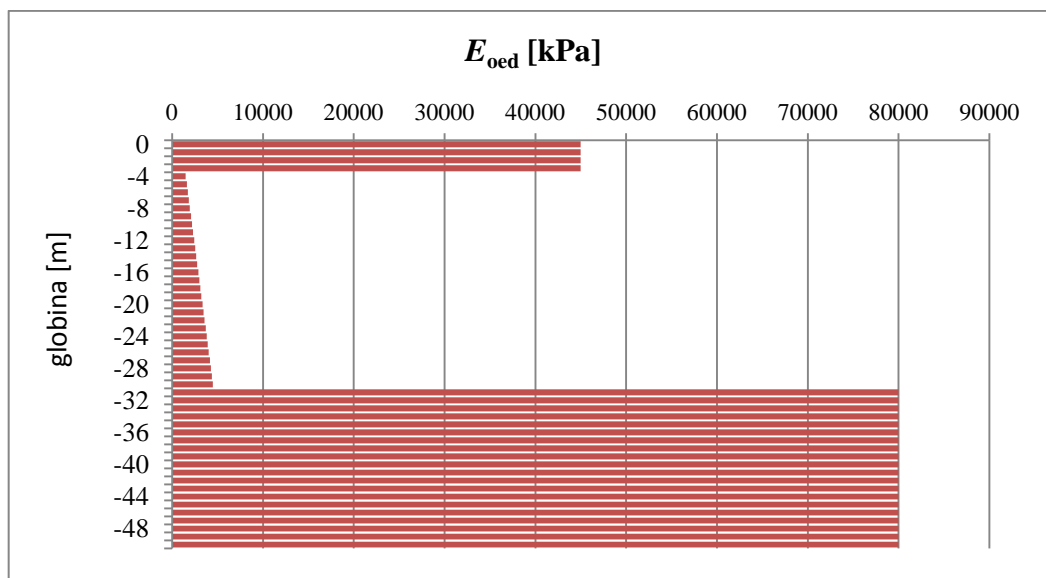


Slika 11: Sestava tal v profilu P1 pomola I (Logar, 2009)

Po posvetovanju s profesorjem dr. Jankom Logarjem smo se odločili za temeljenje na stoječih pilotih do globine –50 m, to je do globine flišne podlage. Izbrane materialne karakteristike zemljine in meje med posameznimi sloji prikazujemo v preglednici 1 ter na sliki 12. Karakteristike zemljine se sicer vzdolž mostu spreminjajo in so v zgornjih slojih lahko zelo različne med piloti v strugi potoka in piloti v utrjenem delu pomola. Vendar v okviru analize uporabimo enotne karakteristike vzdolž mostu.

Preglednica 1: Edometriški modul po slojih

Sloj	Globina z	E_{oed} [kPa]	Material
1	0 m do -3 m	45000	umetni nasip
2	-3 m do -30 m	1500 do 4500	mehke morske gline
3	-30 m do -50 m	80000	rečni nanosi



Slika 12: Spreminjanje edometriškega modula E_{oed} z globino

V okviru predstavljene analize predpostavimo, da se obremenitve v tleh prenašajo preko konice pilotov. Tako jih lahko v računskem modelu konstrukcije modeliramo kot stoječe pilote. Pri tem vpliv trenja med plaščem pilota in zemljino zanemarimo. Vpliv podajnosti zemljine upoštevamo predvsem s horizontalnim modulom reakcije tal, kot to prikazujemo v nadaljevanju.

Horizontalni modul reakcije tal k_h lahko določimo na poenostavljen način s pomočjo naslednjega izraza:

$$k_h = \frac{E_{oed}}{B}. \quad (1)$$

Pri tem E_{oed} predstavlja edometrski modul, B pa premer pilota. Vrednosti modulov prikazujemo v preglednici 2.

Za potrebe nadaljnje analize karakteristike zemljine izrazimo z moduli reakcije tal na enoto površine. Izračunamo jih tako, da module reakcije tal v vodoravni smeri pomnožimo s premerom kola.

Preglednica 2: Vrednosti horizontalnih modulov reakcije tal

Sloj	k_h [kN/m ²]
1	45000
2	1500 do 4500
3	80000

3.3 Mehanske lastnosti materialov

3.3.1 Beton

Za različne konstrukcijske elemente lahko izberemo različne kvalitete betona glede na velikost in vrsto obremenitev ter želene nosilnosti. V primeru obravnavanega objekta za elemente prekladne konstrukcije izberemo beton C50/60 N in C30/37 N za vse ostale elemente. Mehanske lastnosti betona pa prikazujemo v preglednici 3.

Preglednica 3: Mehanske lastnosti betona

Lastnosti betona	Trdnostni razred	
	C30/37	C50/60
γ_c	25 kN/m ³	25 kN/m ³
ν	0,2	0,2
α_c	$1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/°C	$1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/°C
E_{cm}	3300 kN/cm ²	3700 kN/cm ²
f_{ck}	3,0 kN/cm ²	5,0 kN/cm ²
f_{cd}	1,7 kN/cm ²	2,83 kN/cm ²
f_{cm}	3,8 kN/cm ²	5,8 kN/cm ²
f_{ctm}	0,29 kN/cm ²	0,41 kN/cm ²

Pri tem je γ_c prostorninska teža betona, ν poissonov količnik, α_c koeficient toplotnega raztezka, E_{cm} sekantni modul elastičnosti, f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betonskega valja starega 28 dni, f_{cm} srednja vrednost nazivnih tlačnih trdnosti betona in f_{ctm} srednja vrednost nazivnih nateznih trdnosti betona.

3.3.1.1 Časovni razvoj trdnosti betona

V izračunih predpostavimo, da je dosežena trdnost betona opornikov v času montaže in betoniranja prekladne konstrukcije enaka trdnosti, ki jo beton doseže po 28 dneh. Trdnost betona nosilcev in plošče pa se tekom analize spreminja glede na starost betona med gradnjo. Razvoj trdnosti betona prikazujemo v nadaljevanju.

Srednjo vrednost tlačne trdnosti betona pri starosti t izračunamo z izrazoma (2) in (3):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}, \quad (2)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0,5}\right)}. \quad (3)$$

Karakteristična tlačna trdnost betona v času t pa je določena z izrazom (4).

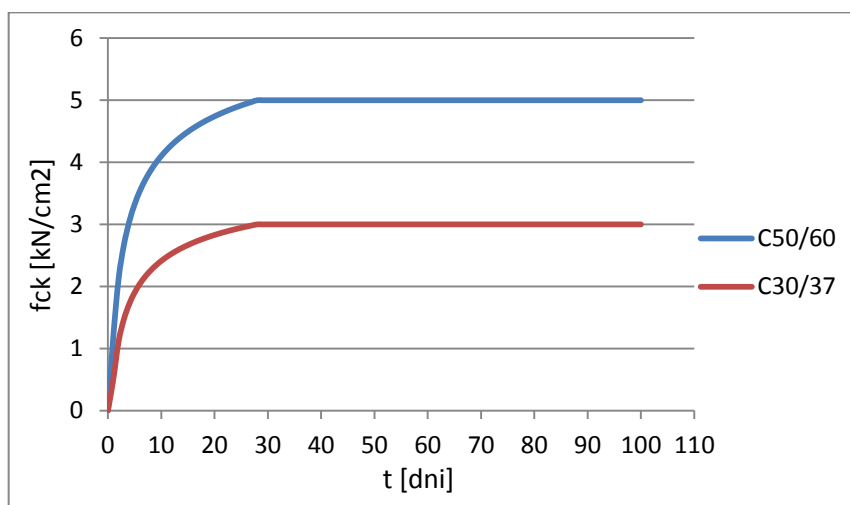
$$f_{ck}(t) = \begin{cases} f_{cm} - 8 \text{ MPa}, & 3 < t < 28 \text{ dni} \\ f_{ck}(28 \text{ dni}), & t \geq 28 \text{ dni} \end{cases} \quad (4)$$

Na sliki 13 prikazujemo razvoj tlačne trdnosti betona trdnostnega razreda C30/37 in C50/60. V nadaljevanju podajamo tlačne trdnosti betona C50/60 pri starosti betona 7, 14 in 21 dni.

$$f_{ck}(7 \text{ dni}) = 3,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck}(14 \text{ dni}) = 4,43 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck}(21 \text{ dni}) = 4,78 \text{ kN/cm}^2$$



Slika 13: Časovni razvoj tlačne trdnosti f_{ck}

Karakteristično natezno trdnost betona izračunamo z naslednjim izrazom:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm}. \quad (5)$$

Koeficient α je določena na sledeči način:

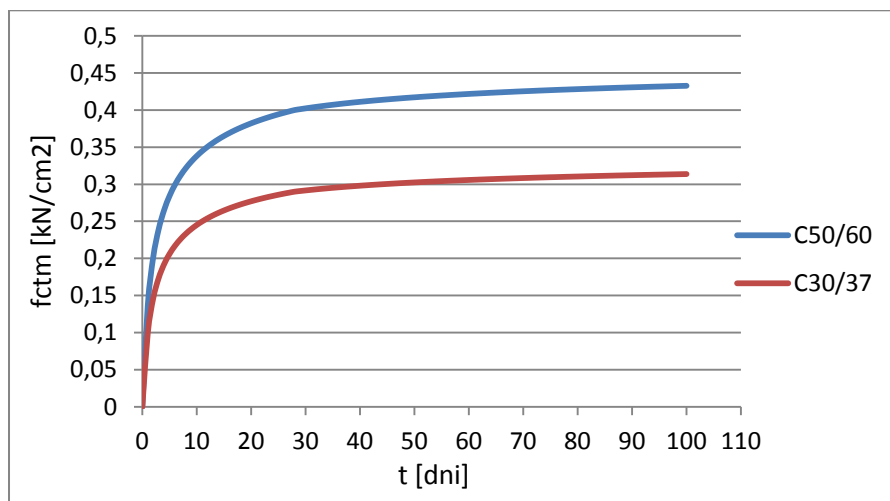
$$\alpha = \begin{cases} 1, & t < 28 \text{ dni} \\ 2/3 & t \geq 28 \text{ dni} \end{cases} \quad (6)$$

Časovni razvoj natezne trdnosti betona trdnostnega razreda C30/37 oziroma C50/60 prikazujemo na sliki 14. Vrednosti nateznih trdnosti betona C50/60 pri starosti betona 7, 14 in 21 dni pa so:

$$f_{ctm}(7 \text{ dni}) = 0,312 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm}(14 \text{ dni}) = 0,361 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm}(21 \text{ dni}) = 0,385 \text{ kN/cm}^2.$$

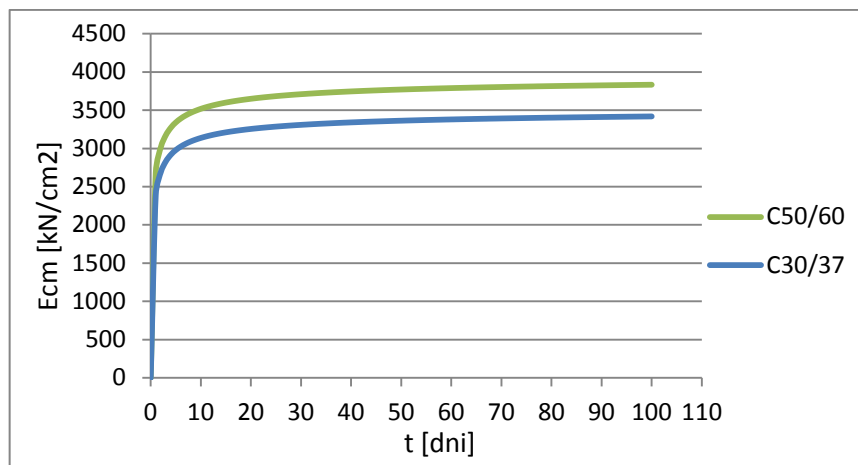


Slika 14: Časovni razvoj tlačne trdnosti f_{ctm}

Časovni razvoj srednje vrednosti sekantnega modula elastičnosti betona $E_{cm}(t)$ izračunamo z izrazom:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}. \quad (7)$$

Na sliki 15 prikazujemo časovni razvoj modula elastičnosti za beton trdnostnega razreda C30/37 in C50/60.



Slika 15: Časovni razvoj elastičnega modula E_{cm}

3.3.1.2 Krčenje betona

Deformacija zaradi krčenja betona je odvisna od enakih parametrov kot lezenje betona. Pri tem pa napetosti ne vplivajo na krčenje betona. Celotna deformacija zaradi krčenja betona ε_{cs} je sestavljena iz deformacije krčenja zaradi sušenja ε_{cd} in deformacije zaradi avtogenega krčenja ε_{ca} , ki se razvije v prvih urah oziroma dnevih po začetku vezanja cementa. (Beg, 2009).

Izračun deformacij zaradi krčenja betona podrobneje prikazujemo v poglavju 4.2.1.

3.3.1.3 Lezenje betona

Lezenje betona je v največji meri odvisno od starosti betona ob nanosu obtežbe, vlage in temperature okolja, konsistence in trdnostnega razreda betona, dimenzij betonskega prereza, deleža cementnega kamna v betonu, trajanja obtežbe ter velikosti napetosti (Beg, 2009).

Vpliv lezenja se pri analizi konstrukcij izraža predvsem v povečanju deformacij materiala, ki ga v izračunih upoštevamo s koeficientom lezenja $\varphi(t, t_0)$. Pri analizi predpostavimo linearno teorijo lezenja betona, za katero velja, da morajo biti tlačne napetosti v betonu manjše od $0,45 \cdot f_{ck}(t)$. Vpliv lezenja upoštevamo skladno z izrazom (8) in sicer:

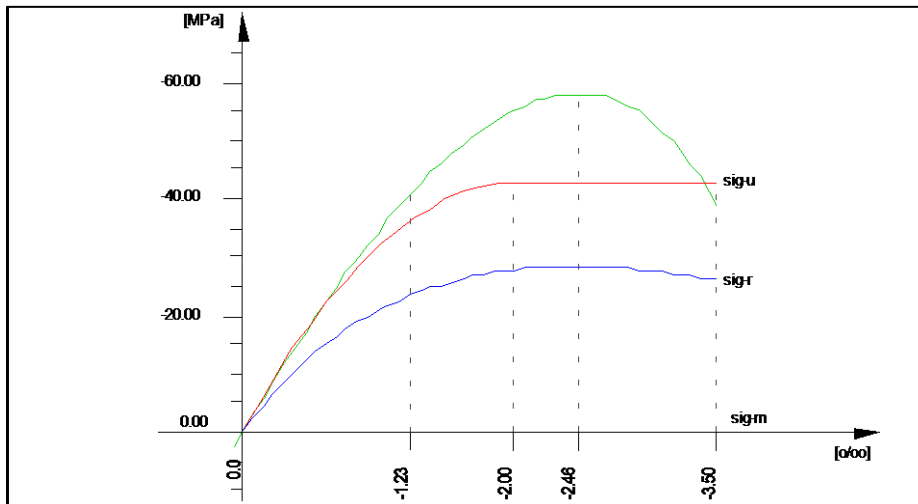
$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_c / E_c. \quad (8)$$

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} \quad (9)$$

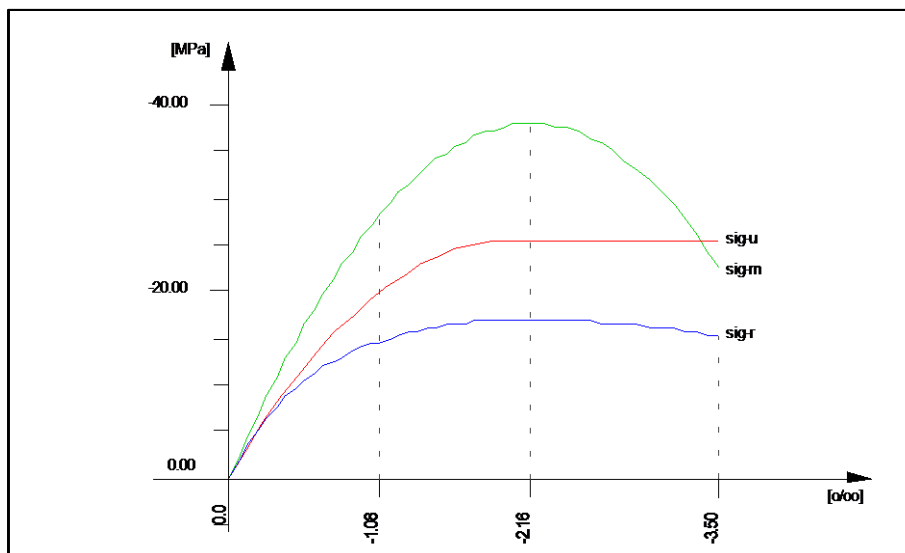
Izračun koeficienta lezenja detajlno prikazujemo v poglavju 4.2.2.

3.3.1.4 Zveza med napetostjo in deformacijo betona

Pri linearni analizi konstrukcije uporabimo poenostavljeno zvezo med napetostjo in deformacijo betona, podano s parabolo in premico. Konstitutivni zakon betona prikazujemo na sliki 16 oziroma 17 (rdeča krivulja).



Slika 16: Zveza med napetostjo in deformacijo za beton C50/60



Slika 17: Zveza med napetostjo in deformacijo za beton C30/37

Pri tem projektno vrednost tlačne trdnosti betona določimo s spodnjim izrazom:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

V izrazu (10) je α_{cc} koeficient, s katerim upoštevamo učinke trajanja in neugodne učinke nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona. Za mostove je priporočena vrednost $\alpha_{cc} = 0,85$. γ_C pa predstavlja materialni varnostni faktor za beton.

3.3.2 Jeklo za armiranje

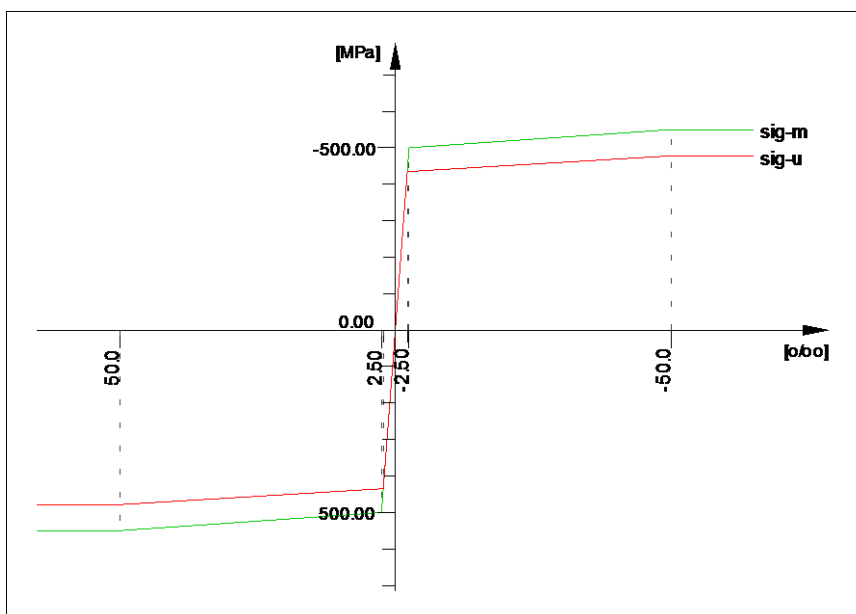
Pri analizi konstrukcije uporabimo jeklo trdnostnega razreda S 500 B. Mehanske lastnosti prikazujemo v preglednici 4.

Preglednica 4: Mehanske lastnosti armature

Armatura	f_{yk}	f_{yd}	E_s
S 500 B	50 kN/cm ²	43,5 kN/cm ²	20000 kN/cm ²

Pri tem je f_{yk} karakteristična natezna trdnost, f_{yd} projektna vrednost natezne trdnosti in E_s modul elastičnosti jekla za armiranje.

Na sliki 18 prikazujemo uporabljeno zvezo med napetostmi in deformacijami armature. Sovisnost je tri-linearna, z utrditvijo.



Slika 18: Konstitutivni zakon armature

Projektno vrednost natezne trdnosti jekla določimo na sledeč način:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (11)$$

V enačbi (11) γ_s predstavlja materialni varnostni faktor za jeklo za armiranje.

3.3.3 Jeklo za prednapenjanje

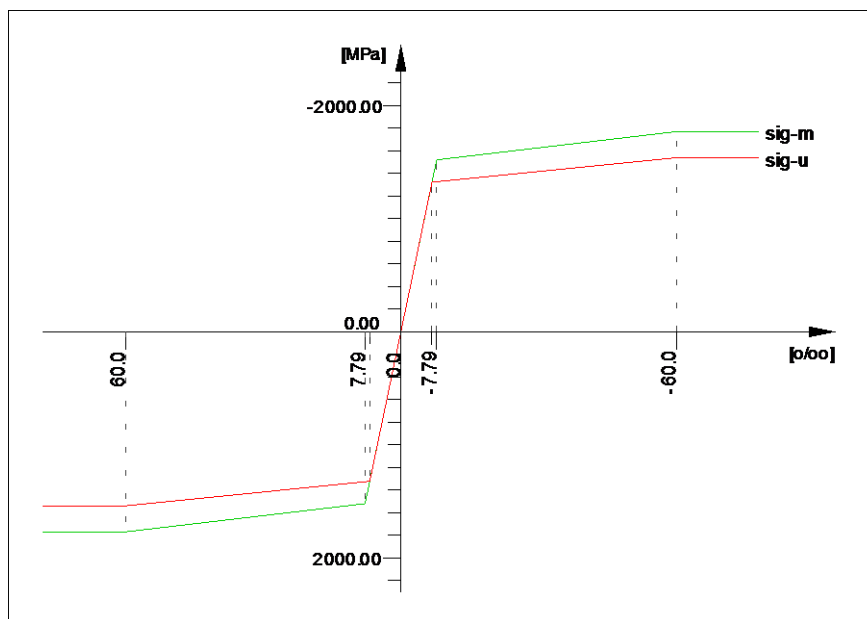
Za prednapete kable izberemo jeklo za prednapenjanje z oznako Y1770 S7, proizvajalca Freyssinet. Mehanske lastnosti so zbrane v preglednici 5.

Preglednica 5: Mehanske lastnosti jekla za prednapenjanje

Jeklo	f_{pk}	$f_{p0,1k}$	E_p
Y1770 S7	177 kN/cm ²	152 kN/cm ²	19500 kN/cm ²

Pri tem je f_{pk} karakteristična natezna trdnost, $f_{p0,1k}$ je karakteristična natezna trdnost pri 0,1 % nepovratni deformaciji, E_p pa je modul elastičnosti jekla za prednapenjanje.

Sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje prikazujemo na sliki 19. Tudi v tem primeru upoštevamo poenostavljen tri-linearni konstitutivni zakon z utrditvijo.



Slika 19: Konstitutivni diagram za jeklo za prednapenjanje

Projektno natezno trdnost jekla za prednapenjanje izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$f_{pd} = f_{pk} / \gamma_p \quad (12)$$

V enačbi (12) γ_p predstavlja materialni varnostni faktor za jeklo za prednapenjanje.

3.3.4 Relaksacija jekla

Padec sile prednapetja zaradi relaksacije kablov je odvisna od nivoja prednapenjanja, vrste jekla in pretečenega časa. Pri relaksaciji jekla gre za zmanjševanje napetosti v jeklu pri nespremenjenih deformacijah. Standard SIST EN 1992-1-1:2004 razvršča jekla za prednapenjanje v tri razrede relaksacije. Uporabljeno jeklo za prednapenjanje uvrstimo v razred 2. Sem spadajo žice in vrvi z nizko relaksacijo. V tem primeru privzamemo, da znaša padec sile v odstotkih začetne sile v času 1000 ur po napenjanju pri srednji temperaturi 20 °C $\rho_{1000} = 2,5\%$.

3.3.5 Materialni varnostni faktorji

V preglednici 6 prikazujemo materialne varnostne faktorje, ki jih upoštevamo pri analizi konstrukcije.

Preglednica 6: Materialni varnostni faktorji

Projektne situacije	γ_c za beton	γ_s za jeklo za armiranje	γ_p za jeklo za prednapenjanje
mejna stanja nosilnosti (MSN)	1,5	1,15	1,15
mejna stanja uporabnosti (MSU)	1,00	1,00	1,00

3.4 Krovni sloj betona

Najprej s pomočjo preglednice 4.1 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 določimo razred izpostavljenosti. Obravnavano prekladno konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti XS1. V ta razred uvrščamo betonske površine, ki so izpostavljene soli, ki jo prenaša zrak, hkrati pa niso v neposrednem stiku z morskovo vodo.

3.4.1 Krovni sloj betona za armaturne palice

Nazivni sloj betona za armaturne palice določimo kot vsoto minimalnega krovnega sloja in dovoljenega odstopanja.

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (13)$$

$$c_{\text{min}} = \max \{ c_{\text{min,b}}; c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dur,y}} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}}; 10 \text{ mm} \} \quad (14)$$

V izrazu (14) je $c_{\text{min,b}}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti, $c_{\text{min,dur}}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $\Delta c_{\text{dur,y}}$ je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0), $\Delta c_{\text{dur,st}}$ predstavlja zmanjšanje krovnega sloja v primeru uporabe

nerjavečega jekla (upoštevamo vrednost 0), $\Delta c_{dur,add}$ pa predstavlja zmanjšanje krovnega sloja pri uporabi dodatne zaščite (ni posebne zaščite, zato privzamemo vrednost 0).

Najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti je odvisna od premera uporabljenih armaturnih palic. Ker v začetni fazi projektiranja še ne poznamo velikosti in količine armature, predpostavimo premer palic 28 mm. Torej:

$$c_{min,b} = 28 \text{ mm.}$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja določimo v skladu s preglednico 4.3 N in 4.4 N iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Upoštevajoč opombo v členu 4.4.1.2(5) pri izbiri razreda konstrukcije izhajamo iz razreda S4, ki velja za konstrukcije s predvideno življenjsko dobo 50 let. Ker premostitvene objekte v Sloveniji projektiramo na življenjsko dobo 100 let, razred konstrukcije povečamo za dva v razred S6. Tako lahko iz preglednice 4.4 N odčitamo vrednosti $c_{min,dur}$ in sicer:

$$c_{min,dur} = 45 \text{ mm.}$$

Minimalni krovni sloj betona določimo s pomočjo izraza (14):

$$c_{min} = \max \{28 \text{ mm}; 45 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 45 \text{ mm}$$

Ko v računu upoštevamo še priporočeno vrednost za dovoljeno odstopanje Δc_{dev} , ki znaša 10 mm, je nominalna vrednost krovnega sloja betona za primer armaturnih palic sledeča:

$$c_{nom} = 45 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 55 \text{ mm.}$$

3.4.2 Krovni sloj betona za kable

Podoben izračun izvedemo tudi pri določanju krovnega sloja betona za kable za prednapenjanje. Najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti je pri kablilih kar enaka premeru zaščitne cevi, vendar ne več kot 80 mm. Torej:

$$c_{min,b} = 80 \text{ mm.}$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja $c_{min,dur}$ določimo v skladu s preglednico 4.3 N in 4.5 N v standardu SIST EN 1992-1-1:2004. Odčitek je:

$$c_{min,dur} = 55 \text{ mm.}$$

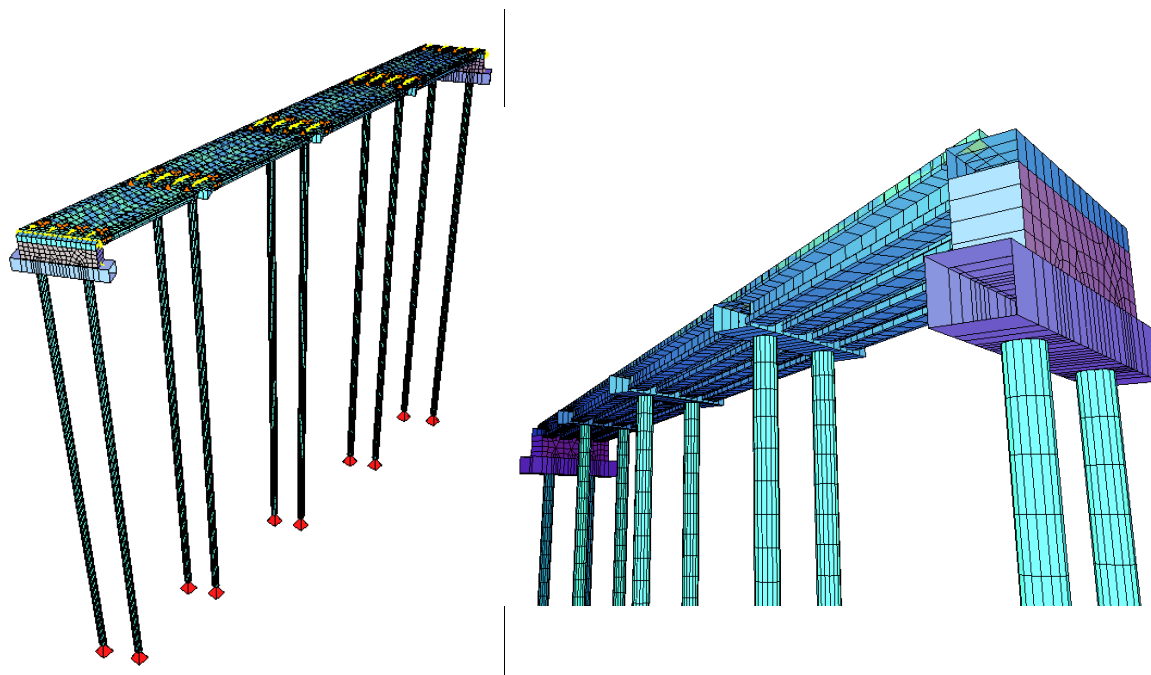
S pomočjo izrazov (13) in (14) določimo minimalni krovni sloj betona še za kable za prednapenjanje.

$$c_{min} = \max \{80 \text{ mm}; 55 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 80 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 80 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$$

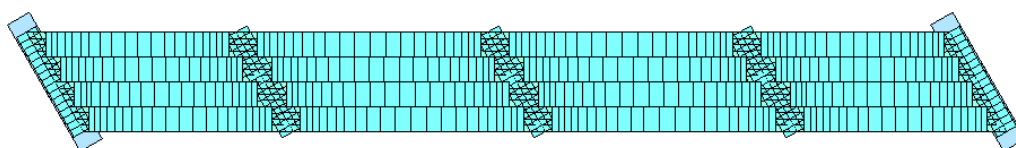
3.5 Idealiziran računski model konstrukcije

Idealiziran računski model obravnavane konstrukcije izdelamo s pomočjo programskega orodja Sofiplus (SOFiSTiK AG, 2012). Program deluje znotraj okolja Autocad (Autodesk Inc., 2010) in omogoča enostavno modeliranje konstrukcije. Izdelamo prostorski računski model, ki vsebuje tako linijske kot lupinaste končne elemente in ga prikazujemo na slikah 20 in 21. Ker imamo opravka z integralno konstrukcijo, v modelu upoštevamo tudi pilote in lastnosti zemljine. Glavne montažne nosilce, ki potekajo v vzdolžni smeri mostu, prečne nosilce, temeljno peto in pilote modeliramo z linijskimi končnimi elementi, ploščo in krajna opornika pa z lupinastimi končnimi elementi. Vse nosilne elemente upoštevamo z dejanskimi dimenzijami. Med seboj jih povežemo s togimi kinematičnimi vezmi. Glavne nosilce modeliramo kot prostoležeče nosilce, podprte s prečnimi nosilci. Po betoniranju plošče le ta ustvari togo povezavo med elementi in jih poveže v monolitno konstrukcijo.

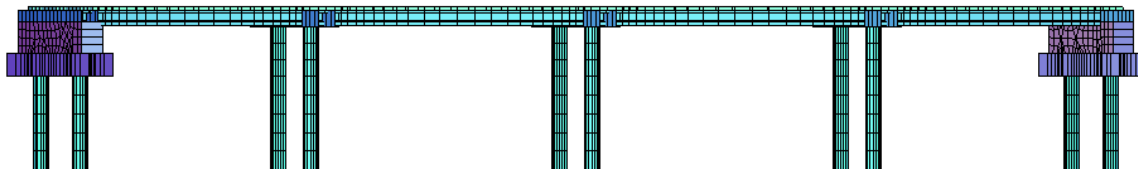


Slika 20: 3D model konstrukcije

Piloti segajo v območje flišne podlage, zato jih upoštevamo kot stoječe pilote, ki nosijo preko svoje konice. Modeliramo jih kot linijske elemente, ki so na dnu nepomično vrtljivo podprti. Interakcijo konstrukcije s temeljnimi tlemi pa zajamemo z upoštevanjem horizontalnih modulov reakcije tal, ki so podrobneje opisani v poglavju 3.2.

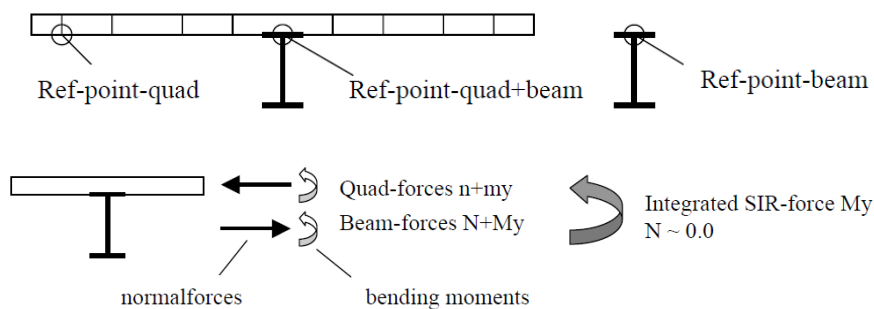


Slika 21: Tloris modela



Slika 22: Stranski pogled modela

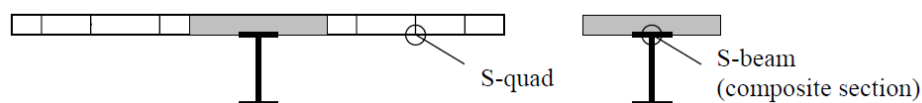
Največji izziv predstavlja modeliranje prekladne konstrukcije. Opraviti imamo s sovprežno konstrukcijo iz dveh materialov različnih starosti – glavnimi nosilci in naknadno betonirano ploščo. Glavne nosilce modeliramo z ekscentričnimi linijskimi končnimi elementi, za modeliranje plošče pa uporabimo ekscentrične lupinaste elemente. Težava nastopi pri interpretaciji obremenitev. Program namreč izračuna obremenitve ločeno v težiščni osi linijskih elementov in ločeno v težiščni ravnini ploskovnih elementov. Pri takšnem sovprežnem prerezu z ločenimi elementi se zato pojavijo dodatne osne obremenitve, kot to prikazujemo na sliki 23. Takšen način modeliranja je zelo zamuden in precej oteži analizo obremenitev v sovprežnem prerezu. Vso obremenitev je potrebno preračunati na težišče sovprežnega prereza in šele nato sledi dimenzioniranje sovprežnega prereza.



Slika 23: Shematski prikaz obremenitev sovprežnega prereza z ločenimi elementi (JB, 2004)

Za modeliranje sovprežnih konstrukcij je v programskem orodju Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013) na voljo enostavnejši način modeliranja, ki omogoča račun notranjih sil neposredno v težišču sovprežnega prereza. Tudi v tem primeru ploščo modeliramo z lupinastimi končnimi elementi, glavne nosilce pa z linijskimi. Pri slednjih v prečnem prerezu upoštevamo tudi ploščo in sicer tako, da prečni prerez nosilca povečamo za debelino plošče. Plošči, ki je v tem primeru upoštevana dvakrat, ustrezno zmanjšamo osno togost. Tako celotno osno obremenitev sovprežnega prereza prevzame le nosilec. Pri tem upogibna togost plošče ostane nespremenjena in v računu upoštevamo realen raznos zunanje obtežbe. Prečnemu prerezu linijskega nosilca pa moramo zmanjšati upogibno togost in sicer za vrednost upogibne togosti plošče. Upogibne obremenitve prevzameta ločeno nosilec in plošča. Momente iz plošče računalniški program integrira po širini in prišteje momentom, ki ji prevzame nosilec. Tako dobimo celotno upogibno obremenitev izračunano v težišču sovprežnega prereza.

Lastno težo lupinastih elementov za ploščo upoštevamo brez lastne teže, saj je ta upoštevana že v prerezu linijskega elementa.



Slika 24: Shematski prikaz modela sovprežnega prereza (JB, 2004)

Z uporabo opisanega modela bistveno poenostavimo dimenzioniranje, saj lahko v vzdolžni smeri dimenzioniralo le nosilec, v prečni smeri pa ploščo.

3.6 Tehnologija gradnje

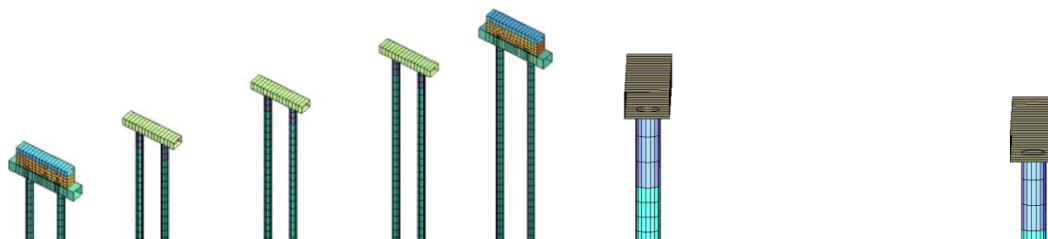
Gradnja se prične z izkopom gradbene jame na mestu obeh krajnih opornikov. V času izvedbe gradbene jame je potreben geotehnični nadzor. Po opravljenem izkopu in zaščiti gradbene jame se na projektirani koti uredi delovni plato za zabijanje jeklenih pilotov. Ko so piloti zabiti do predvidene globine, sledi izdelava opornikov s krilnimi stenami do projektirane kote. Po montaži prefabriciranih betonskih kap na vmesne podpore in izdelavi prečnih nosilcev, se pristopi k montaži prednapetih nosilcev. Pod nosilce je potrebno na opornike nujno položiti neoprenski trak debeline 1 cm. Po armiranju, opaženju in betoniranju voziščne sovprežne plošče s prečniki sledi izvedba hidroizolacije, ter njena zaščita. Na koncu se izvedejo še hodniki z robnimi venci in ograjami, ter zasutje s tirno gredo.

Pri analizi konstrukcije upoštevamo naslednje faze gradnje:

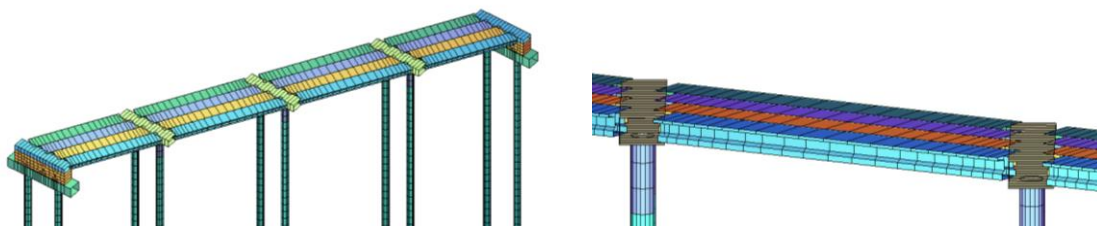
1. Faza: $t = 0$ dni – vtiskanje pilotov, betoniranje opornikov in montaža betonskih kap
2. Faza: $t = 14$ dni – betoniranje glavnih nosilcev v obratu
3. Faza: $t = 28$ dni – napenjanje kablov
4. Faza: $t = 29$ dni – montaža nosilcev
5. Faza: $t = 35$ dni – betoniranje plošče in prečnih nosilcev
6. Faza: $t = 36$ dni – konec nege betona – zagotovljeno sovprežno delovanje nosilcev in plošče
7. Faza: $t = 42$ dni – montaža robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic
8. Faza: $t = 63$ dni – sprostitev prometa
9. Faza: $t = 36500$ dni – končno stanje po 100 letih

Od zgoraj navedenih faz gradnje pri modeliranju konstrukcije upoštevamo le tiste faze, pri katerih pride do sprememb statičnega sistema konstrukcije ali do dodatnih obremenitev konstrukcije. V

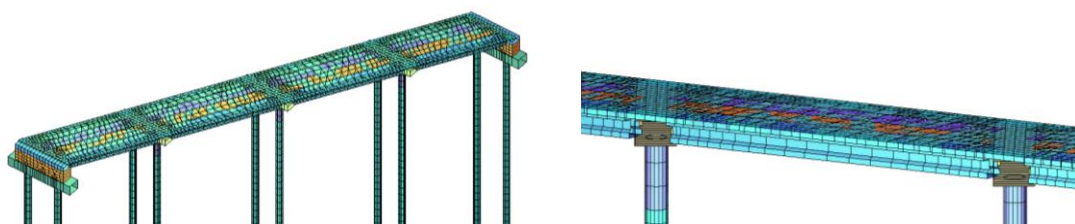
začetnih fazah gradnje posamezen nosilec obravnavamo kot prostoležeč nosilec, podprt na obeh koncih. Po zalitju plošče in zagotovitvi sovprežnega delovanja se statični sistem spremeni, saj se med nosilci in ploščo vzpostavi toga povezava. V nadaljevanju na slikah 25, 26 in 27 prikazujemo računske modele konstrukcije v 1., 4. in 5. fazi gradnje.



Slika 25: Izvedeno je temeljenje in betoniranje stebrov in krajnih opornikov



Slika 26: Nameščeni so montažni prednapeti nosilci



Slika 27: Zabetonirana je plošča

4 ANALIZA OBTEŽBE

Vsa obtežba učinkuje neposredno na prekladno konstrukcijo in se preko opornikov, stebrov in pilotov prenaša v temeljna tla. V nadaljevanju podrobneje prikazujemo izračun posameznih obtežb, ki jih upoštevamo pri analizi konstrukcije.

4.1 Stalna obtežba

Stalna obtežba je sestavljena iz lastne teže nosilnega dela prekladne konstrukcije in lastne teže opreme in zgornjega ustroja mostu, ki so trajno prisotni na konstrukciji.

4.1.1 Lastna teža konstrukcije

Lastna teža voziščne konstrukcije, ki je sestavljena iz prednapetih nosilcev in AB plošče, program Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013) upošteva samodejno.

4.1.2 Lastna teža opreme in zgornjega ustroja mostu

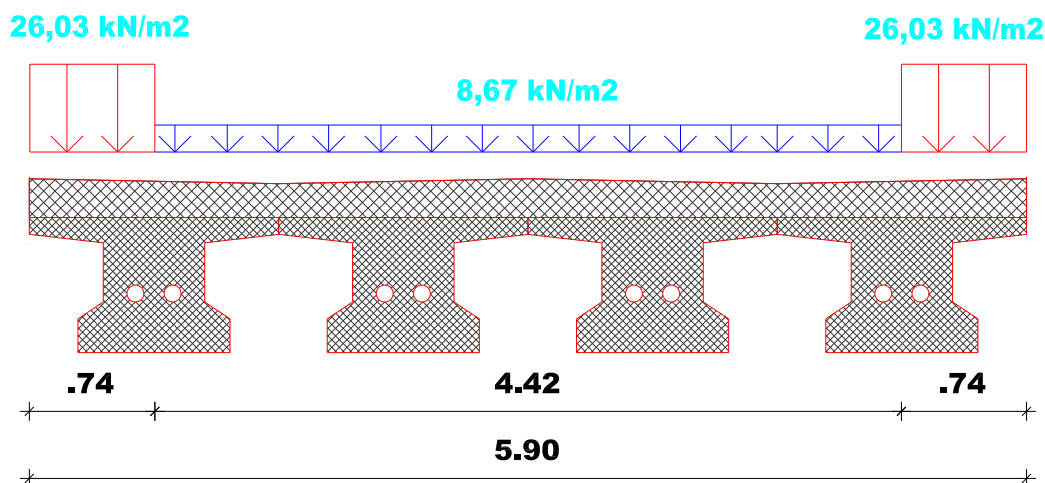
Preostalo stalno obtežbo, ki je prisotna na mostu, ločeno izračunamo za krajni območji, kjer se nahajajo robni venci, in za osrednje območje, kjer je nasuta tirna greda. Izračun prikazujemo v preglednici 7 in 8, rezultate računa pa na sliki 28.

Preglednica 7: Preostala stalna obtežba osrednjega območja prekladne konstrukcije

• Hidroizolacija:	$g_h = 0,01 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kN/m}^3$	= 0,22 kN/m ²
• Zaščita hidroizolacije:	$g_{zh} = 0,05 \cdot 20 \text{ kN/m}^3$	= 1,00 kN/m ²
• Tirna greda:	$g_{tg} = 0,35 \text{ m} \cdot 19,5 \text{ kN/m}^3$	= 6,83 kN/m ²
• Leseni pragovi:	$g_{lp} = \frac{0,16 \text{ m} \cdot 0,26 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 9 \text{ kN/m}^3}{0,6 \text{ m} \cdot 5,9 \text{ m}}$	= 0,28 kN/m ²
• Tiri:	$g_t = (4 \cdot 0,5 \text{ kN/m}) / (5,9 \text{ m})$	= 0,34 kN/m ²
	SKUPAJ:	= 8,67 kN/m ²

Preglednica 8: Preostala stalna obtežba krajnega območja prekladne konstrukcije

• Ograja:	$g_o = (1 \text{ kN/m}) / 0,74 \text{ m}$	= 1,35 kN/m ²
• Betonski venec z kineto	$g_{bv} = (0,71 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3) / (0,74 \text{ m})$	= 24 kN/m ²
• Inštalacije	$g_i = (0,5 \text{ kN/m}) / (0,74 \text{ m})$	= 0,68 kN/m ²
	SKUPAJ:	= 26,03 kN/m ²



Slika 28: Shematski prikaz preostale stalne obtežbe prekladne konstrukcije

4.2 Reološki vplivi

Vpliv reologije na napetostno in deformacijsko stanje prekladne konstrukcije v programu upoštevamo z uporabo modula za faznost gradnje CSM, s katerim upoštevamo časovni razvoj lezenja in krčenja betona ter spreminjanje elastičnega modula. Podrobnejši izračun reoloških vplivov prikazujemo v nadaljevanju.

4.2.1 Krčenje betona

Celotna deformacija zaradi krčenja betona je sestavljena iz deformacije krčenja zaradi sušenja betona ε_{cs} in deformacije zaradi avtogenega krčenja betona ε_{ca} .

4.2.1.1 Krčenje zaradi sušenja

Deformacijo krčenja betona zaradi sušenja ε_{cd} izračunamo s pomočjo izraza:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (15)$$

Deformacija neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ je določena skladno z izrazom (16):

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (16)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (17)$$

Pomen spremenljivk v izrazih (16) in (17) je sledeč:

- $\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ sta koeficienta, odvisna od vrste cementa,
- f_{cm} je srednja tlačna trdnost betona,

- f_{cm0} je referenčna vrednost srednje tlačne trdnosti (priporočena vrednost je 10 MPa),
- RH je relativna vlažnost in
- RH_0 je referenčna vrednost relativne vlažnosti (priporočena vrednost je 100 %).

Koeficient k_h , ki nastopa v izrazu (15), je odvisen od nazivne velikosti prečnega prereza h_0 in ga določimo s pomočjo preglednice 21 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 (glej preglednico 9).

Preglednica 9: Vrednosti koeficienta k_h

h_0	k_h
100 mm	1,00
200 mm	0,85
300 mm	0,75
≥ 500 mm	0,70

Nazivno velikost prečnega prereza h_0 izračunamo z izrazom (18):

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_C}{u} \quad (18)$$

Pri tem je:

- A_C ploščina prečnega prereza betona,
- u obseg dela betonskega prereza, ki je izpostavljen sušenju.

Časovni razvoj deformacije krčenja zaradi sušenja določa koeficient $\beta_{ds}(t, t_s)$:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (19)$$

Pri tem je:

- t starost betona v obravnavanem času v dnevih,
- t_s starost betona ob začetku krčenja zaradi sušenja v dnevih,

V nadaljevanju v preglednici 10 podajamo izračun končne deformacije krčenja betona zaradi sušenja, ločeno za nosilec in ploščo. Osnovni parametri računa so:

$$\begin{array}{lll} \alpha_{ds1} = 4 & \alpha_{ds2} = 0,12 & f_{cm} = 58 \text{ MPa} \\ f_{cm0} = 10 \text{ MPa} & RH = 80\% & RH_0 = 100\% \end{array}$$

Preglednica 10: Račun končne deformacije zaradi krčenja betona za nosilec in ploščo

	Nosilec	Plošča
A_c	0,627 m ²	1,18 m ²
u	2,38 m	5,9 m
h_0	526,9	400 mm
k_h	0,7	0,725
t_s	3 dni	1 dan
t	36500 dni	36500 dni
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,9869	0,9913
β_{RH}	0,7564	0,7564
$\varepsilon_{cd,0}$	0,21157 ‰	0,21157 ‰
$\varepsilon_{cd}(t \rightarrow \infty)$	0,14616 ‰	0,15205 ‰

4.2.1.2 Avtogeno krčenje

Časovni razvoj deformacije zaradi avtogenega krčenja betona izračunamo z izrazom (20).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (20)$$

Pri tem sta:

- $\beta_{as}(t)$ funkcija časovnega razvoja avtogenega krčenja,
- $\varepsilon_{ca}(\infty)$ končna vrednost deformacije avtogenega krčenja betona.

Izračunamo jih z enačbama (21) in (22).

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (21)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot t^{0,5}} \quad (22)$$

Deformacija avtogenega krčenja je odvisna le od kvalitete materiala in pretečenega časa, kar pomeni, da je deformacija enaka za ploščo in nosilce. Končna deformacija zaradi avtogenega krčenja betona torej znaša:

$$\varepsilon_{ca}(t) = 1,0 \cdot 0,1 \text{ ‰} = 0,1 \text{ ‰}.$$

4.2.1.3 Celotno krčenje

Kot smo že predhodno omenili, celotno deformacijo krčenja betona določimo kot vsoto deformacije krčenja betona zaradi sušenja in deformacije zaradi avtogenega krčenja:

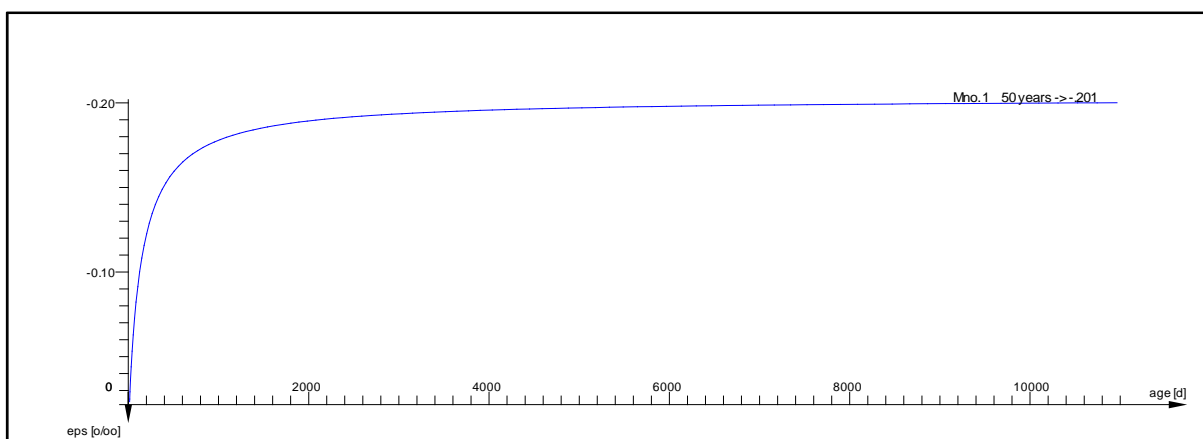
$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (23)$$

Rezultate računa končne deformacije krčenja betona prikazujemo v preglednici 11.

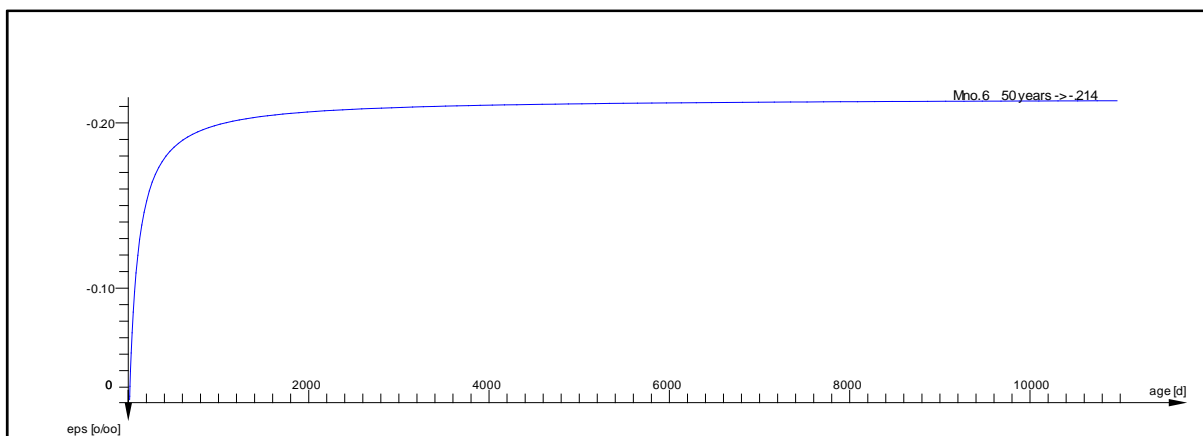
Preglednica 11: Končna deformacija krčenja betona za nosilec in ploščo

	Nosilec	Plošča
ϵ_{cs}	0,24616 ‰	0,25205 ‰

Na sliki 29 in 30 prikazujemo časovni razvoj deformacije krčenja betona za nosilec oziroma ploščo.



Slika 29: Časovni razvoj deformacije krčenja betona za nosilec



Slika 30: Časovni razvoj deformacije krčenja betona za ploščo

4.2.2 Lezenje betona

Koeficient lezenja $\varphi(t, t_0)$ izračunamo s pomočjo izraza:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0). \quad (24)$$

V izrazu (24) je φ_0 nazivni koeficient lezenja in $\beta_c(t, t_0)$ koeficient, s katerim opišemo časovni razvoj lezenja betona. Nazivni koeficient lezenja izračunamo s pomočjo enačbe

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0). \quad (25)$$

V omenjeni enačbi φ_{RH} predstavlja faktor, s katerim upoštevamo učinke relativne vlažnosti zraka, $\beta(f_{cm})$ je koeficient, s katerim upoštevamo vpliv trdnosti betona, s koeficientom $\beta(t_0)$ pa upoštevamo starost betona ob nastopu obtežbe.

Omenjene koeficiente določimo skladno z izrazi (26), (27) in (28).

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (26)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{za } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (27)$$

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

Relativno vlažnost okolja RH podajamo v %, srednjo tlačno trdnost betona pri starosti 28 dni f_{cm} pa v MPa. Koeficient t_0 predstavlja starost betona ob nastopu obtežbe. Koeficiente α_1 , α_2 in α_3 , s katerimi upoštevamo vpliv trdnostnega razreda betona, izračunamo po sledečih izrazih.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (29)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (30)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (31)$$

Izračun koeficienta za opis časovnega razvoja lezenja betona $\beta_c(t, t_0)$, ki nastopa v enačbi (24) opravimo skladno z enačbo:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3}. \quad (32)$$

Koeficient β_H pa določimo z upoštevanjem enačbe (33).

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (33)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{za } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

V nadaljevanju v preglednici 12 podajamo izračun vrednosti končnega koeficienta lezenja betona za nosilec in ploščo. Osnovni parametri računa so:

$$\alpha_1 = 0,7022 \quad \alpha_2 = 0,9039 \quad \alpha_3 = 0,7768$$

$$f_{cm} = 58 \text{ MPa}$$

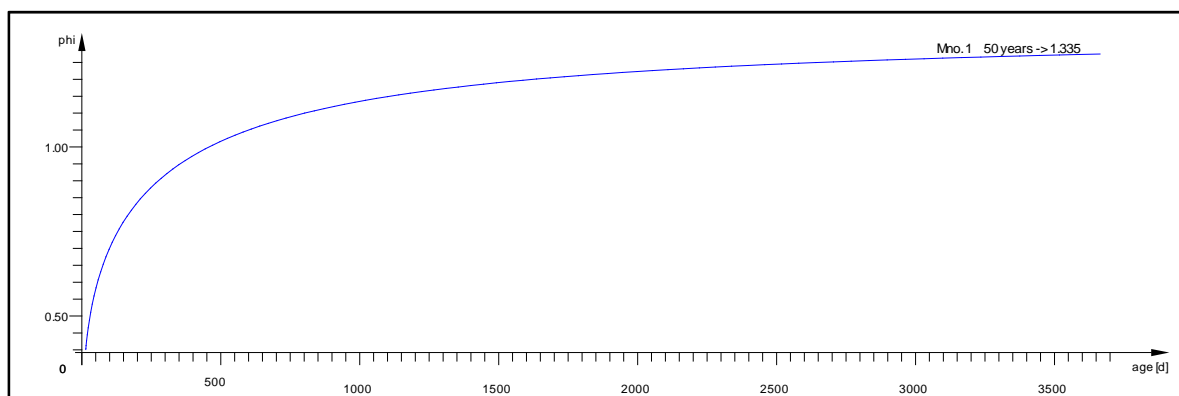
$$RH = 80\%$$

$$RH_0 = 100\%$$

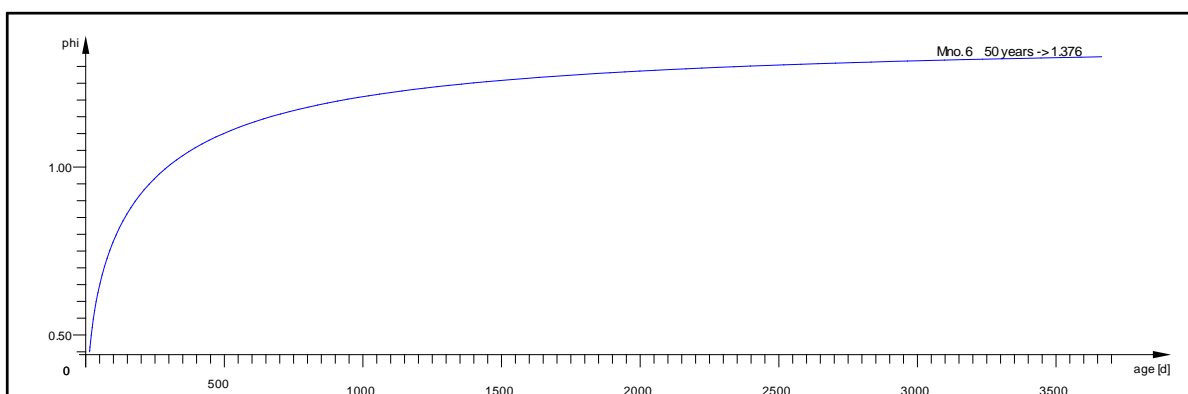
Preglednica 12: Račun končne vrednosti koeficienta lezenja betona za nosilce in ploščo

	Nosilec	Plošča
φ_{RH}	1,0611	1,07620
$\beta(f_{cm})$	2,20595	2,20595
$\beta(t_0)$	0,55704	0,63461
φ_0	1,30386	1,5066
β_H	1363,59	1081,97
$\beta_c(t, t_0)$	0,98905	0,99127
$\varphi(t, t_0)$	1,2896	1,4934

Na sliki 31 in 32 prikazujemo časovni razvoj koeficienta lezenja betona za nosilec oziroma ploščo.



Slika 31: Razvoj koeficienta lezenja za nosilec



Slika 32: Razvoj koeficienta lezenja za ploščo

4.3 Temperaturna obtežba

Temperaturno obtežbo določimo v skladu z določili iz standarda SIST EN 1991-1-5:2003. Upoštevamo most tipa 3. Temperaturno obtežbo določimo le za prekladno konstrukcijo. Pri tem upoštevamo temperaturno obtežbo v obliki enakomerne in neenakomerne temperaturne spremembe.

4.3.1 Enakomerna temperaturna sprememba

Najprej določimo najvišjo in najnižjo pričakovano temperaturo zraka v neposredni bližini obravnavane konstrukcije T_{\max} in T_{\min} . Uporabimo podatke iz literature (Beg., 2009), v kateri so podane maksimalne in minimalne dnevne temperature zraka s povratno dobo 50 let. Uporabimo vrednosti za najbližji zabeležen kraj, t.j. Potorož, in sicer:

$$T_{\max,50} = 37,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min,50} = -11,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Ker obravnavan most projektiramo za življenjsko dobo 100 let, moramo vrednosti T_{\max} in T_{\min} korigirati skladno z določili iz dodatka A v standardu SIST EN 1991-1-5:2003 z upoštevanjem letne verjetnosti prekoračitve temperature p .

$$p = 1/(t) \tag{34}$$

$$p = 1/(100 \text{ let}) = 0,01$$

Maksimalno in minimalno temperaturo zraka v senci z upoštevanjem povratne dobe 100 let izračunamo s pomočjo naslednjih enačb:

$$T_{\max,100} = T_{\max,50} \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1 - p))), \tag{35}$$

$$T_{\min,100} = T_{\min,50} \cdot (k_3 + k_4 \cdot \ln(-\ln(1 - p))). \tag{36}$$

V skladu z določili iz dodatka A za koeficiente k_1, k_2, k_3 in k_4 upoštevamo priporočene vrednosti, ki so:

$$k_1 = 0,781 \quad k_2 = 0,056 \quad k_3 = 0,393 \quad k_4 = -0,156$$

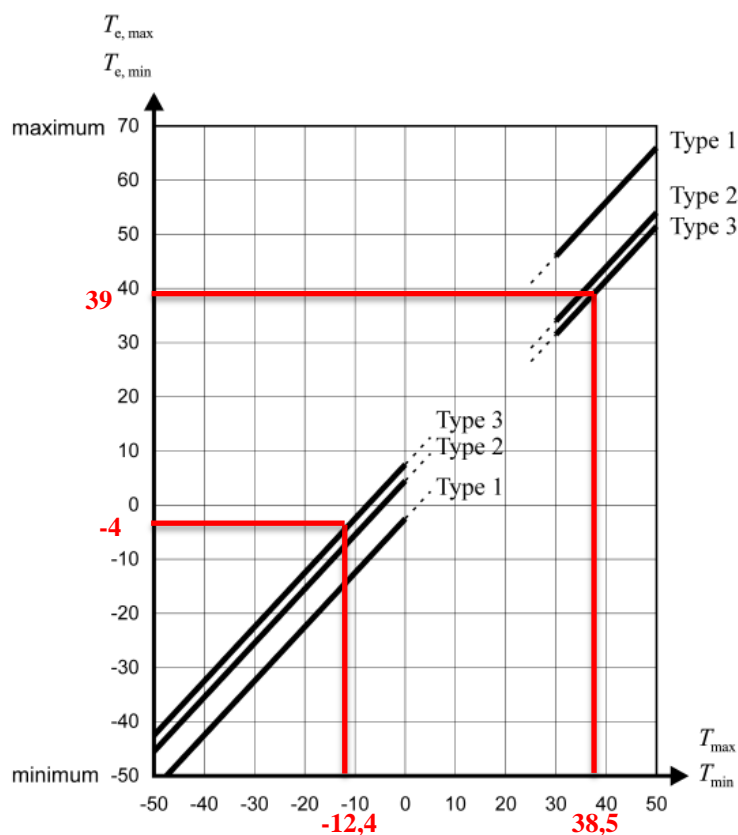
Tako dobimo:

$$T_{\min,100} = 38,5 \text{ }^{\circ}\text{C},$$

$$T_{\min,100} = -12,4 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

V kolikor nimamo podatka o začetni temperaturi konstrukcije, t.j. temperaturi v času vzpostavitve podpiranja oziroma povprečne temperature v času gradnje, lahko v skladu z dodatkom A iz standarda SIST EN 1991-1-5:2003 za referenčno temperaturo v času gradnje T_0 upoštevamo priporočeno vrednost 10°C . Na podlagi ekstremnih vrednosti temperatur zraka v senci lahko s pomočjo slike 33

določimo pripadajočo maksimalno in minimalno enakomerno temperaturo konstrukcije $T_{e,min}$ in $T_{e,max}$.



Slika 33: Zveza med ekstremnimi temperaturami zraka v senci [T_{min}/T_{max}] in minimalno/maksimalno enakomerno temperaturo mostu [$T_{e,min}/T_{e,max}$] (SIST EN 1991-1-5:2003)

$$T_{e,min} = -4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = 39 \text{ } ^\circ\text{C}$$

V nadaljevanju izračunamo pripadajoči enakomerni spremembi temperature konstrukcije.

Negativna enakomerna sprememba temperature mostu je:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (37)$$

$$\Delta T_{N,con} = 10 \text{ } ^\circ\text{C} - (-4 \text{ } ^\circ\text{C}) = 14 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pozitivna enakomerna sprememba temperature mostu pa je:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (38)$$

$$\Delta T_{N,exp} = 39 \text{ } ^\circ\text{C} - 10 \text{ } ^\circ\text{C} = 29 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.3.2 Neenakomerna temperaturna sprememba

V skladu s standardom SIST EN 1991-1-5:2003 lahko vpliv neenakomerne temperaturne spremembe po višini prekladne konstrukcije upoštevamo z linearnim oziroma nelinearnim potekom temperature. V okviru predstavljene analize se odločimo za linearen potek. Priporočeni vrednosti linearnih temperaturnih gradientov, t.j. pozitivnega $\Delta T_{M,heat}$ in negativnega $\Delta T_{M,cool}$, odčitamo iz preglednice na sliki 34. Upoštevamo prekladno konstrukcijo tipa 3.

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	18 15 13	5 8 8
NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries. NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.		

Slika 34: Priporočene vrednosti linearnih temperaturnih gradientov za različne tipe prekladnih konstrukcij za cestne in železniške mostove ter mostove za pešce (SIST EN 1991-1-5:2003)

Odčitka, ki veljata pri debelini obloge 50 mm, sta sledeča:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ °C}$$

V kolikor je debelina obloge različna, moramo vrednosti linearnih temperaturnih gradientov ustrezno korigirati. To storimo z uporabo faktorja k_{sur} (glej preglednico na sliki 35). Pri obravnavani konstrukciji je obloga prekladne konstrukcije sestavljena iz plasti hidroizolacije, debeline 1 cm, zaščitne hidroizolacije, debeline 5 cm, in plasti gramozne grede, približne debeline 50 cm. Skupna debelina obloge torej znaša 56 cm.

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed ¹⁾	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
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
¹⁾ These values represent upper bound values for dark colour						

Slika 35: Priporočene vrednosti faktorja k_{sur} za korekcijo linearnih temperaturnih gradientov pri različnih debelinah obloge (SIST EN 1991-1-5:2003)

Ustrezno vrednost faktorja k_{sur} za debelino obloge 560 mm dobimo z interpolacijo vrednosti faktorja za debelini 150 mm in 750 mm. Interpolirani vrednosti sta sledeči:

$$k_{sur,heat} = 0,57,$$

$$k_{sur,cool} = 1,0.$$

Korigirane vrednosti linearnih temperaturnih gradientov pa so:

$$T_{M,heat,red} = k_{sur,heat} \cdot \Delta T_{M,heat} \quad (39)$$

$$T_{M,heat,red} = 15 \text{ °C} \cdot 0,57 = 8,6 \text{ °C}$$

$$T_{M,cool,red} = k_{sur,cool} \cdot \Delta T_{M,cool} \quad (40)$$

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

4.3.3 Sočasen vpliv enakomerne in neenakomerne temperaturne spremembe

Sočasen vpliv enakomerne in neenakomerne temperaturne spremembe določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-5:2003 kot to prikazujeta izraza (41) in (42).

$$\Delta T_{N,exp}(\text{ali } \Delta T_{N,con})'' + '' \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat,kor} (\text{ali } \Delta T_{M,cool,kor}) \quad (41)$$

$$\Delta T_{M,heat,kor}(\text{ali } \Delta T_{M,cool,kor})'' + '' \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} (\text{ali } \Delta T_{N,con}) \quad (42)$$

Priporočljivi vrednosti za koeficienta ω_N in ω_M sta:

$$\omega_N = 0,35,$$

$$\omega_M = 0,75.$$

Tvorimo osem kombinacij enakomerne in neenakomerne temperaturne spremembe in sicer:

$$\Delta T_{N,exp} + \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} \rightarrow 29 \text{ °C} + 0,75 \cdot 8,6 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,con} + \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} \rightarrow -14 \text{ °C} + 0,75 \cdot 8,6 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,exp} + \omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} \rightarrow 29 \text{ °C} + 0,75 \cdot (-8 \text{ °C})$$

$$\Delta T_{N,con} + \omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} \rightarrow -14 \text{ °C} + 0,75 \cdot (-8 \text{ °C})$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \rightarrow 8,6 \text{ °C} + 0,35 \cdot 29 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \rightarrow 8,6 \text{ °C} + 0,35 \cdot (-14 \text{ °C})$$

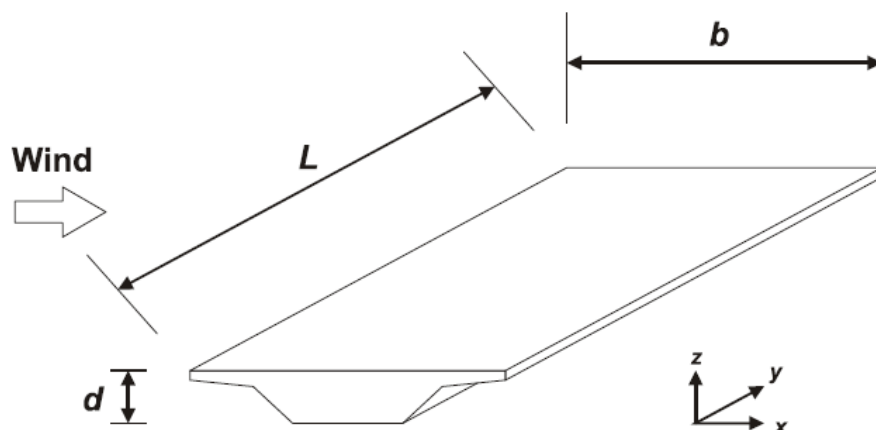
$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \rightarrow -8 \text{ °C} + 0,35 \cdot 29 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \rightarrow -8 \text{ °C} + 0,35 \cdot (-14 \text{ °C})$$

4.4 Obtežba vetra

Vplive vetra na konstrukcijo določimo skladno z določili iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005. Vplive vetra za mostove s konstantno debelino in prečnim prerezom, ki ima eno preklado z enim ali več razponi, določimo skladno s poglavjem 8 v SIST EN 1991-1-4:2005. Prekladna konstrukcija obravnavanega mostu ima kratke stebre, zato vplive vetra določimo le za prekladno konstrukcijo. Analiziramo vplive le v prečni smeri mostu.

V skladu z opombo iz standarda pri normalnih cestnih in železniških mostovih z razponi, ki so manjši od 40 m, ni potreben dinamični postopek računa odziva zaradi vplivov vetra.



Slika 36: Smeri delovanja vetra in dimenzije prekladne konstrukcije mostu (SIST EN 1991-1-4:2005)

Vplive vetra določimo za naslednje primere delovanja:

- veter deluje kot samostojen vpliv:
 - v času gradnje in pri temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$,
 - po končani gradnji pri temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$,
- veter deluje v kombinaciji s prometno obtežbo:
 - pri temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$,
 - pri korigirani temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}^{**}$.

Standard SIST EN 1991-1-4:2005 določa, da se v primeru sočasnega vpliva železniškega prometa in vetra na most kombinacijska vrednost vplivov vetra na most $\psi_0 \cdot F_{wk}$ pri temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ omeji na vrednost F_w^{**} , ki jo določimo pri korigirani temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}^{**}$. Standard podaja priporočljivo vrednost $v_{b,0}^{**} = 25$ m/s.

4.4.1 Vpliv vetra brez prometne obtežbe

S pomočjo preglednice 1-23 na strani 1-69 v priporočniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (Beg, 2009) ugotovimo, da se obravnavana konstrukcija nahaja v vetrovni coni 3. Odčitamo temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra, ki je:

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s.}$$

Osnovno hitrost vetra izračunamo z naslednjim izrazom:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0}. \quad (44)$$

V enačbi (44) je v_b osnovna hitrost vetra, C_{dir} smerni faktor (priporočena vrednost je 1,0), C_{season} faktor letnega časa (priporočena vrednost 1,0) in C_{prob} verjetnostni faktor.

Vpliv vetra moramo korigirati za življenjsko dobo objekta 100 let. To storimo s pomočjo faktorja c_{prob} , ki ga izračunamo po sledeči enačbi:

$$c_{prob} = \left[\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right]^n \quad (45)$$
$$c_{prob} = 1,039$$

Pri tem je K oblikovni parameter (priporočena vrednost 0,2), n je vrednost eksponenta (priporočena vrednost 0,5), parameter p pa predstavlja letno verjetnost prekoračitve vetra in je enak 0,01.

Korigirana osnovna hitrost vetra torej znaša:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,039 \cdot 30 \text{ m/s} = 31,17 \text{ m/s.}$$

Osnovni tlak vetra q_b določimo z izrazom:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2. \quad (46)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(31,17 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 607,23 \text{ N/m}^2$$

V izrazu (46) je ρ gostota zraka (priporočena vrednost je $1,25 \text{ kg/m}^3$).

Okolico obravnavanega objekta s pomočjo določila iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005 uvrstimo v kategorijo terena 0. V to kategorijo spadajo morska ali obalna območja, izpostavljena proti odprtemu morju. Iz standarda odčitamo priporočljive vrednosti terenskih parametrov in sicer hrapavostne dolžine z_0 in najmanjše višine z_{\min} :

$$z_0 = 0,003 \text{ m,}$$

$$z_{\min} = 1 \text{ m.}$$

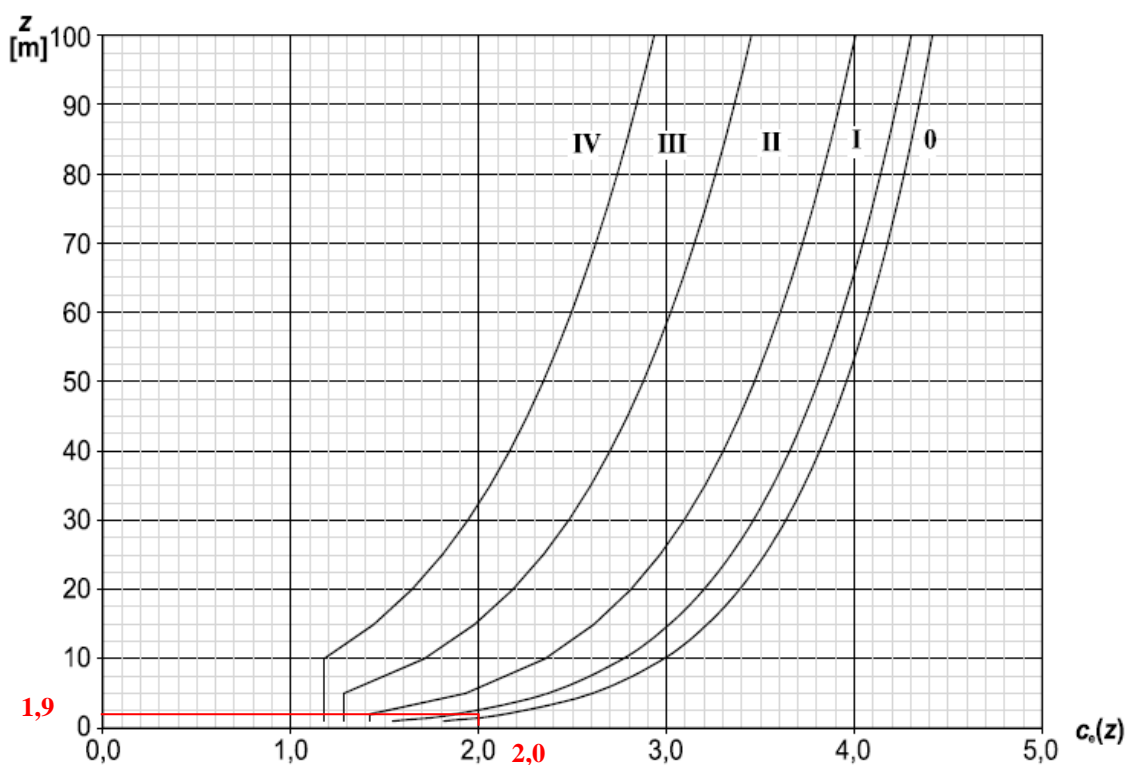
Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z izračunamo s pomočjo izraza (47).

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (47)$$

Faktor izpostavljenosti c_e izračunamo s pomočjo enačbe (48).

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (48)$$

Ker se obravnavan objekt nahaja na ravnem terenu, ima faktor hribovitosti c_0 vrednost 1. Za turbolenčni faktor k_1 pa skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 upoštevamo priporočeno vrednost 1. V tem primeru lahko vrednost faktorja izpostavljenosti določimo na poenostavljen način in sicer z odčitkom iz slike 37.



Slika 37: Faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ za $c_0=1,0$ in $k_1=1,0$ (SIST EN 1991-1-4:2005)

Vrednost faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ odčitamo za kategorijo terena 0 pri višini $z = 1,9$ m. Odčitek znaša:

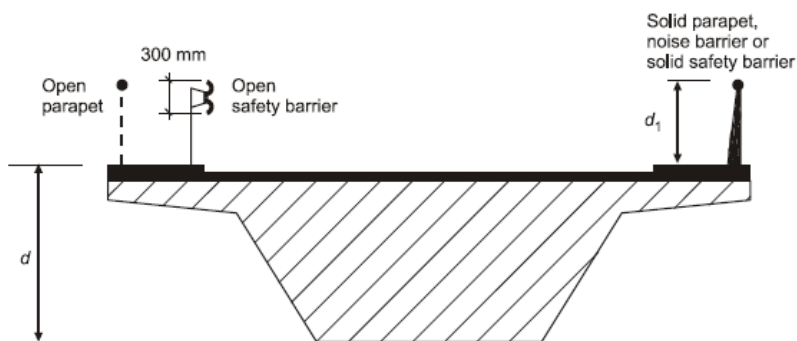
$$c_e(z) = 2,0.$$

Sedaj lahko s pomočjo enačbe (47) izračunamo tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra na višini z $q_p(z)$:

$$q_p(z) = 2,0 \cdot 607,23 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 1214,46 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 1,215 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Za račun sile vetra v prečni smeri mostu moramo določiti še referenčno površino konstrukcije $A_{\text{ref},x}$ in koeficient sile $c_{f,x}$. Za račun referenčne površine potrebujemo efektivno višino prereza d' , ki jo določimo s pomočjo slike 38 in preglednice 13. Najprej izračunamo skupno višino prekladne konstrukcije d in sicer kot vsoto višine preklade in višine robnega venca:

$$d = d_{\text{preklade}} + d_{\text{venca}} = 1,0 \text{ m} + 0,7 \text{ m} = 1,7 \text{ m}.$$

Slika 38: Višina prereza za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (SIST EN 1991-1-4:2005)

Pri računu referenčne površine mostu dodatno upoštevamo še vpliv odprtih varnostnih ograj. Efektivno višino prereza določimo s pomočjo preglednice 13:

$$d' = d + 0,6 \text{ m} = 1,7 \text{ m} + 0,6 \text{ m} = 2,3 \text{ m} \quad (49)$$

Preglednica 13: Efektivna višina prereza d' za račun referenčne površine $A_{ref,x}$ (SIST EN 1991-1-4:2005)

Cestne ograje na mostovih	na eni strani	na dveh straneh
Odprt parapet ali odprta varnostna ograja	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Poln parapet ali polna varnostna ograja	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Odprt parapet in odprta varnostna ograja	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Referenčno površino mostu v primeru, ko veter deluje kot samostojen vpliv, t.j. brez prometne obtežbe, določimo z izrazom (50):

$$A_{ref,x} = d' \cdot L = 2,3 \text{ m} \cdot 55 \text{ m} = 126,5 \text{ m}^2. \quad (50)$$

Pri tem je L celotna dolžina konstrukcije.

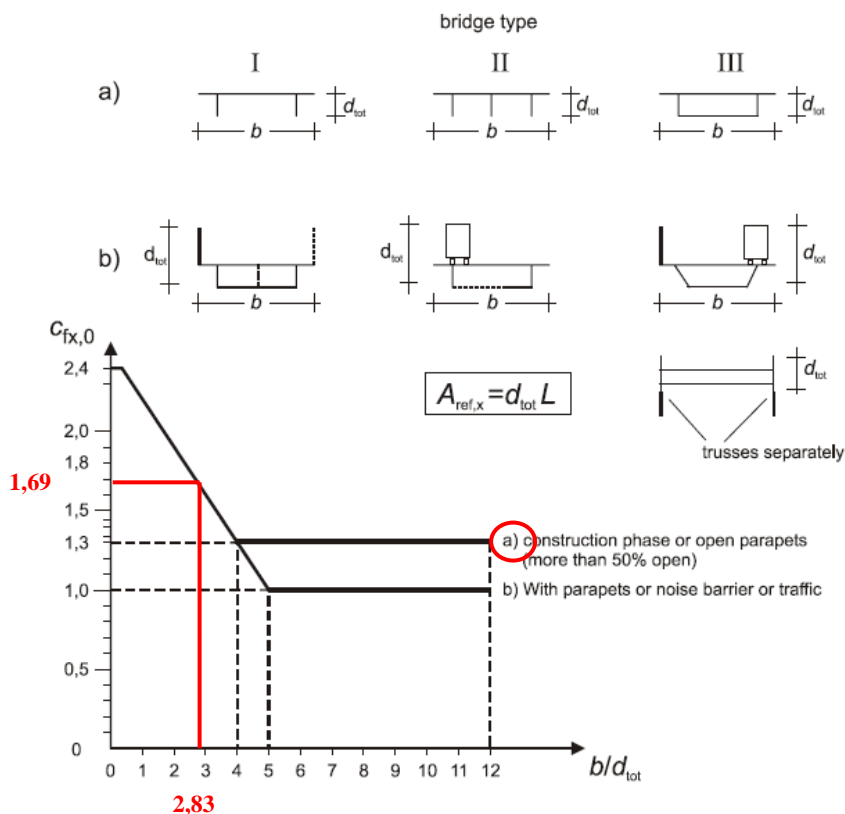
Koeficient sile za prečno smer $c_{f,x}$ določimo s pomočjo slike 39. Pri tem potrebujemo razmerje med širino prekladne konstrukcije b in višino prereza d_{tot} , ki je v primeru samostojnega delovanja vetra kar enaka višini d' .

$$d_{tot} = d' = 2,3 \text{ m}$$

$$b = 6,5 \text{ m}$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{6,5 \text{ m}}{2,3 \text{ m}} = 2,83$$

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,69$$



Slika 39: Koefficient sile $c_{fx,0}$ za mostove (SIST EN 1991-1-4:2005)

Skupno silo vetra v prečni smeri mostu $F_{Wk,x}$ brez prometne obtežbe izračunamo z izrazom:

$$F_{Wk,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z) \cdot A_{ref,x} \quad (51)$$

$$F_{Wk,x} = 1,0 \cdot 1,69 \cdot 1,215 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 126,5 \text{ m}^2 = 259,8 \text{ kN}$$

Pri tem je c_s faktor velikosti, c_d pa dinamični faktor. Kot smo že omenili, za normalne železniške mostove z razponi, manjšimi od 40 m, dinamični postopek določitve obtežbe vetra ni potreben. Zato lahko za faktorja c_s in c_d upoštevamo kar vrednost 1.

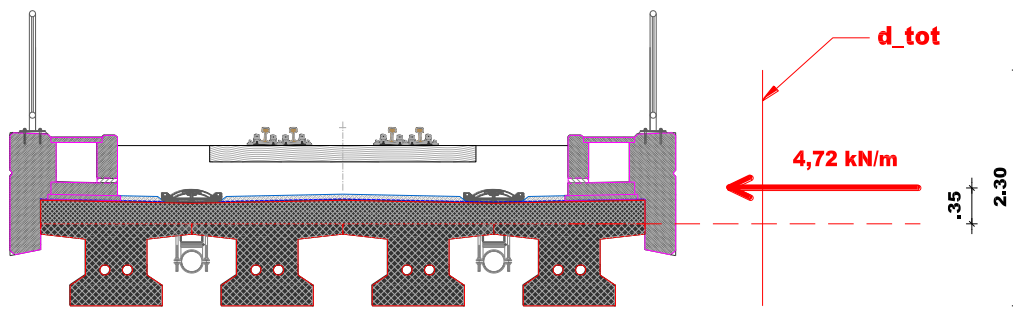
V primeru, da vpliv vetra upoštevamo kot enakomerno porazdeljen vpliv vzdolž mostu, silo $F_{Wk,x}$ delimo z dolžino mostu in dobimo:

$$f_{wk,x} = \frac{F_{wk,x}}{L} = \frac{259,8 \text{ kN}}{55 \text{ m}} = 4,72 \text{ kN/m}. \quad (52)$$

Pri tem ima enakomerno porazdeljena linijska obtežba ekscentrični vpliv glede na težiščno os prekladne konstrukcije. Ekscentričnost obtežbe izračunamo na sledeč način:

$$e_1 = \frac{d'}{2} - h_{nosilca} = \frac{2,3 \text{ m}}{2} - 0,8 \text{ m} = 0,35 \text{ m}. \quad (53)$$

Prijemališče sile vetra v prečnem prerezu preklade prikazujemo na sliki 40.



Slika 40: Sila vetra brez prometne obtežbe

4.4.2 Vpliv vetra v kombinaciji s prometno obtežbo

Pri določitvi vpliva vetra v kombinaciji s prometno obtežbo se vrednosti temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$, osnovnega tlaka vetra q_b in tlaka vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ ne spremenijo:

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

$$q_b = 607,23 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) = 1,215 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pri računu referenčne površine mostu $A_{\text{ref},x}$ pa moramo pri določitvi višine prereza d' upoštevati še višino vlaka na mostu. Iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005 privzamemo priporočeno vrednost za višino vlaka, ki je 4 m. Od tod sledi:

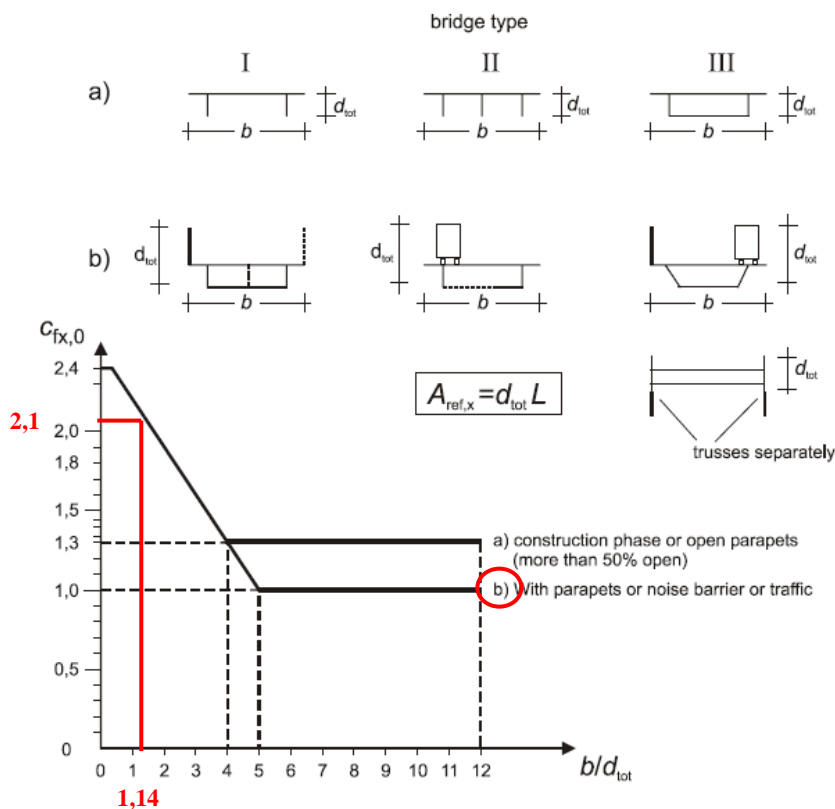
$$d' = d_{\text{tot}} = 1,0 \text{ m} + 0,7 \text{ m} + 4 \text{ m} = 5,7 \text{ m},$$

$$A_{\text{ref},x} = d' \cdot L = 5,7 \text{ m} \cdot 55 \text{ m} = 313,5 \text{ m}^2.$$

Vrednost koeficienta sile $c_{f,x}$ odčitamo iz slike 41 in sicer za novo razmerje med širino prekladne konstrukcije in efektivno višino prereza.

$$\frac{b}{d_{\text{tot}}} = \frac{6,5 \text{ m}}{5,7 \text{ m}} = 1,14$$

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} = 2,1$$



Slika 41: Koefficient sile $c_{f_{x,0}}$ za mostove (SIST EN 1991-1-4:2005)

Sila vetra v prečni smeri mostu v kombinaciji s prometno obtežbo tako znaša:

$$F_{wk,x} = 1,0 \cdot 2,1 \cdot 1,215 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 313,5 \text{ m}^2 = 799,9 \text{ kN}.$$

V primeru, ko železniški promet obravnavamo sočasno z vetrom, določimo še kombinacijsko vrednost vplivov vetra na most in vlak:

$$F_w = \psi_0 \cdot F_{wk} = 0,75 \cdot 799,9 \text{ kN} = 599,9 \text{ kN}.$$

Pri tem moramo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 kombinacijsko vrednost

$\psi_0 \cdot F_{wk}$ ($v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$) omejiti na vrednost F_w^{**} , ki jo izračunamo pri korigirani temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}^{**} = 25 \text{ m/s}$. Parametri računa sile vetra F_w^{**} so sledeči:

$$v_{b,0}^{**} = 25 \text{ m/s}$$

$$v_b^{**} = 25,975 \text{ m/s}$$

$$q_b^{**} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(25,975 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 421,7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_p^{**}(z) = 2,0 \cdot 421,7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 843,4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,8434 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{ref,x} = 313,5 \text{ m}^2$$

$$c_{f,x} = c_{f_{x,0}} = 2,1$$

Sila vetra v prečni smeri mostu pri korigirani temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra torej znaša:

$$F_w^{**} = 1,0 \cdot 2,1 \cdot 0,8434 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 313,5 \text{ m}^2 = 555,3 \text{ kN}.$$

Ker je kombinacijska vrednost sile vetra $\psi_0 \cdot F_{wk}$, ki jo izračunamo pri temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra, večja od sile F_w^{**} , v nadaljnji analizi silo vetra upoštevamo s korigiranim kombinacijskim faktorjem $\psi_0 = 0,694$, ki ga določimo na sledeč način:

$$F_w = \psi_0 \cdot F_{wk} = 599,9 \text{ kN} < F_w^{**} = 555,3 \text{ kN} \quad //$$

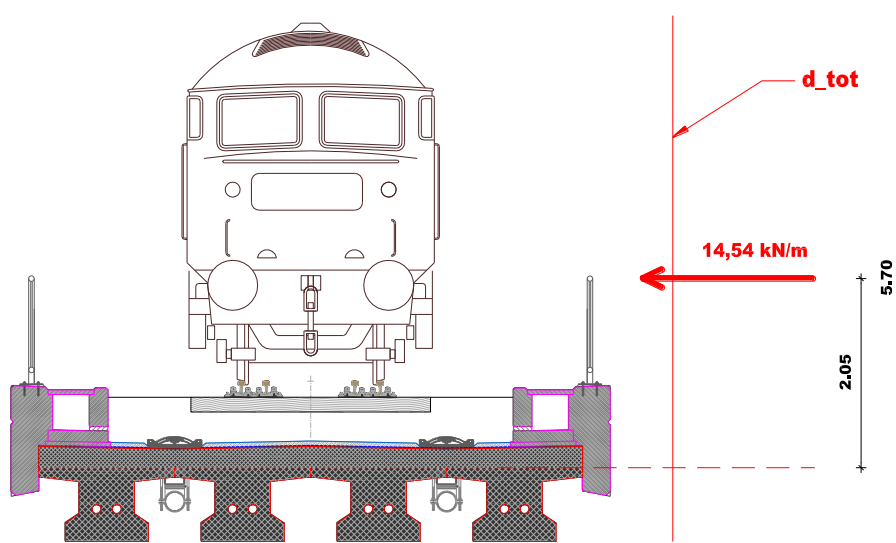
$$\psi_0 = \frac{F_w^{**}}{F_{wk}} = \frac{555,3 \text{ kN}}{799,9 \text{ kN}} = 0,694$$

Sila vetra, upoštevana kot enakomerno porazdeljen vpliv vzdolž mostu, pa je:

$$f_w = \frac{F_w}{L} = \frac{799,9 \text{ kN}}{55 \text{ m}} = 14,54 \text{ kN/m}$$

Izračunamo še ekscentričnost obtežbe in sicer z enačbo (43):

$$e_1 = \frac{d_{\text{tot}}}{2} - h_{\text{nosilca}} = \frac{5,7 \text{ m}}{2} - 0,8 \text{ m} = 2,05 \text{ m}.$$



Slika 42: Sila vetra v kombinaciji s prometno obtežbo

4.4.3 Vpliv vetra med fazo gradnje

Pri določitvi vpliva vetra med fazo gradnje postopamo skladno s točko 6.1 iz standarda SIST EN 1991-1-6:2005. Za temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra upoštevamo vrednost 20 m/s, povratna doba pa je 5 let. Vrednosti osnovnih spremenljivk računa so sledeče:

$$p = 1/(5\text{let}) = 0,2$$

$$c_{\text{prob}} = 0,855$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,855 \cdot 20 \text{ m/s} = 17,1 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(17,1 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 182,8 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) = 2,0 \cdot 182,8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 10^{-3} = 0,3656 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

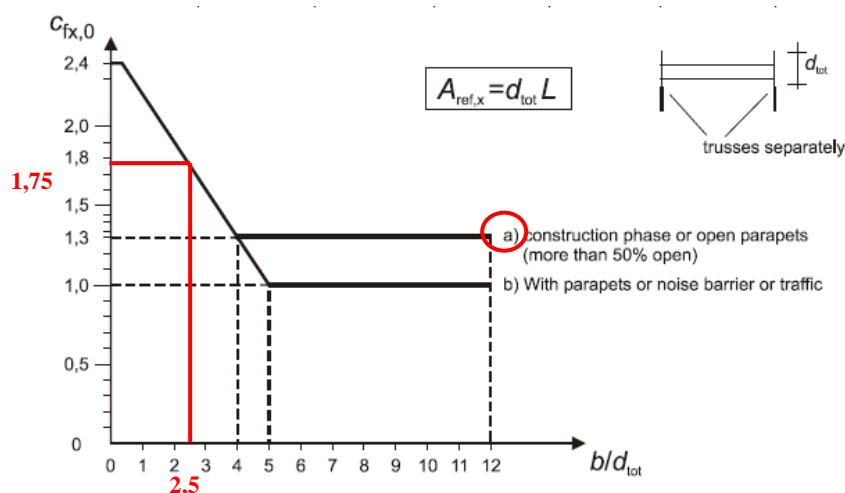
Med gradnjo upoštevamo vetrno obtežbo, ki deluje le na en nosilec.

$$d = 0,6 \text{ m}$$

$$A_{\text{ref},x} = 0,6 \text{ m} \cdot 55 \text{ m} = 33 \text{ m}^2$$

$$\frac{b}{d_{\text{tot}}} = \frac{1,48 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} = 2,5$$

$$c_{f,x} = c_{f_x,0} = 1,75$$



Slika 43: Koefficient sile $c_{f_x,0}$ za mostove (SIST EN 1991-1-4:2005)

$$F_{Wk,x} = 1,0 \cdot 1,75 \cdot 0,3656 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 33 \text{ m}^2 = 21,1 \text{ kN}$$

$$f_{Wk,x} = \frac{21,1 \text{ kN}}{33 \text{ m}} = 0,64 \text{ kN/m}$$

4.5 Prometna obtežba

Prometno obtežbo določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-2:2003. Ločimo statični in dinamični vpliv obtežbe. Statični vpliv prometne obtežbe glede na smer delovanja razdelimo na navpičnega in vodoravnega. Dinamični vpliv prometne obtežbe pa lahko upoštevamo bodisi z dinamičnim faktorjem ali pa z dinamično analizo.

S pomočjo diagrama na sliki 6.9 iz standarda ocenimo, da dinamična analiza obravnavanega mostu ni potrebna. Na obravnavi konstrukciji namreč ni predviden promet z maksimalno hitrostjo 200 km/h, poleg tega je konstrukcija kontinuirana, saj poteka preko več polj.

Dodatno so na mostu predvidene tudi varnostne tirnice, zato morebitnega iztirjanja vlaka pri računu obtežb ne upoštevamo. Prav tako zanemarimo kontrole zaradi utrujanja.

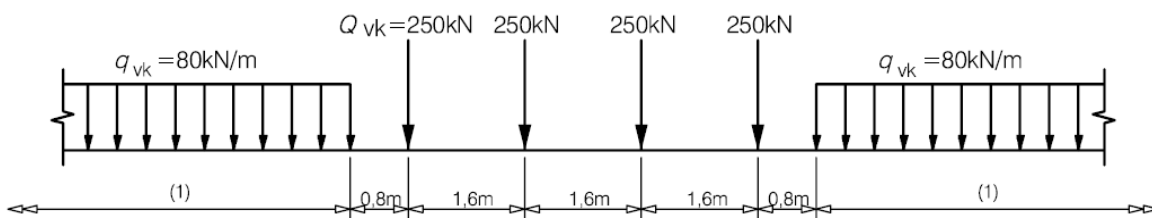
4.5.1 Navpična obtežba

Standard SIST EN 1991-2:2003 loči 5 različnih shem železniške obtežbe. V okviru predstavljene analize upoštevamo naslednje tri sheme:

- shemo obtežbe LM71, ki predstavljata normalen tirni promet na glavnih progah,
- shemo SW/0, ki predstavlja normalen tirni promet na glavnih progah, vendar velja za neprekinjene mostove in
- shemo SW/2, ki predstavlja težki promet.

4.5.1.1 Shema obtežbe LM71

Shema LM71 predstavlja navpično statično obtežbo normalnega železniškega prometa. Karakteristične vrednosti obtežbe in razporeditev obtežbe vzdolž mostu prikazujemo na sliki 44. Pri tem koncentrirane sile upoštevamo kot celoto, enakomerno porazdeljeno obtežbo pa razporedimo na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva.

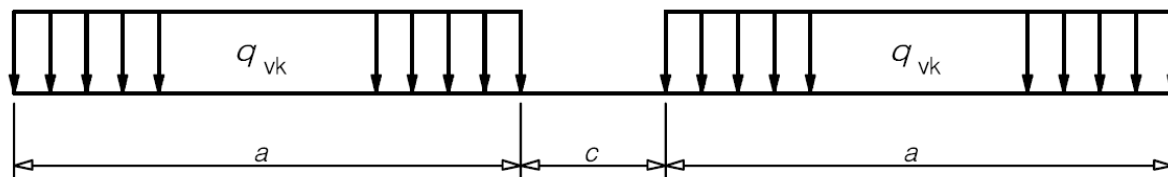


(1) brez omejitev

Slika 44: Shema železniške obtežbe LM71 in njene karakteristične vrednosti (SIST EN 1991-2:2003)

4.5.1.2 Shema obtežbe SW/0 in SW/2

Shema SW/0 predstavlja statično obtežbo pri normalnem prometu na neprekinjenih nosilcih, shema SW/2 pa predstavlja statično obtežbo težkega prometa. Razporeditev obtežbe je za obe shemi enak in ga prikazujemo na sliki 45, karakteristične vrednosti obtežbe in dimenzij pa v preglednici 14. Pri računu obremenitev upoštevamo shemo obtežbe kot enovito celoto, ki jo razporedimo na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavano obremenitev.



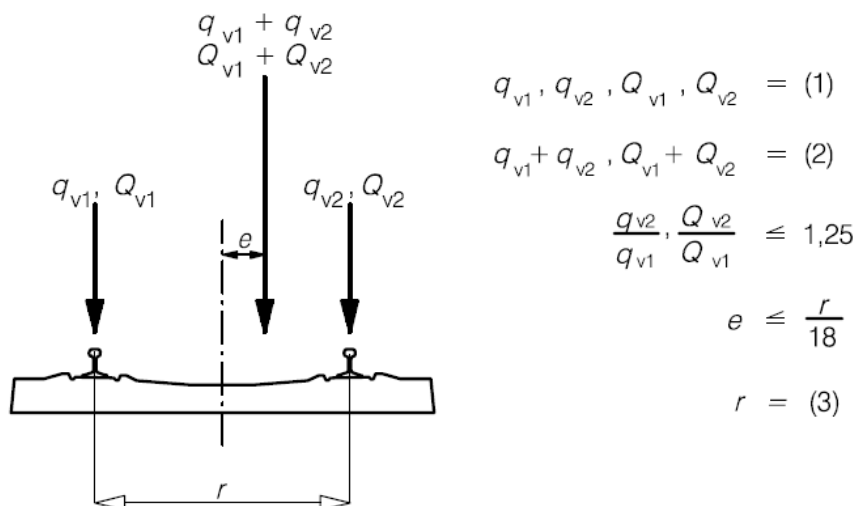
Slika 45: Shema železniške obtežbe SW/0 in SW/2 (SIST EN 1991-2:2003)

Preglednica 14: Karakteristične vrednosti obtežbe za shemi SW/0 in SW/2 (SIST EN 1991-2:2003)

Shema obtežbe	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7,0

4.5.1.3 Ekscentričnost navpične obtežbe

Prečni odmik e prijemališča navpične obtežbe od osi objekta upoštevamo z razmerjem kolesnih pritiskov na vseh oseh v vrednosti 1,25:1 na vsakem tiru. Z r označimo prečni razmik med tirnicama. Ekscentričnost upoštevamo samo za shemi obtežbe LM71 in SW/0. Določimo ga v skladu s sliko 46. Z q_{v1} in q_{v2} označimo enakomerno porazdeljeni obtežbi na posamezni tirnici, z Q_{v1} in Q_{v2} pa koncentrirani sili.



Slika 46: Ekscentričnost vertikalne obtežbe (SIST EN 1991-2:2003)

S pomočjo slike 46 lahko zapišemo naslednje zveze:

$$q_{v2} = 1,25 \cdot q_{v1} \quad (54)$$

$$Q_{v2} = 1,25 \cdot Q_{v1} \quad (55)$$

$$q_{vk} = q_{v1} + q_{v2} \quad (56)$$

$$Q_{vk} = Q_{v1} + Q_{v2} \quad (57)$$

S krajšim računom izrazimo velikost obtežbe na posamezno tirnico v odvisnosti od karakteristične vrednosti obtežbe.

$$q_{v1} = \frac{q_{vk}}{2,25}$$

$$q_{v2} = q_{vk} - q_{v1}$$

$$Q_{v1} = \frac{Q_{vk}}{2,25}$$

$$Q_{v2} = Q_{vk} - Q_{v1}$$

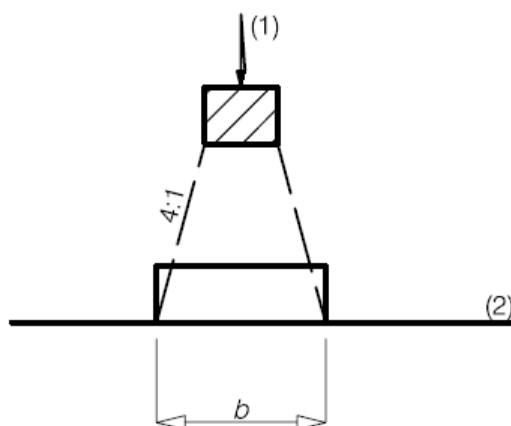
V preglednici 15 podajamo karakteristične vrednosti navpične obtežbe za posamezno tirnico z upoštevanjem ekscentričnosti za shemi obtežbe LM71 in SW/.

Preglednica 15: Karakteristične vrednosti obtežbe za posamezno tirnico za shemi obtežbe LM71 in SW/0

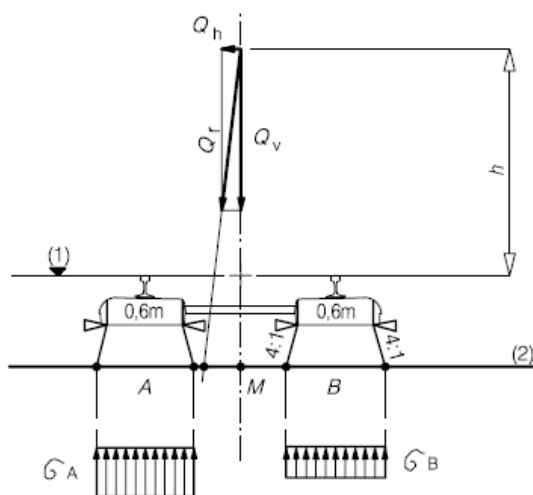
Shema obtežbe	Tirnica 1		Tirnica2	
	$Q_{vk,1}$ [kN]	$q_{vk,1}$ [kN/m]	$Q_{vk,2}$ [kN]	$q_{vk,2}$ [kN/m]
LM71	111,11	35,56	138,89	44,44
SW/0	/	59,11	/	73,89

4.5.1.4 Razširitev koncentrirane obtežbe preko gramozne grede v vzdolžni in prečni smeri mostu

V analizi lahko upoštevamo razširitev koncentrirane obtežbe pri shemi LM71 preko pragov in gramozne grede glede na osrednjo ravnino prekladne konstrukcije. Na sliki 47 prikazujemo razširitev koncentrirane obtežbe v vzdolžni smeri, na sliki 48 pa razširitev v prečni smeri.



Slika 47: Razširitev koncentrirane obtežbe v vzdolžni smeri mostu (SIST EN 1991-2:2003)



Slika 48: Razširitev koncentrirane obtežbe v prečni smeri mostu preko pragov in gramozne grede za progo brez nadvišanja (SIST EN 1991-2:2003)

Ob upoštevanju gramozne grede debeline 35 cm razširimo vpliv koncentrirane obtežbe na ploskev velikosti 0,435 m × 0,775 m.

4.5.1.5 Določitev dinamičnega faktorja ϕ

Z dinamičnim faktorjem upoštevamo dinamično povečanje napetosti in vibracij zaradi gibajoče se obtežbe. Z njim pomnožimo rezultate statične analize s predpisanimi modeli obtežbe. Za standardno vzdrževane proge dinamični faktor izračunamo z naslednjim izrazom:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73, \quad (58)$$

z omejitvijo $1,0 \leq \phi_3 \leq 2,0$, kjer je L_ϕ določilna dolžina v metrih. Slednjo izračunamo s pomočjo preglednice 6.2 zapisane v standardu SIST EN 1991-2:2003. Za prekladne konstrukcije iz glavnih nosilcev in plošče, ki potekajo preko n polj, preglednica 6.2 podaja izraza za račun določilne dolžine:

$$L_\phi = k \cdot L_m \geq \max(L_i), \quad (59)$$

$$L_m = \frac{L_1 + L_2 + \dots + L_n}{n}. \quad (60)$$

Pri tem so L_1, L_2, \dots, L_n dolžine posameznih polj, k pa je parameter, ki je odvisen od števila polj. Obravnavana konstrukcija premošča 4 polja, v tem primeru je $k = 1,4$. Od tod sledi:

$$L_m = \frac{12,5 \text{ m} + 15 \text{ m} + 12,5 \text{ m} + 15 \text{ m}}{4} = 13,75 \text{ m},$$

$$L_\phi = 1,4 \cdot 13,75 \text{ m} = 19,25 \text{ m} \geq 15 \text{ m}.$$

S pomočjo enačbe (58) izračunamo še dinamični faktor.

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{19,25 - 0,2}} + 0,73 = 1,25$$

4.5.1.6 Povzetek navpične obtežbe

V preglednici 16 povzamemo vrednosti navpične obtežbe za tri sheme obtežbe z upoštevanjem ekscentričnosti in dinamičnega faktorja.

Preglednica 16: Navpična obtežba železniškega prometa z upoštevanjem ekscentričnosti in dinamičnega faktorja

Shema obtežbe	Tirnica 1		Tirnica 2	
	$Q_{vk,1}$ [kN]	$q_{vk,1}$ [kN/m]	$Q_{vk,2}$ [kN]	$q_{vk,2}$ [kN/m]
LM71	138,89	44,45	173,61	55,55
SW/0	/	73,89	/	92,36
SW/2	/	93,75	/	93,75

4.5.2 Vodoravna obtežba

Vodoravno obtežbo sestavljajo centrifugalne sile, bočne sile ter vlečne in zavorne sile. Ker os mostu poteka v premi, v analizi upoštevamo le vlečne in zavorne sile ter bočno silo. Pri računu vodoravne obtežbe ne upoštevamo dinamičnega faktorja.

4.5.2.1 Bočna sila

Bočno silo upoštevamo kot koncentrirano silo v vodoravni smeri, ki učinkuje na vrhu tirnic, pravokotno na os tira. Karakteristična vrednost te sile je $Q_{sk} = 100$ kN in učinkuje sočasno z navpično obtežbo.

4.5.2.2 Vlečne in zavorne sile

Vlečne in zavorne sile učinkujejo na vrhu tirnic v vzdolžni smeri tira. Upoštevamo jih kot enakomerno porazdeljeno obtežbo vzdolž vplivne dolžine $L_{a,b}$, ki je enaka dolžini mostu.

$$L_{a,b} = 55 \text{ m}$$

Karakteristične vrednosti vlečnih sil, ki veljajo za vse tri sheme navpične obtežbe (LM71, SW/0 IN SW/2) izračunamo s pomočjo enačbe (61).

$$Q_{lak} = 33 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \cdot L_{a,b} [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad (61)$$

$$Q_{lak} = 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 55 \text{ m} = 1815 \text{ kN} \leq 1000 \text{ kN} \rightarrow Q'_{lak} = \frac{1000 \text{ kN}}{55 \text{ m}} = 18,18 \text{ kN/m}$$

Karakteristične vrednosti zavornih sil za shemi LM71 in SW/0 določimo s pomočjo enačbe (62), za shemo SW/2 pa s pomočjo enačbe (63).

$$Q_{lbk} = 20 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \cdot L_{a,b} [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad (62)$$

$$Q_{lbk} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 55 \text{ m} = 1100 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 35 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \cdot L_{a,b} [\text{m}] \quad (63)$$

$$Q_{lbk} = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 55 \text{ m} = 1925 \text{ kN}$$

Karakteristične vrednosti vlečnih in zavornih sil zberemo v preglednici 17.

Preglednica 17: Karakteristične vrednosti vlečnih in zavornih sil

Shema obtežbe	LM71	SW/0	SW/2
vlečne sile [kN/m]	18,18	18,18	18,18
zavorne sile [kN/m]	20,0	20,0	35,0

Pri shemah obtežbe SW/0 in SW/2 zavorne sile upoštevamo le na obteženem delu konstrukcije.

4.5.3 Kombinacije navpične in vodoravne obtežbe - skupine obtežb

Prometne vplive moramo upoštevati kot skupine obtežb, t.j. kot kombinacijo karakterističnih vrednosti navpične in vodoravne obtežbe in sicer v skladu z določili iz točke 6.8.2 v standardu SIST EN 1991-2:2003.

V preglednici 18 prikazujemo skupine obtežb gr11 do gr17. Skupine obtežb se med seboj izključujejo. Vsako skupino upoštevamo kot posamezen vpliv. Pri tem pa posamezno obtežbo v skupini razporedimo na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva.

Preglednica 18: Skupine prometnih obtežb za železniški promet (SIST EN 1991-2:2003)

Skupine obtežbe			Navpične sile			Vodoravne sile			Komentar
Reference EN 1991-2			6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
Št. obteženih prog	Skupina obtežbe ⁽⁸⁾	Obtežen a proga	LM71 ⁽¹⁾ SW/0 ^{(1),(2)}	SW/2 ^{(1),(3)}	Prazen vlak	Pospeševanje in zaviranje ⁽¹⁾	Centrif. sila ⁽¹⁾	Bočna sila ⁽¹⁾	
1	gr11	T1	1			1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	Max. Vertikalna 1 z max. Vzdolžna
1	gr12	T1	1			0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Max. vertikalna 2 z max. prečna
1	gr13	T1	1 ⁽⁴⁾			1	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	Max. vzdolžna
1	gr14	T1	1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾	1	1	Max. prečna
1	gr15	T1			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Prečna stabilnost konstrukcije
1	gr16	T1		1		1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 z max. vzdolžno
1	gr17	T1		1		0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 z max. prečno

Opomba: Pomen oznak (1) – (8) je podrobneje predstavljen v standardu SIST EN 1991-2:2003 na strani 120.

4.6 Diferenčni posedki podpor

V okviru predstavljene analize železniškega mostu predvidimo posedek posamezne podpore v velikosti 1 cm. Posedek posamezne podpore obravnavamo kot ločen obtežni primer. V primeru ugodnega delovanja upoštevamo, da je vrednost delnega varnostnega faktorja enaka 0.

4.7 Obtežba snega

Obtežbe snega v analizi ne upoštevamo. Za cestne in železniške mostove velja, da:

- obtežba snega in prometna obtežba v praksi ne moreta učinkovati sočasno,

- vrednost karakteristične obtežbe snega na prekladni konstrukciji je v primerjavi s karakteristično prometno obtežbo zanemarljiva.

4.8 Vplivi med gradnjo

Vplive na konstrukcijo med gradnjo določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-6:2003. Pri tem predpostavimo, da gradnja traja manj kot 3 mesece. Posamezne vplive upoštevamo s priporočenimi vrednostmi. Med fazo gradnje upoštevamo nosilce kot prostoležeče nosilne elemente. Temu podredimo tudi račun obtežbe. Vrednosti obtežb prikazujemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Obtežbe na posamezen nosilec med gradnjo

Obtežba	Oznaka	Vrednost obtežbe	Obtežba na nosilcu
Veter med gradnjo	$f_{Wk,x}$	0,64 kN/m	0,64 kN/m
Delavci in oprema	Q_{ca}	1,0 kN/m ²	1,48 kN/m
Opaž	Q_{cc}	0,5 kN/m ²	0,74 kN/m
Sveža betonska mešanica	Q_{ef}	5,2 kN/m ²	7,67 kN/m

Obtežbo upoštevamo v dveh fazah gradnje in sicer na sledeč način:

- faza montaže nosilcev: takoj po montaži prednapetih nosilcev upoštevamo obtežbo vetra in obtežbo delavcev,
- faza betoniranja: med betoniranjem plošče upoštevamo sočasno prisotnost delavcev in opreme, obtežbo zaradi opaža in sveže betonske mešanice. Obtežbo sveže betonske mešanice upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno obtežbo, ki učinkuje po celotni površini plošče. Za ostale obtežbe pa standard SIST EN 1991-1-6:2005 v tabeli 4.2. predvideva razporeditev teh vplivov v tri cone in sicer:

$$\text{obtežba zunaj delovnega območja:} \quad 0,75 \cdot Q_{ca} = 1,11 \text{ kN/m}$$

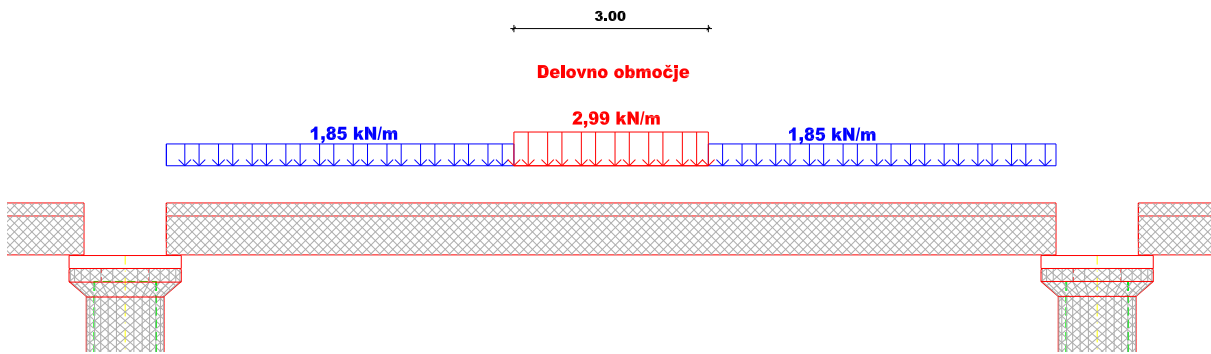
$$\text{obtežba znotraj delovnega območja:} \quad 0,1 \cdot Q_{ef} + Q_{ca} = 2,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{obtežba celotnega območja betoniranja:} \quad Q_{cc} = 0,74 \text{ kN/m}$$

Preglednica 20: Obtežbe nosilca med gradnjo

Zunaj delovnega območja	Delovno območje
1,85 kN/m	2,99 kN/m

Delovno območje upoštevamo na sredini nosilca in sicer v dolžini 3 m. Shemo obtežbe prikazujemo na sliki 49.



Slika 49: Shema obtežbe med gradnjo

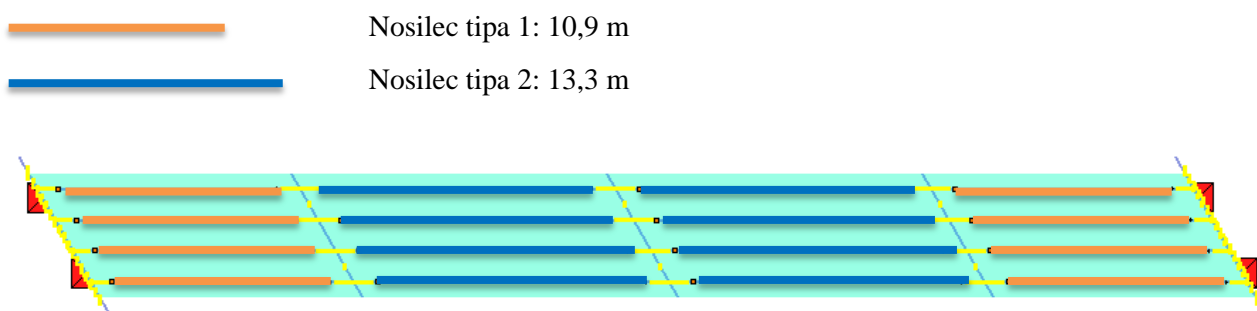
4.9 Vpliv prednapetja

4.9.1 Pogoji okolja in omejitve

Kot smo že omenili v razdelku 3.4 obravnavano prekladno konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti XS1. V tem primeru določilo iz standarda SIST EN 1992-2:2003 zahteva, da je pogoj dekompresije izpolnjen pri pogosti kombinaciji obtežbe. Omejitev dekompresije zahteva, da je beton v okolici kablov oz. zaščitnih cevi na oddaljenosti 100 mm tlačno obremenjen. Na podlagi te zahteve v nadaljevanju določimo potek kableske linije.

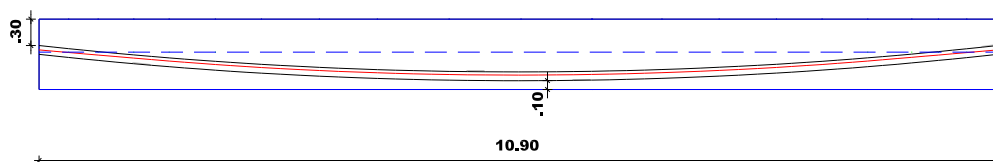
4.9.2 Potek kableske linije

Prekladno konstrukcijo mostu sestavlja 16 montažnih prednapetih nosilcev preko 4 polj. V analizi predvidimo dva tipa montažnega nosilca, ki imata različni dolžini, 10,9 in 13,3 m, ter različni sili prednapetja. Razporeditev nosilcev prikazujemo na sliki 50.

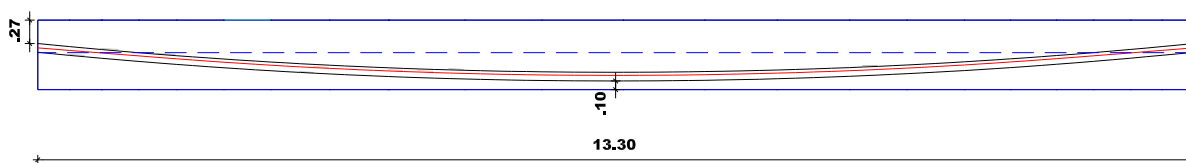


Slika 50: Pozicija nosilcev tipa 1 in 2

V primeru obeh tipov nosilcev kabli potekajo po kvadratni paraboli z najnižjo točko na sredini razpetine. Na tem mestu zagotovimo krovni sloj betona, debeline 10 cm, kar je več kot znaša nazivni krovni sloj betona c_{nom} (glej razdelek 3.4.2). Na obeh koncih nosilca so kabli od zgornjega roba oddaljeni 30 cm (tip 1) oziroma 27 cm (tip 2). Potek kableske linije za oba tipa nosilcev prikazujemo na sliki 51 in 52.



Slika 51: Potek kableske linije pri nosilcu tipa 1



Slika 52: Potek kabske linije pri nosilcu tipa 2

Pri obeh tipih nosilcev izberemo 2 kabla za prednapenjanje. Minimalno medsebojno razdaljo med kabli določimo po enačbah, ki jih podaja proizvajalec Freyssenet (ETA-06/0226, 2007). Medsebojne oddaljenosti kablov so odvisne od kvalitete betona v času napenjanja, velikosti kablov in vrste sidrnih glav. Potrebno razdaljo med težišči kablov y in potrebno razdaljo od težišča posameznega kabla do roba prereza y' izračunamo z naslednjima enačbama:

$$y \geq B + 30 \text{ mm}, \quad (64)$$

$$y' \geq 0,5 \cdot y + \text{krovni sloj betona} - 10 \text{ mm}. \quad (65)$$

Pri tem je B širina jeklene plošče pri sidrni glavi.

Za obravnavan prednapeti nosilec sta vrednosti razdalj y in y' sledeči:

$$y \geq 210 \text{ mm},$$

$$y' \geq 185 \text{ mm}.$$

V nadaljevanju preverimo, če širina prereza nosilca $b = 60 \text{ cm}$ zadošča za vgradnjo dveh kablov za prednapenjanje.

$$b \geq 2 \cdot y' + y \quad (66)$$

$$b = 600 \text{ mm} \geq 2 \cdot 185 \text{ mm} + 210 \text{ mm} = 580 \text{ mm} \quad \checkmark$$

4.9.3 Izbira sistema prednapenjanja

Posamezne kable napenjamo enostransko in sicer vsakega z ene strani. S tem pripomoremo k enakomernim obremenitvam vzdolž nosilca. Kable napenjamo 14 dni po betoniranju nosilcev, ko beton doseže zadostno tlačno trdnost. Zaščitne cevi se po sidranju kablov zapolnijo s cementno maso, zato v računu upoštevamo, da so kabli povezani. Potrebno kabsko silo določimo na podlagi pogoja dekompresije.

Izberemo sistem napenjanja proizvajalca Freyssenet, ki podaja naslednje karakteristike za izbran tip prednapetih kablov (ETA-06/0226, 2007):

- dovoljen radij ukrivljenosti kabla: 6,75 m,

- maksimalna ekscentričnost vrvi znotraj zaščitnih cevi: 14 mm,
- zdrs klina v napenjalni in sidrni glavi: 6 mm,
- izgube prednapetja zaradi trenja v sidrni in napenjalni glavi: 3,0 %,
- koeficient trenja: 0,19,
- kot nenamerne spremembe kablov: 0,4 grad/m in
- zunanji in notranji premer zaščitne cevi: 100/95 mm.

V preglednici 21 prikazujemo osnovne karakteristike prednapetja za oba tipa nosilcev. Nosilec tipa 1 uporabimo v 1. in 4. polju prekladne konstrukcije, nosilec tipa 2 pa v 2. in 3. polju.

Preglednica 21: Osnovne karakteristike prednapetja za oba tipa nosilcev

	Prednapetje za nosilec tipa 1	Prednapetje za nosilec tipa 2
Nazivni premer vrvi	15,3	15,3
Nazivni prečni prerez vrvi	140 mm ²	140 mm ²
Število vrvi v enem kablju	19	19
Prečni rrez enega kabla A_p	26,60 cm ²	26,60 cm ²
Napenjalna sila P_{max}	3000 kN	3200 kN
Napetost na napenjalki σ_p	112,8 kN/cm ²	120,3 kN/cm ²

Med napenjanjem kabla napetosti σ_p na poteznem koncu kabla ne smejo preseči največje dovoljene napenjalne napetosti $\sigma_{p,max}$, ki jo izračunamo z naslednjim izrazom:

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,80 \cdot f_{pk} = 0,80 \cdot 177 \text{ kN/cm}^2 = 141,6 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 0,90 \cdot 152 \text{ kN/cm}^2 = \underline{136,8 \text{ kN/cm}^2} \end{cases} \quad (67)$$

Ugotovimo, da so napetosti na napenjalki, ki jih podajamo v preglednici 21, manjše od največje dovoljene napenjalne napetosti:

$$\begin{aligned} \sigma_{p1} &= 112,8 \text{ kN/cm}^2 \leq 136,8 \text{ kN/cm}^2 && \checkmark \\ \sigma_{p2} &= 120,3 \text{ kN/cm}^2 \leq 136,8 \text{ kN/cm}^2 && \checkmark \end{aligned}$$

4.9.4 Začetne izgube prednapetja

Začetno silo prednapetja P_{m0} , ki deluje na beton takoj po napenjanju in sidranju, izračunamo tako, da od napenjalne sile P_{max} odštejemo začetne izgube ΔP_1 :

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_1(x). \quad (68)$$

Pri tem napetost v kablju neposredno po napenjanju in sidranju ne sme prekoračiti vrednosti po izrazu (69):

$$\sigma_{pm0} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 177 \text{ kN/cm}^2 = 132,75 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 152 \text{ kN/cm}^2 = \underline{129,2 \text{ kN/cm}^2} \end{cases} \quad (69)$$

Pri določanju začetnih izgub sile prednapetja moramo upoštevati naslednje začetne padce sile prednapetja zaradi:

- trenja vzdolž nosilca,
- trenja in zdrsa v napenjalni in sidrni glavi,
- začetne elastične deformacije betona.

V nadaljevanju prikazujemo račun izgub sile prednapetja le za prvi kabel posameznega tipa nosilca.

4.9.4.1 Padec sile prednapetja zaradi trenja med kablom in zaščitno cevjo vzdolž nosilca

Padec sile prednapetja zaradi trenja vzdolž kabla na oddaljenosti x od mesta, na katerem je sila prednapetja enaka P_{max} , lahko ocenimo z naslednjim izrazom:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (70)$$

Pri tem je μ koeficient trenja med kablom in zaščitno cevjo, θ je vsota vodoravnih in navpičnih kotov spremembe smeri kablov, parameter k pa je kot nenamerne spremembe smeri kablov na enoto dolžine.

4.9.4.2 Padec sile prednapetja zaradi trenja in zdrsa v napenjalni in sidrni glavi

V računu upoštevamo 6 mm zdrsa in 3% trenja v napenjalni glavi in v sidrni glavi, kar je priporočeno s strani proizvajalca.

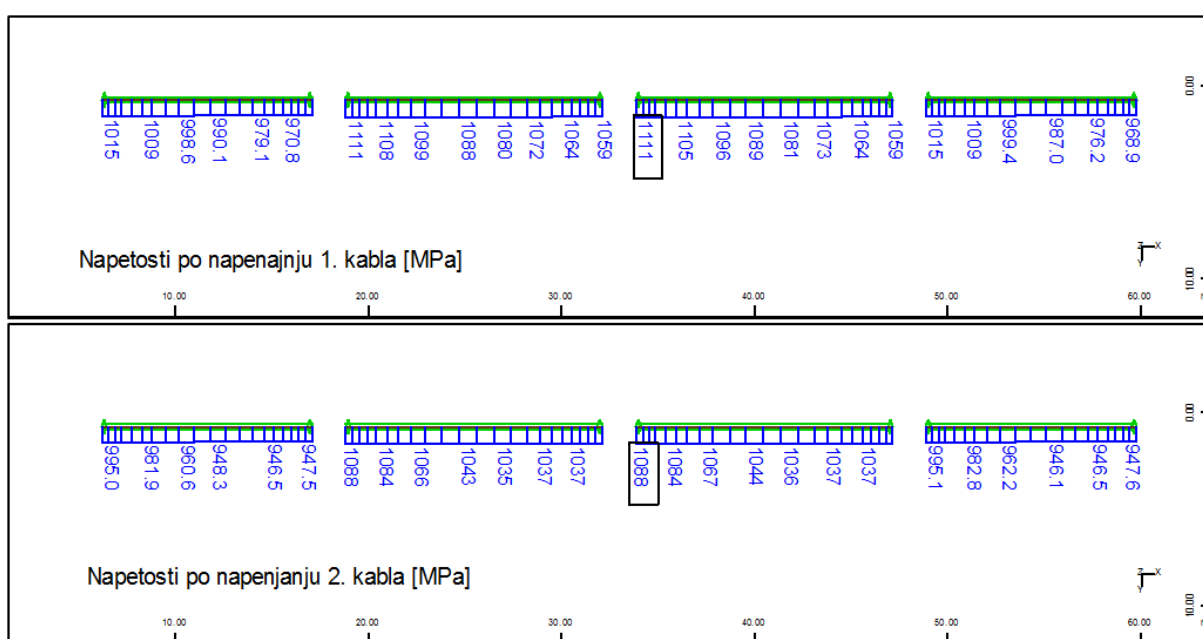
4.9.4.3 Padec sile prednapetja zaradi začetne elastične deformacije betona

Izguba sile prednapetja zaradi začetne elastične deformacije betona se pri naknadno prednapetih elementih izvršijo zaradi zaporednega napenjanja kablov.

Vpliv napenjanja drugega kabla se odraža v zmanjšanju napetosti v že napetem kablju in sicer zaradi začetne elastične deformacije betona pri napenjanju drugega kabla. Padcu sile prednapetja zaradi

začetne elastične deformacije betona se lahko izognemo, če kabla napenjamo sočasno. Običajno pa kable napenjajo enega za drugim.

V primeru zaporednega napenjanja lahko vpliv začetne elastične deformacije betona na padec sile prednapetja prvega kabla zmanjšamo tako, da po-napenjamo prvi kabel na želen nivo napetosti ali pa naprej predvidimo višjo silo napenjanja za prvi kabel. Pri obravnavanih prednapetih nosilcih je padec sile prednapetja zaradi začetne elastične deformacije relativno majhen, zato ne izvajamo posebnih ukrepov. Na sliki 53 prikazujemo napetosti v prvem kablu takoj po napenjanju prvega oziroma drugega kabla.



Slika 53: Napetosti v prvem kablu takoj po napenjanju prvega oziroma drugega kabla

4.9.4.4 Račun začetnih izgub prednapetja

Račun začetnih izgub prednapetja izvedemo s pomočjo programa Sofistik (SOFiSTiK AG, 2012). V preglednici 22 in 23 prikazujemo padec napenjalne sile P_{max} zaradi trenja med kablom in zaščitno cevjo vzdolž nosilca, zaradi zdrsa v napenjalni in sidrni glavi in zaradi začetne elastične deformacije betona. Izgube pripadajo kablu, ki se napenja prvi. Kabel napenjamo z desne strani.

Preglednica 22: Padec napenjalne sile zaradi začetnih izgub sile prednapetja v kablu nosilca tipa 1

x [m]	Nosilec 1				
	$P_{\max} - \Delta P_{\mu}$ [kN]	$P_{\max} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_{sl}$ [kN]	$P_{\max} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_{sl} - \Delta P_{el}$ [kN]	σ_p [kN/cm ²]	
				1. kabel	2. kabel
0	2859	2700	2646,7	99,50	101,50
0,36	2862	2697	2644,6	99,42	101,39
0,71	2865	2697	2641,6	99,31	101,39
1,13	2865	2694	2636,6	99,12	101,28
1,55	2871	2691	2628,9	98,83	101,17
2,07	2877	2682	2614,0	98,27	100,83
2,6	2886	2676	2597,0	97,63	100,60
3,24	2895	2667	2577,0	96,88	100,26
3,89	2904	2658	2577,0	96,88	99,92
4,69	2916	2646	2558,4	96,18	99,47
5,45	2928	2637	2538,7	95,44	99,14
5,49	2928	2634	2538,7	95,44	99,02
6,28	2940	2625	2524,6	94,91	98,68
7,07	2952	2613	2516,1	94,59	98,23
7,71	2964	2604	2513,4	94,49	97,89
8,34	2973	2598	2515,6	94,57	97,67
8,86	2982	2589	2516,6	94,61	97,33
9,37	2988	2583	2517,7	94,65	97,11
9,78	2994	2580	2519,6	94,72	96,99
10,2	2994	2577	2520,4	94,75	96,88
10,55	2997	2577	2519,6	94,72	96,88
10,9	3000	2574	2516,6	94,61	96,77

Iz rezultatov, zbranih v preglednici 22, ugotovimo, da so napetosti v kablu po izvršitvi začetnih izgub manjše od dovoljenih napetosti kabla neposredno po napenjanju $\sigma_{pm0} = 129,2 \text{ kN/cm}^2$ (glej enačbo (69)).

$$\text{2. kabel pri } x = 0 \text{ m: } \sigma_p = 101,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{pm0} = 129,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

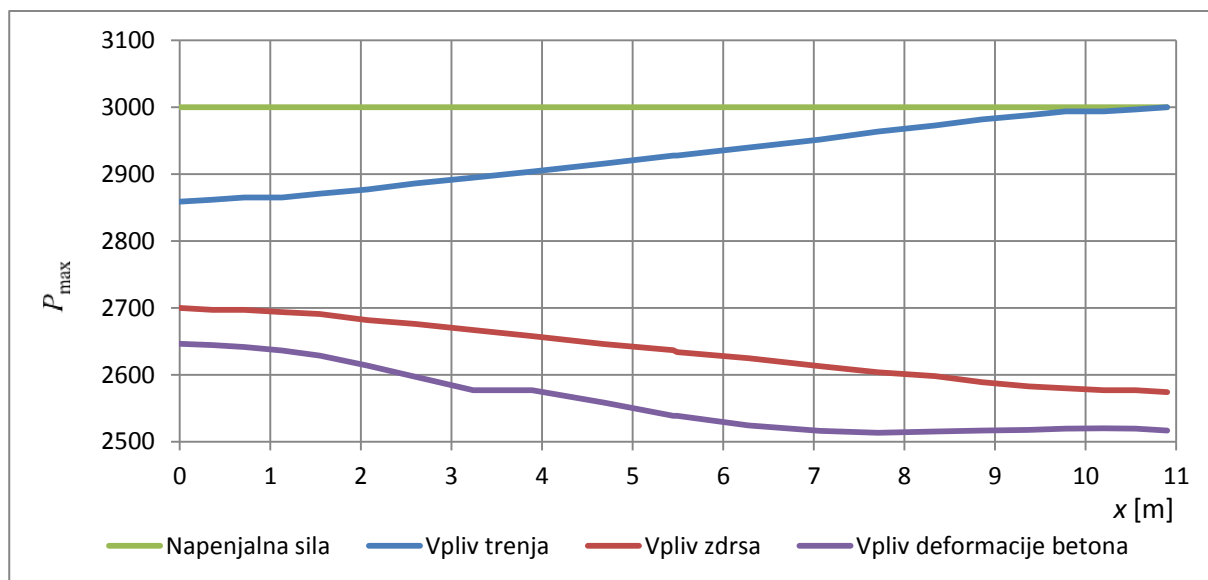
Preglednica 23: Padec napenjalne sile zaradi začetnih izgub sile prednapetja v kablu nosilca tipa 2

Nosilec 2					
x [m]	$P_{\max} - \Delta P_{\mu}$ [kN]	$P_{\max} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_{sl}$ [kN]	$P_{\max} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_{sl} - \Delta P_{el}$ [kN]	σ_p [kN/cm²]	
				1. kabel	2. kabel
0	3049,6	2953,6	2894,1	108,80	111,04
0,37	3052,8	2953,6	2891,4	108,70	111,04
0,73	3052,8	2950,4	2888,8	108,60	110,92
1,17	3056	2950,4	2886,1	108,50	110,92
1,6	3059,2	2947,2	2883,4	108,40	110,80
2,14	3065,6	2937,6	2870,1	107,90	110,44
2,69	3072	2931,2	2856,8	107,40	110,20
3,36	3081,6	2924,8	2835,6	106,60	109,95
4,03	3091,2	2915,2	2816,9	105,90	109,59
4,92	3100,8	2905,6	2795,7	105,10	109,23
5,8	3113,6	2896	2777,0	104,40	108,87
6,65	3123,2	2883,2	2766,4	104,00	108,39
6,74	3126,4	2883,2	2763,7	103,90	108,39
7,68	3136	2873,6	2753,1	103,50	108,03
8,51	3148,8	2860,8	2750,4	103,40	107,55
9,34	3158,4	2851,2	2755,8	103,60	107,19
10	3168	2844,8	2755,8	103,60	106,95
10,66	3177,6	2835,2	2758,4	103,70	106,59
11,19	3184	2828,8	2758,4	103,70	106,35
11,72	3190,4	2825,6	2758,4	103,70	106,23
12,15	3193,6	2822,4	2758,4	103,70	106,11
12,58	3196,8	2819,2	2755,8	103,60	105,98
12,94	3196,8	2816	2755,8	103,60	105,86
13,3	3200	2816	2755,8	103,60	105,86

Tudi pri preverjanju napetosti v kablu nosilca tipa 2 po izvršitvi začetnih izgub ugotovimo, da so le-te manjše od dovoljenih napetosti kabla neposredno po napenjanju (glej enačbo (69)).

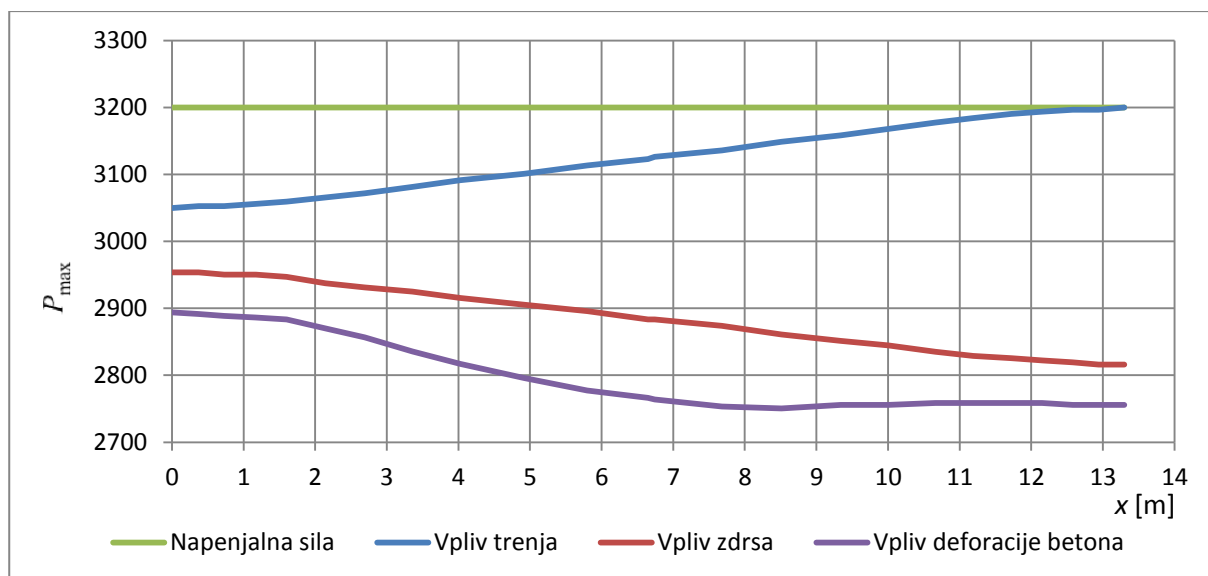
$$2. \text{ kabel pri } x = 0 \text{ m: } \sigma_p = 111,04 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{pm0} = 129,2 \text{ kN/cm}^2$$

Na sliki 54 prikazujemo padec napenjalne sile P_{\max} v prvem kablu vzdolž nosilca tipa 1 zaradi začetnih izgub prednapetja. Ugotovimo, da se sila prednapetja na poteznem koncu (pri $x = 10,9$ m) zmanjša za 16,1 %, na sidrnem koncu (pri $x = 0$ m) pa za 11,8 %.



Slika 54: Padec napenjalne sile v kablu nosilca tipa 1 po izvršitvi začetnih izgub

Na sliki 55 prikazujemo še padec napenjalne sile P_{\max} v prvem kablu vzdolž nosilca tipa 2 zaradi začetnih izgub prednapetja. Na poteznem koncu (pri $x = 13,3$ m) se sila prednapetja zmanjša za 13,9 %, na sidrnem koncu (pri $x = 0$ m) pa za 9,6 %.

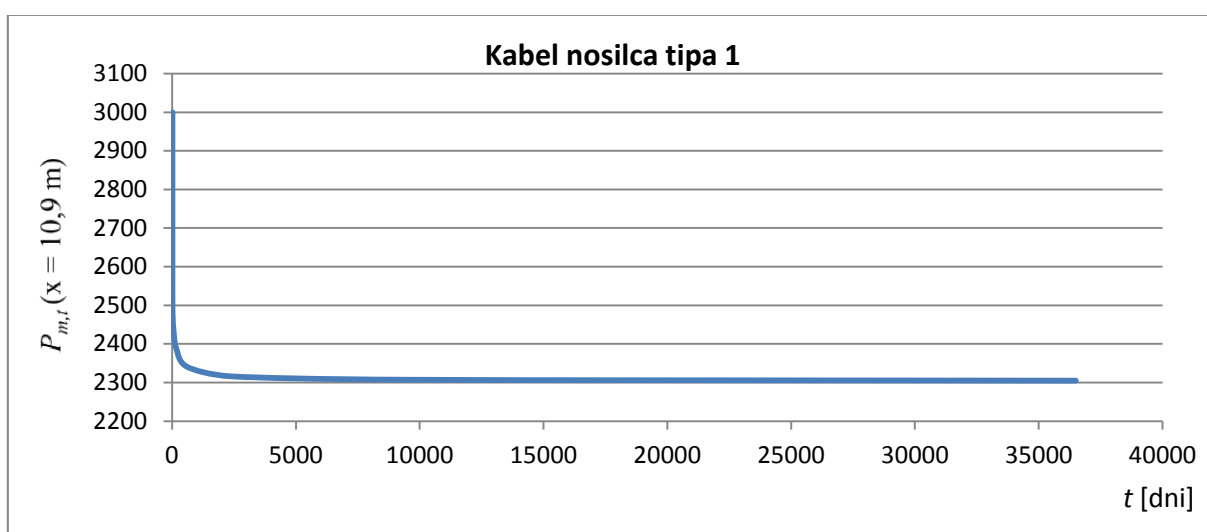


Slika 55: Padec napenjalne sile v kablu nosilca tipa 2 po izvršitvi začetnih izgub

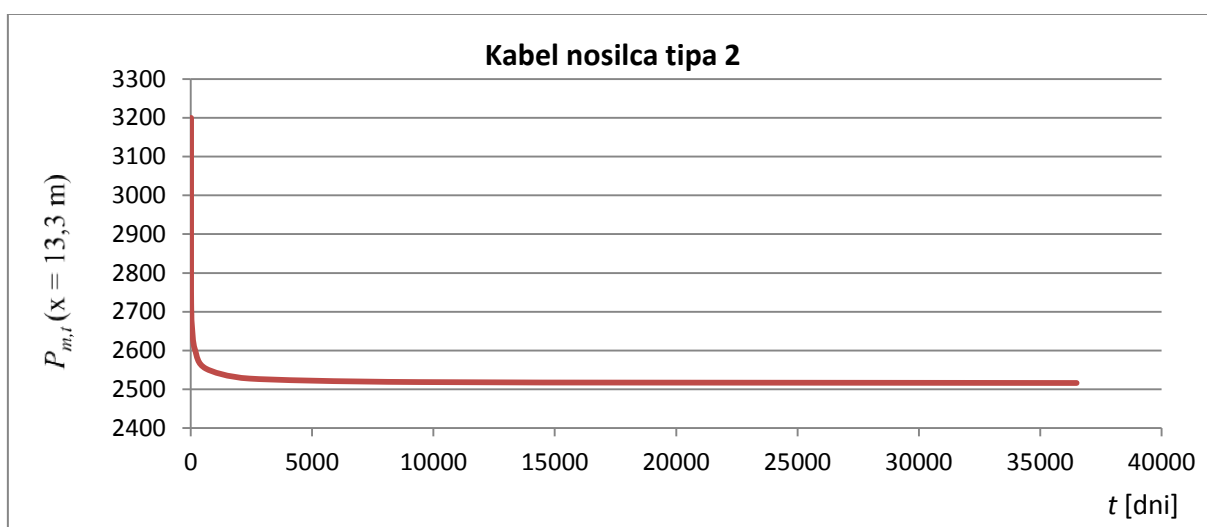
4.9.5 Časovno odvisne izgube prednapetja

Časovno odvisne izgube sile prednapetja računamo z upoštevanjem padca napetosti zaradi zmanjšanja deformacije kabla, ki je posledica časovnega prirastka deformacije betona zaradi krčenja in lezenja pod vplivom trajnih obtežb, ter zmanjšanja nateznih napetosti kabla zaradi relaksacije jekla. Časovno odvisne izgube sile prednapetja iz vrednotimo s pomočjo programa Sofistik (SOFiSTiK AG, 2012) za posamezne faze gradnje.

Na slikah 56 in 57 prikazujemo časovno spreminjanje sile prednapetja $P_{m,t}$ na poteznem koncu za prvi kabel pri obeh tipih nosilca.



Slika 56: Padec sile prednapetja v kablu nosilca tipa 1 zaradi časovno odvisnih izgub



Slika 57: Padec sile prednapetja v kablu nosilca tipa 2 zaradi časovno odvisnih izgub

V preglednici 24 prikazujemo časovno spreminjanje sile prednapetja $P_{m,t}$ v prvem kablu v posameznem nosilcu. S primerjavo sile prednapetja takoj po izvršitvi začetnih izgub in limitne sile prednapetja ($t = 100$ let) lahko ocenimo velikost časovno odvisnih izgub sile prednapetja. Pri nosilcu tipa 1 le-te znašajo 8,4 % napenjalne sile P_{max} , pri nosilcu tipa 2 pa 8,6 %.

Preglednica 24: Časovno spreminjanje sile prednapetja do limitnega časa

t [dni]	$P_{m,t}$ [kN]		
	Nosilec tipa 1	Nosilec tipa 2	Vpliv
14	3000,0	3200,0	začetne izgube
14	2572,2	2815,9	
14	2516,9	2753,1	
21	2477,5	2702,6	vpliv reologije
28	2467,9	2691,9	vpliv reologije
28	2465,3	2686,6	ostala stalna obtežba
49	2442,4	2662,7	vpliv reologije
167	2388,1	2603,3	vpliv reologije
628	2340,0	2553,1	vpliv reologije
2420	2315,8	2527,5	vpliv reologije
9390	2307,3	2518,5	vpliv reologije
36500	2304,9	2516,1	vpliv reologije

5 KOMBINACIJE VPLIVOV, DELNI FAKTORJI IN POTREBNE RAČUNSKE KONTROLE

5.1 Kombinacije vplivov

Kombinacije vplivov, ki jih uporabljamo za preverjanje zanesljivosti konstrukcij v mejnih stanjih pri sočasnem delovanju različnih vplivov, ter pripadajoče delne faktorje varnosti ali uporabnosti določimo v skladu s točkama 6.4 in 6.5 iz standarda SIST EN 1990:2003 ter dodatkom A k omenjenemu standardu. V analizi upoštevamo, da je vsa prometna obtežba istega izvora. V nadaljevanju podajamo osnovna pravila, ki jih upoštevamo pri kombinacijah vplivov.

- Obtežbe snega ne upoštevamo v kombinacijah vplivov za stalna projektna stanja oziroma v kombinacijah za začasna projektna stanja po zgraditvi mostu, razen, če to ne določa nadstandard za določena geografska območja ali določene vrste železniških mostov.
- Pri kombinacijah vplivov, pri katerih sočasno učinkujeta prometna obtežba in obtežba vetra, upoštevamo navpične sile prometne obtežbe z dinamičnim faktorjem, vodoravne sile prometne obtežbe in vodoravne sile vetra, pri čemer kot prevladujoč vpliv upoštevamo vsako obtežbo posebej.
- Obtežbe vetra ne kombiniramo s skupinami prometne obtežbe gr13, gr16, gr17, gr23, gr26, gr27 in SW/2.
- Sile zaradi delovanja vetra moramo v kombinaciji s prometno obtežbo omejiti na vrednost vpliva F_w^{**} ali $\Psi_0 \cdot F_{wk}$.
- Neenakomerno posedanje temeljev upoštevamo kot trajni vpliv pri kombinaciji vplivov za mejna stanja uporabnosti, za mejna stanja nosilnosti pa posedanje temeljev upoštevamo le v primeru neugodnega delovanja.
- V mejnih stanjih uporabnosti vedno upoštevamo tudi vpliv krčenja in lezenja betona, v mejnih stanjih nosilnosti pa le v primeru neugodnega delovanja.
- Temperaturne vplive in vplive vetra ne upoštevamo sočasno, razen če ni v nacionalnem dodatku drugače določeno.

V nadaljevanju podajamo izraze za kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti oziroma uporabnosti.

Mejna stanja nosilnosti (MSN)

- kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (71)$$

Mejna stanja uporabnosti (MSU)

- karakteristična kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (72)$$

- pogosta kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (73)$$

- navidezno stalna kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (74)$$

V zgornjih enačbah $G_{k,j}$ predstavlja karakteristično vrednost j -tega stalnega vpliva, P_k karakteristično vrednost prednapetja, $Q_{k,1}$ karakteristično vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva in $Q_{k,i}$ karakteristično vrednost i -te ga spremljajočega spremenljivega vpliva. Faktorji γ_G in γ_Q so delni faktorji varnosti za stalne oziroma spremenljive vplive, faktorji ψ pa faktorji za kombinacijo. Omenjene faktorje podrobneje predstavimo v nadaljevanju.

5.2 Delni faktorji in faktorji za kombinacijo

Delne faktorje varnosti za stalne in spremenljive vplive pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov ter ustrezne kombinacijske faktorje povzamemo po standardu SIST EN 1990:2003 in jih prikazujemo v preglednici 25 oziroma 26.

Preglednica 25: Delni faktorji varnosti za pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov brez ali z upoštevanjem geotehničnih vplivov (STR/GEO) (SIST EN 1990:2003)

Obtežba	Simbol	Stalna in začasna projektna stanja	
		Ugoden vpliv	Neugoden vpliv
Lastna in stalna obtežba	γ_G	1,00	1,35
Reološki pojavi	γ_{SH}	0,00	1,00
Posedek podpor	γ_{Gset}	0,00	1,20
Temperaturni vpliv	γ_Q	0,00	1,50
Obtežba vetra	γ_Q	0,00	1,50
Skupine prometne obtežbe gr11, gr12, gr13, gr14 in gr15	γ_Q	0,00	1,45
Skupini prometne obtežbe gr16 in gr17	γ_Q	0,00	1,20

Preglednica 26: Faktorji za kombinacijo skupin prometne obtežbe in ostalih spremenljivih vplivov (SIST EN 1990:2003)

Vpliv	Simbol		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ⁴⁾
Glavna prometna obtežba (skupine obtežb)	gr11 (LM71 + SW/0)	maks. navpična 1 z maks. vzd.	0,8	0,8	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	maks. navpična 2 z maks. pr.			
	gr13 (zaviranje/vleka)	maks. vzdolžna			
	gr14 (centrif. / bočna sila)	maks. prečna			
	gr15 (prazen vlak)	prečna stabilnost			
	gr16 (SW/2)	SW/2 z maks. vzdolžno			
	gr17 (SW/2)	SW/2 z maks. prečno			
	gr21 (LM71 + SW/0)	maks. navpična 1 z maks. vzd.			
	gr22 (LM71 + SW/0)	maks. navpična 2 z maks. pr.			
	gr23 (zaviranje / vleka)	maks. vzdolžno			
	gr24 (centrif. / nosing)	maks. prečno			
	gr26 (SW/2)	SW/2 z maks. vzdolžno			
	gr27 (SW/2)	SW2 z maks. prečno			
	gr31 (LM71 + SW/0)	Dodatni obt. primeri			
Drugi vplivi prometne obtežbe	Aerodinamični vplivi		0,8	0,5	0
	Obtežba med vzdrževanjem		0,8	0,5	0
Vpliv vetra ²⁾	F_{wk}		0,75	0,5	0
	F_w^{**}		1	0	0
Toplotni vplivi ³⁾	T_k		0,6	0,6	0,5
Obtežba snega	$Q_{Sn,k}$ (med gradnjo)		0,8	-	0
Gradbena obtežba	Q_c		1	-	1

Opomba: za pomen simbolov (1)-(5) glej standard SIST EN 1990 AMD 1:2005(E), 15 str.

5.3 Potrebne računske kontrole

Potrebne kontrole za MSU in MSN izvedemo v dveh časovnih intervalih, in sicer za fazo gradnje ter za fazo uporabe konstrukcije. Upoštevamo, da faza gradnje traja od začetka gradnje do nastopa prometne obtežbe, faza uporabe pa od nastopa prometne obtežbe do konca predvidene življenjske dobe mostu.

5.3.1 Kontrole za MSU

5.3.1.1 Omejitev tlačnih napetosti v betonu

- Zaradi nevarnosti nastanka vzdolžnih razpok tlačne napetosti v betonu pri karakteristični kombinaciji vplivov omejimo na 60 % karakteristične tlačne trdnosti betona:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) .$$

- Pri navidezno stalni kombinaciji vplivov tlačne napetosti v betonu omejimo na 45% karakteristične tlačne trdnosti betona, sicer moramo v analizi uporabiti nelinearno teorijo lezenja.

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t)$$

- Pri pogosti kombinaciji vplivov upoštevamo pogoj dekompresije $\sigma_c \leq 0$, ki zahteva, da mora biti beton v okolici kablov tlačno obremenjen.

5.3.1.2 Omejitev napetosti v prednapetih kablji in armaturi

- Napetost na poteznem koncu kabla med napejanjem ne sme prekoračiti največje dovoljene napenjalne napetosti $\sigma_{p,max}$:

$$\sigma_p \leq \sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,80 \cdot f_{pk} \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$$

- Napetost v kablju pri začetni sili prednapetja, ki deluje na beton takoj po napejanju in sidranju, ne sme prekoračiti največje dovoljene napetosti σ_{pm0} :

$$\sigma_p \leq \sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$$

- Napetosti v kablji in armaturi dodatno omejimo, da se izognemo neelastičnim deformacijam, nesprejemljivo širokim razpokam in nesprejemljivim pomikom. Pri karakteristični kombinaciji vplivov lahko privzamemo, da je preprečen nastanek nesprejemljivih razpok in pretirano deformiranje, če natezne napetosti v kablju oziroma armaturi ne prekoračijo 80 %

oziroma 75 % vrednosti karakteristične natezne trdnosti jekla za prednapenjanje oziroma armiranje.

$$\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk}$$

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

5.3.1.3 Omejitev povosov

Kontrolo navpičnih povosov obravnavane konstrukcije izvedemo v skladu s členom A2.4.4 iz standarda SIST EN 1990:2003 pri karakteristični kombinaciji obtežbe, pri čemer povese omejimo na $L/600$.

$$u_{\max} \leq L/600$$

5.3.1.4 Omejitev širine razpok v betonu

Razpoke omejimo do tolikšne mere, da ne poslabšajo normalnega delovanja in trajnosti konstrukcije. Največjo dovoljeno računsko širino razpoke w_{\max} določimo s pomočjo preglednice 27.

Preglednica 27: Priporočene vrednosti največje dovoljene širine razpok w_{\max} [mm](SIST EN 1992-1-1:2005)

Razred izpostavljenosti	Armirano betonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	Navidezno stalna kombinacija obtežbe	Pogosta kombinacija obtežbe
X0, XC1	0,4 ⁽¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ⁽²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija
OPOMBA 1:	Pri razredih izpostavljenosti X0 in XC1 širina razpok ne vpliva na trajnost, navedena omejitev širine razpok je določena za zagotavljanje sprejemljivega videza. Če ni posebnih zahtev, se lahko te omejitve ublaži.	
OPOMBA 2:	Za te razrede izpostavljenosti je treba pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe dodatno preveriti stanje dekompresije.	

5.3.2 Kontrole za MSN

- dimenzioniranje vzdolžne armature sovprežnega prereza na osno-upogibno in torzijsko obremenitev
- dimenzioniranje prečne armature sovprežnega prereza na strižno in torzijsko armaturo
- račun strižne armature na stični ploskvi med ploščo in nosilci
- račun minimalne vzdolžne armature v nosilcih
- račun minimalne armature za preprečitev krhke porušitve prekladne konstrukcije
- dimenzioniranje plošče
- račun armature za prevzem lokalnih nateznih obremenitev pri vnosu sil prednapetja

6 ANALIZA KONSTRUKCIJE

Analiza konstrukcije temelji na uporabi idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, izdelanega v komercialnem programu Sofistik (SOFiSTiK AG, 2012). Računski model smo podrobneje predstavili v poglavju 3.5. Program Sofistik ima vgrajen modul CSM, ki omogoča simulacijo gradnje po fazah s sočasno analizo konstrukcije. Samo analizo konstrukcije razdelimo na dva dela in sicer na analizo med fazo gradnje in analizo med fazo uporabe. V obeh fazah izvedemo kontrole za MSU in MSN. V nadaljevanju predstavimo oba dela analize.

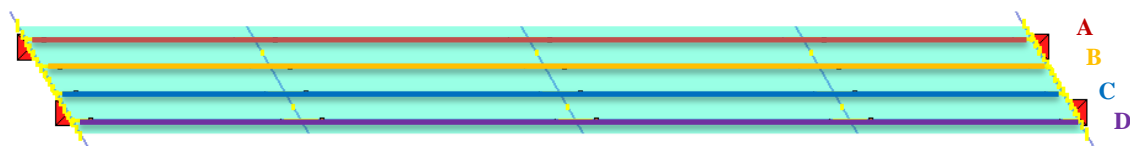
Analize konstrukcije med fazo gradnje:

3. Faza: $t = 28$ dni – napenjanje kablov
4. Faza: $t = 29$ dni – montaža nosilcev
5. Faza: $t = 35$ dni – betoniranje plošče in prečnih nosilcev
6. Faza: $t = 36$ dni – konec nege betona – zagotovljeno sovprežno delovanje nosilcev in plošče
7. Faza: $t = 42$ dni – montaža robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic

Analiza konstrukcije med fazo uporabe:

8. Faza: $t = 63$ dni – sprostitev prometa
9. Faza: $t = 36500$ dni – končno stanje po 100 letih

Zaradi nazornejšega prikaza rezultatov analize nosilce v vzdolžni smeri mostu označimo z osmi od A do D kot to prikazujemo na sliki 58. Ugotovimo, da so obremenitve nosilcev v oseh A in B podobne obremenitvam nosilcev v oseh C in D. Zato v nadaljevanju prikazujemo rezultate analize le za nosilce v oseh C in D.



Slika 58: Oznaka nosilcev v vzdolžni smeri z osmi od A do D za prikaz rezultatov analize

Pri dimenzioniranju prekladne konstrukcije postopamo na sledeč način: v vzdolžni smeri dimenzioniramo sovprežni prerez nosilca in plošče, v prečni smeri pa dimenzioniramo ploščo.

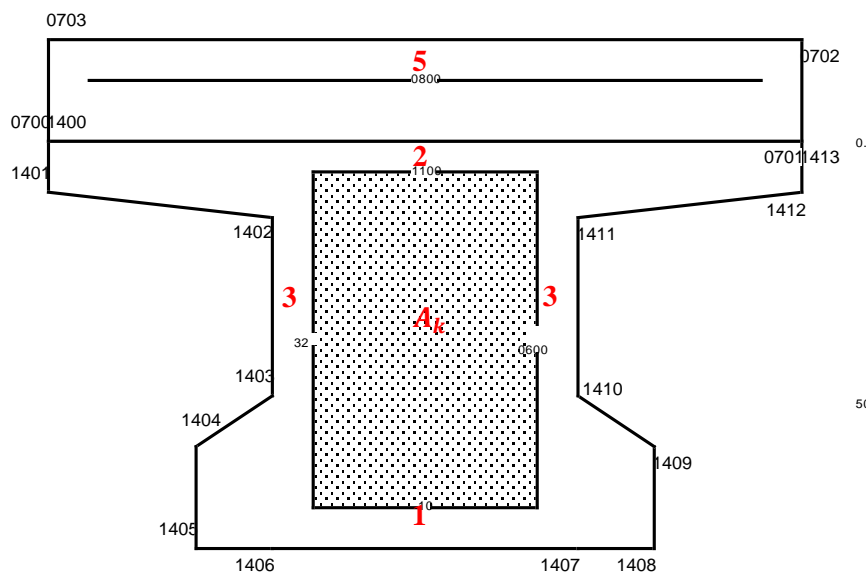
6.1 Geometrijske karakteristike prečnega prereza konstrukcije

V preglednici 28 prikazujemo geometrijske karakteristike nosilca pred oziroma po vzpostavitvi sovprežne povezave s ploščo.

Preglednica 28: Geometrijske karakteristike nosilca brez oziroma s ploščo

Prerez nosilca		Sovprežni prerez	
$A_2 = 6650 \text{ cm}^2$	$A_2 = 9610 \text{ cm}^2$	$I_y = 9,106 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$I_y = 4,384 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
$z_{\text{zgoraj}} = -37,51 \text{ cm}$	$z_{\text{zgoraj}} = -42,88 \text{ cm}$	$I_z = 10,87 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$I_z = 5,465 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
$z_{\text{spodaj}} = 42,49 \text{ cm}$	$z_{\text{spodaj}} = 57,12 \text{ cm}$	$I_t = 6,786 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$I_t = 3,957 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$

Na sliki 59 prikazujemo predvidene lege vzdolžne armature v sovprežnem prerezu nosilca in plošče. Lege označimo s številkami 1, 2, 3 in 5.



Slika 59: Predvidena lega vzdolžne armature v prerezu ter ploskev A_k pri računu torzijske odpornosti enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza

Šrafirano območje na sliki 59 predstavlja ploskev A_k , ki jo obdajajo srednjice spojenih sten enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza, vključno z notranjimi votlimi območji. Z u_k označimo obseg omenjene ploskve. Njihove vrednosti so:

$$A_k = 2904 \text{ cm}^2,$$

$$u_k = 2 \cdot 44 \text{ cm} + 2 \cdot 66 \text{ cm} = 220 \text{ cm}.$$

6.2 Analiza konstrukcije med fazo gradnje

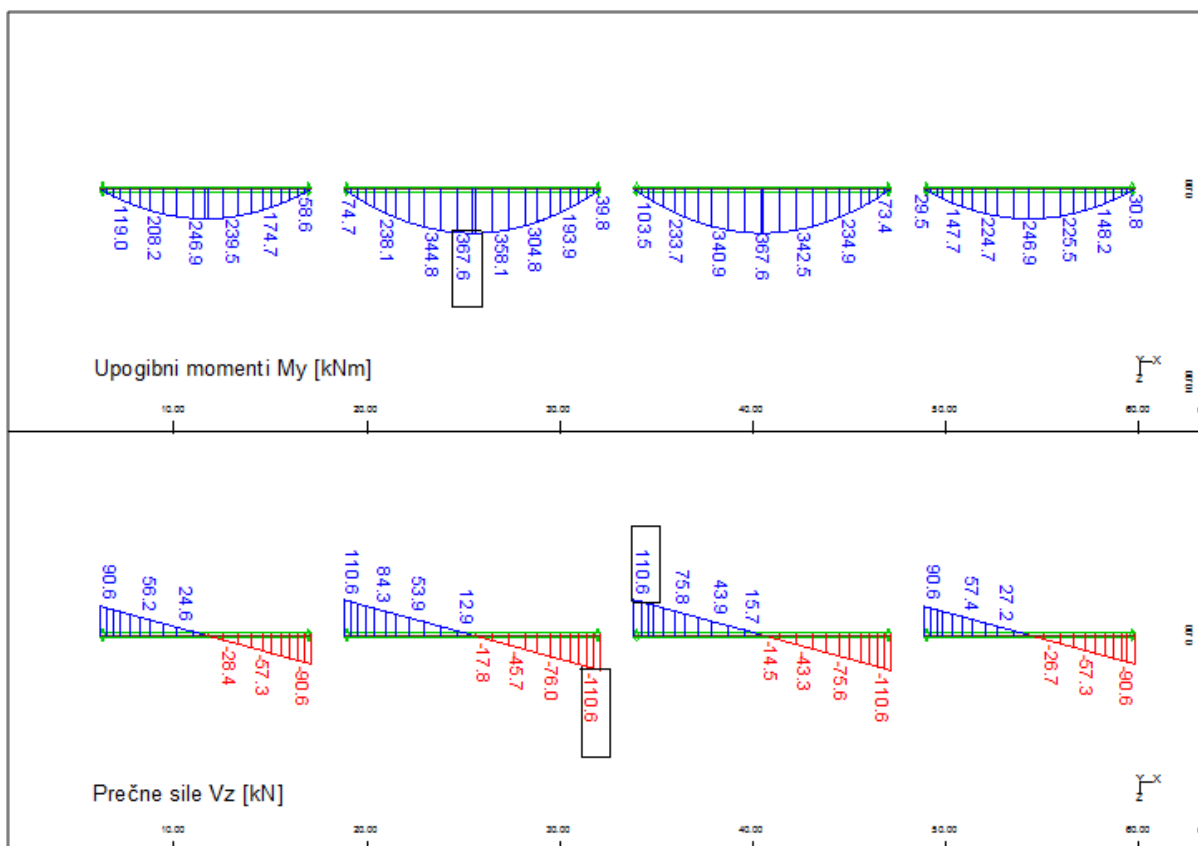
Pri analizi konstrukcije med fazo gradnje prikazujemo obremenitve v konstrukciji ločeno za vsak vpliv. Potrebne računske kontrole izvedemo v skladu s poglavjem 5.3. Dodatno preverimo varnost nosilcev pri montaži in betoniranju plošče.

6.2.1 Obremenitve v posameznih fazah gradnje

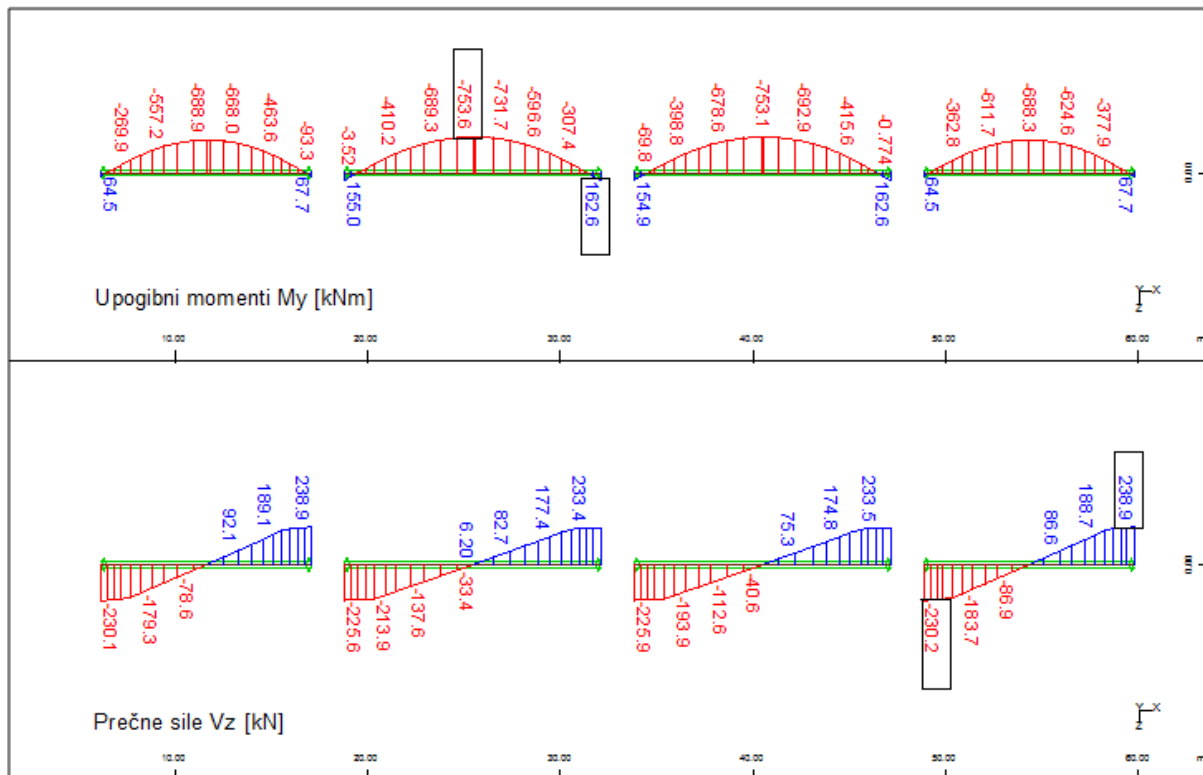
Obremenitve prikazujemo za naslednje vplive: vpliv lastne teže nosilnih in nenosilnih elementov konstrukcije, vpliv prednapetja, vpliv reologije betona in kablov v času od napenjanja do nastopa prometne obtežbe ter za vpliv obtežbe pri montaži in betoniranju.

6.2.1.1 3. Faza: napenjanje kablov

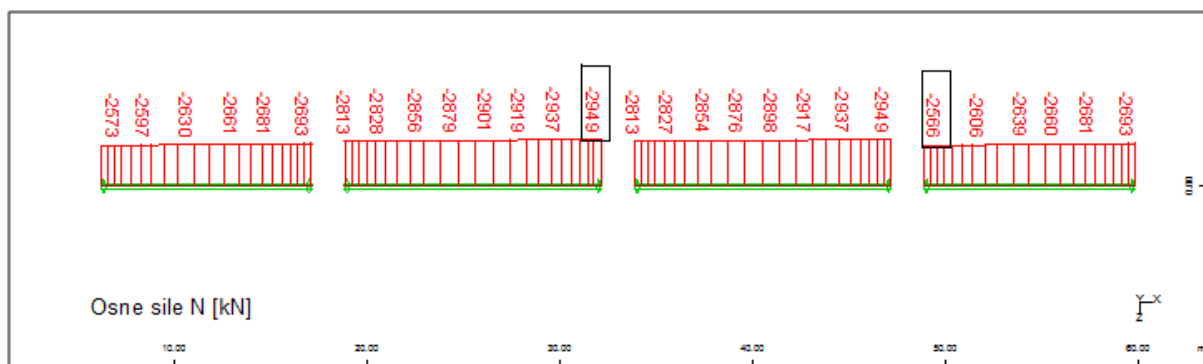
Na slikah od 61 do 63 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C (glej sliko 58) zaradi vpliva lastne teže in prednapetja.



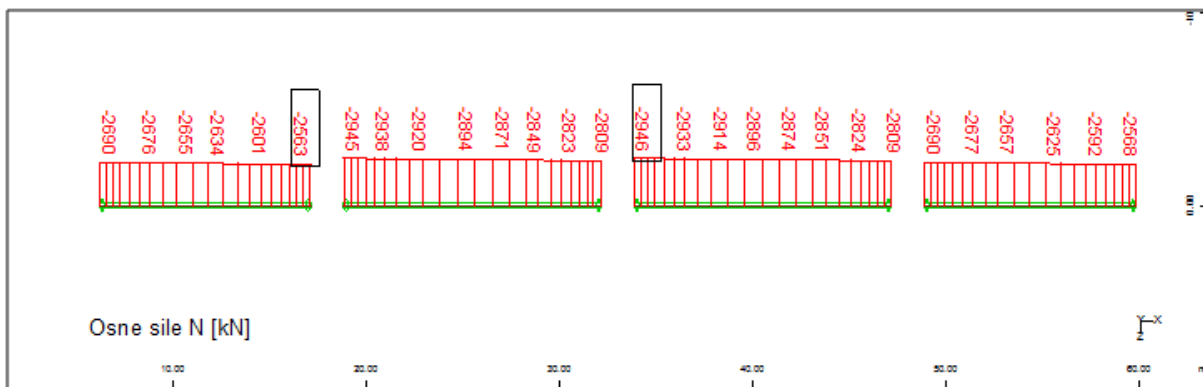
Slika 60: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi lastne teže nosilcev



Slika 61: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva prednapetja posameznega kabla



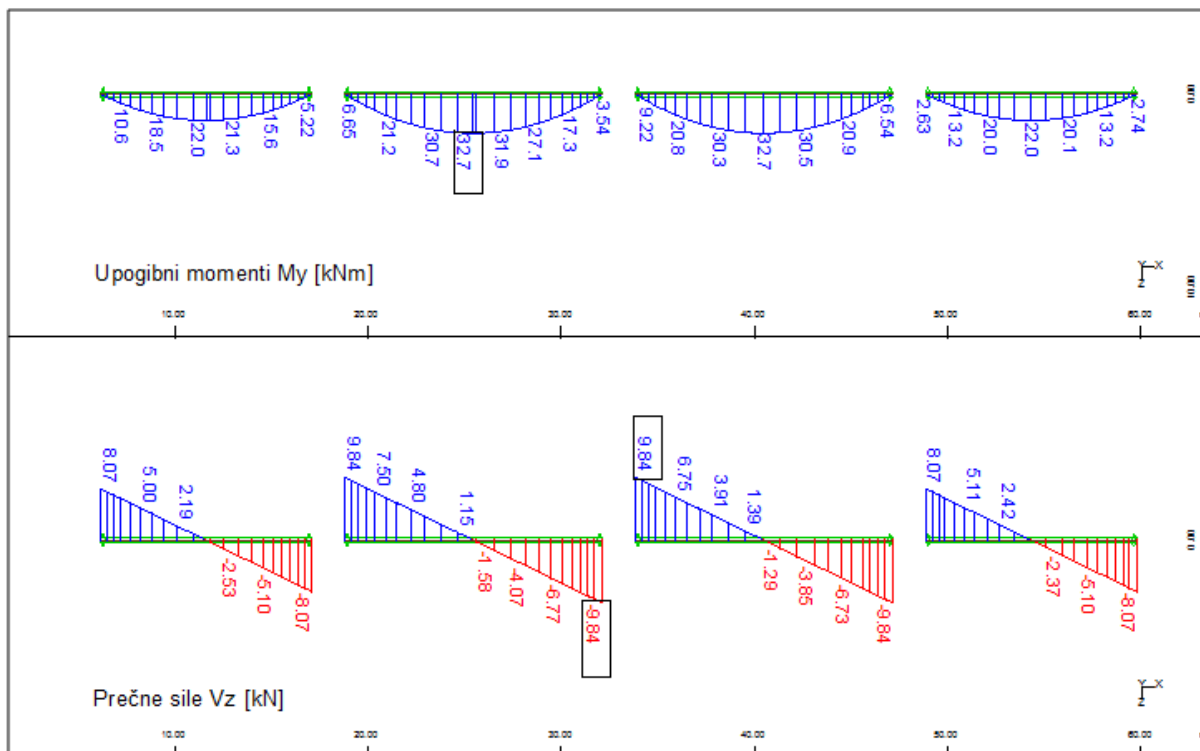
Slika 62: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva prednapetja kablov z leve strani



Slika 63: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva prednapetja kablov z desne strani

6.2.1.2 4. Faza: montaža nosilcev

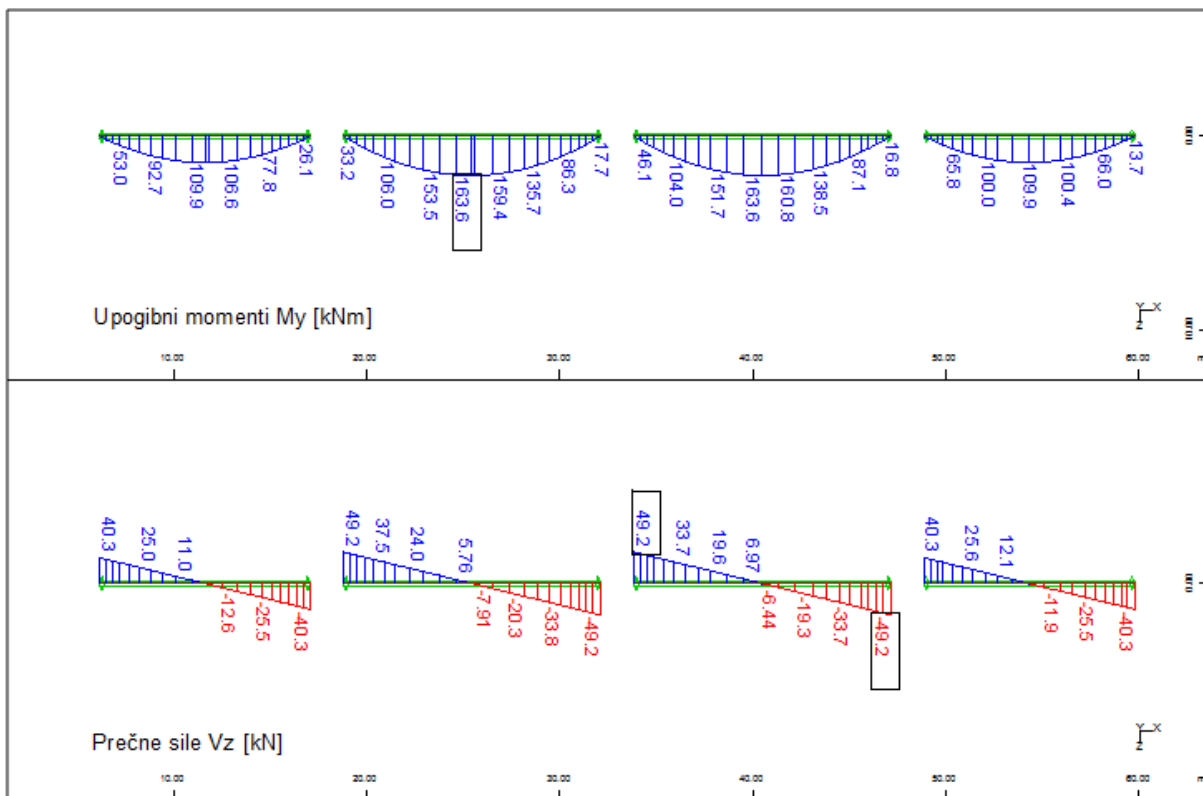
Na sliki 64 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C zaradi obtežbe delavcev pri montaži nosilcev.



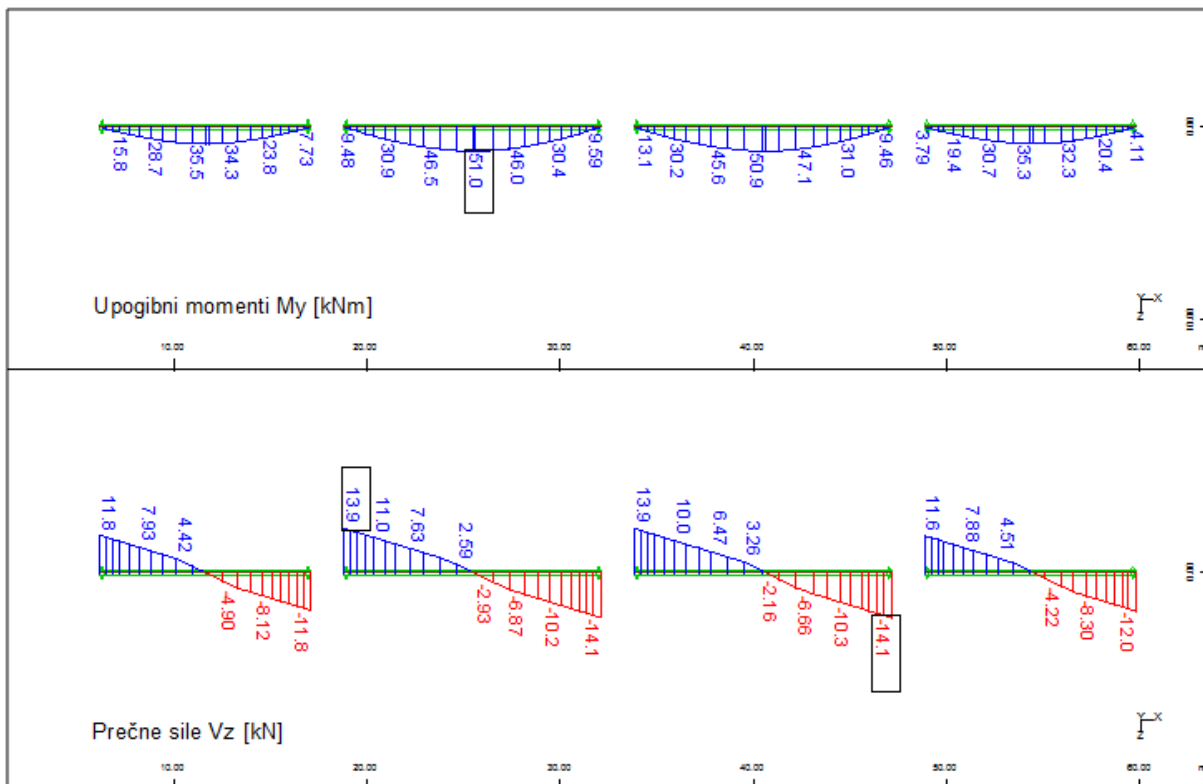
Slika 64: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi obtežbe delavcev pri montaži nosilcev

6.2.1.3 5. Faza: betoniranje plošče in prečnih nosilcev

Na sliki 65 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitve v nosilcih v osi C zaradi lastne teže sveže betonske mešanice. Na sliki 66 pa prikazujemo obremenitve zaradi obtežbe delavcev, opreme in opaža, ki jih upoštevamo po shemi, prikazani na sliki 49.



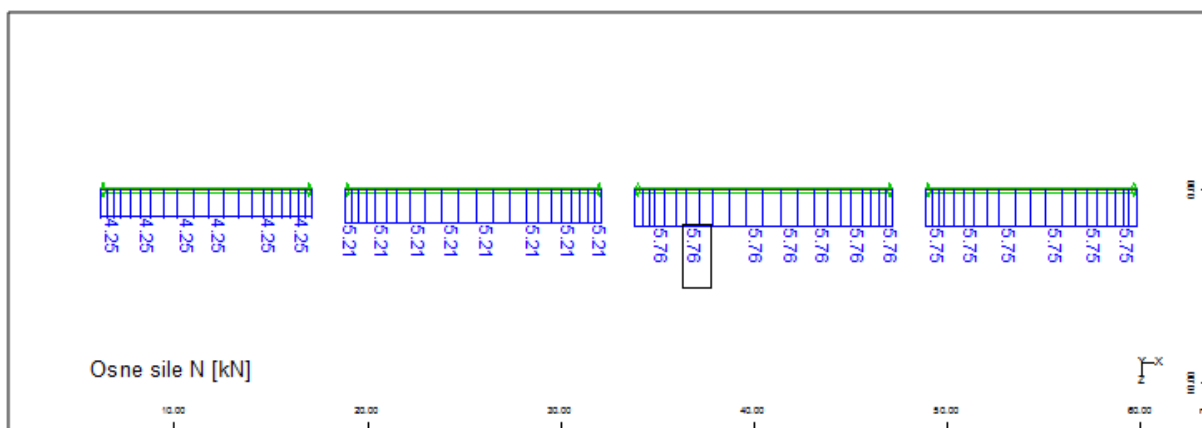
Slika 65: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi lastne teže sveže betonske mešanice



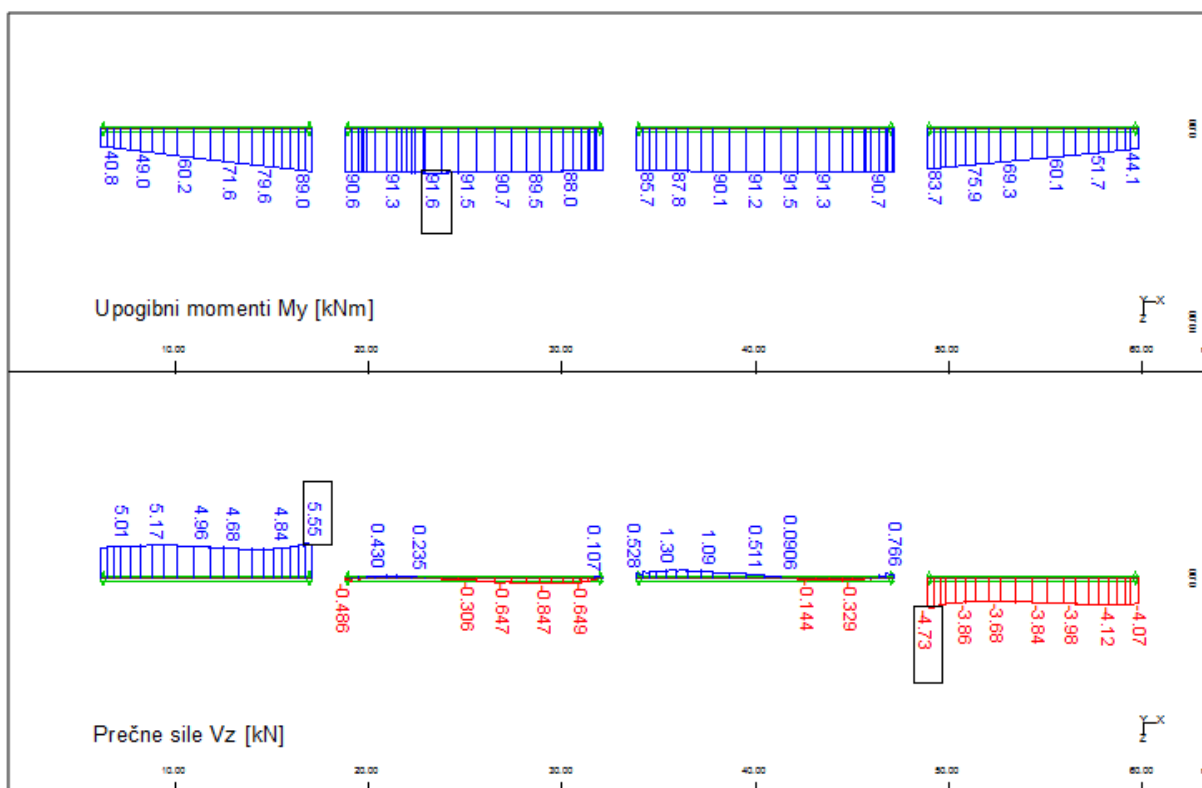
Slika 66: Upogibni momenti v nosilcih v osi C zaradi obtežbe delavcev, opreme in opaža

6.2.1.4 6. Faza: konec nege betona – zagotovljeno sovprežno delovanje nosilcev in plošče

Po zalitju plošče in zagotovitvi sovprežnega delovanja se statični sistem konstrukcije spremeni, saj se med nosilci in ploščo vzpostavi toga povezava. Na slikah 67 in 68 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev zaradi vpliva krčenja in lezenja betona nosilca in plošče 7 dni po zagotovitvi sovprežnega delovanja.



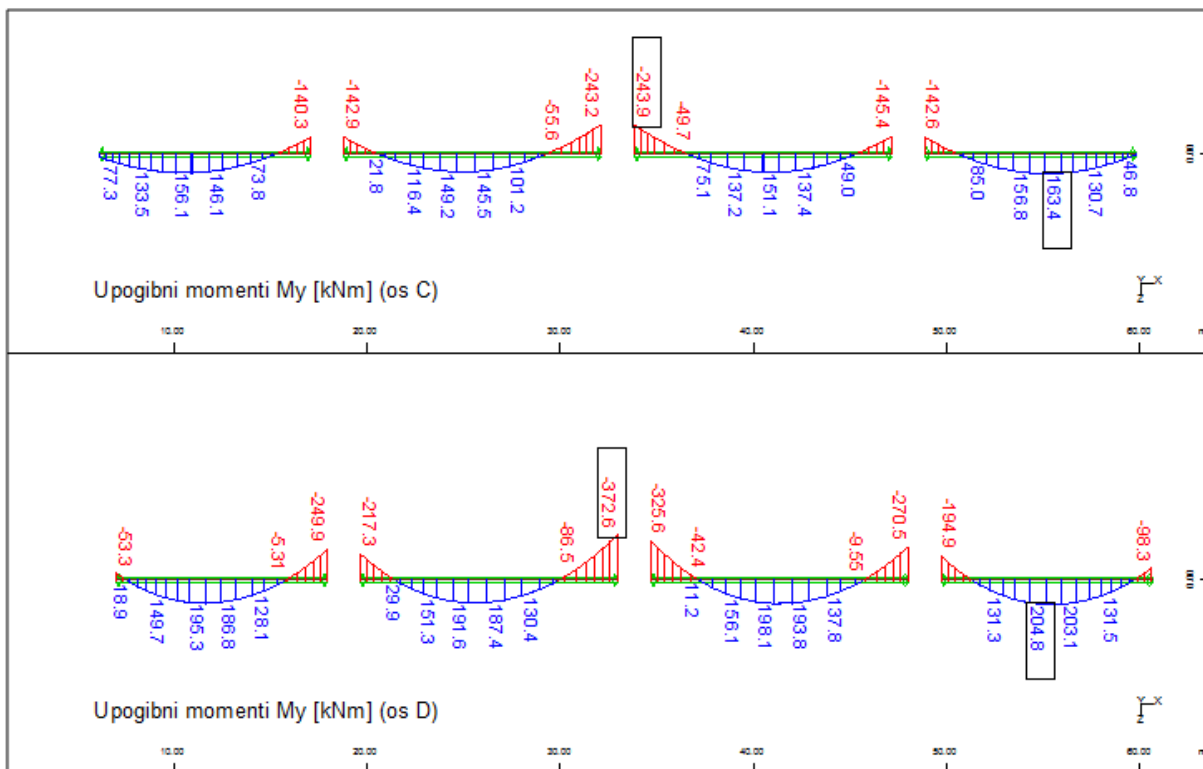
Slika 67: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona plošče in nosilca



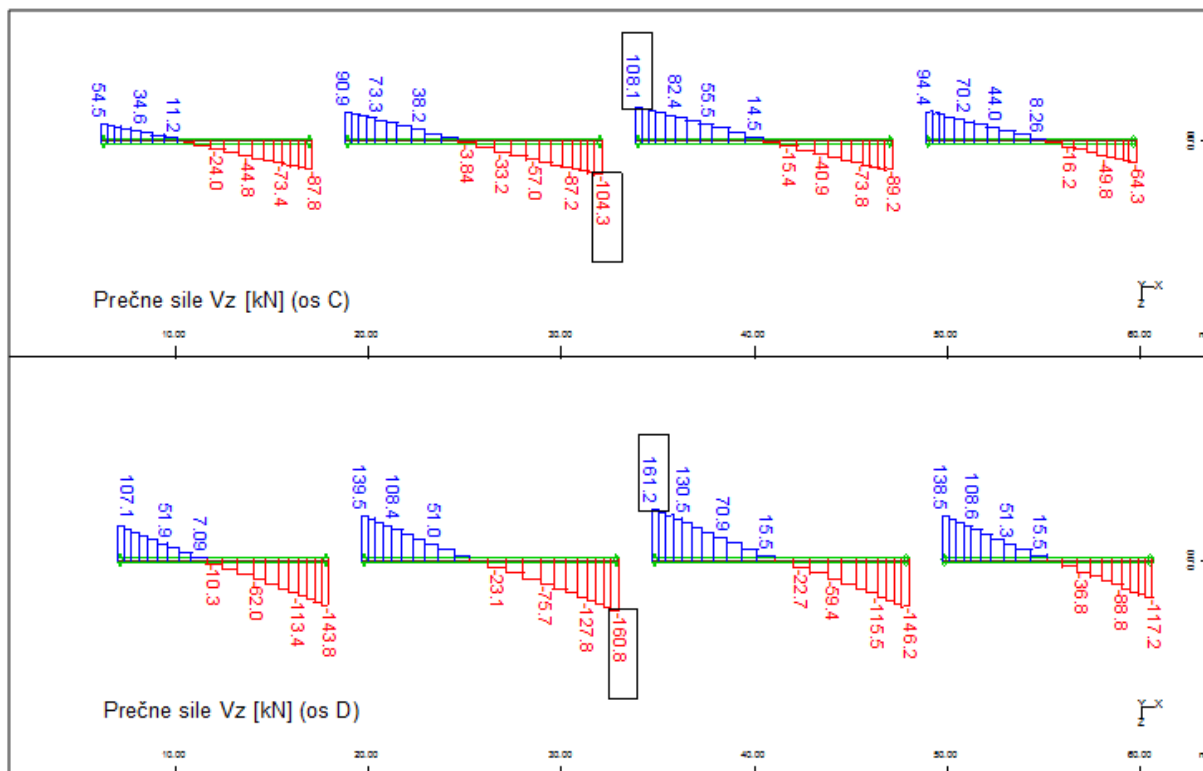
Slika 68: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona plošče in nosilca

6.2.1.5 7. Faza: montaža robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic

Na slikah 69 in 70 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C zaradi obtežbe robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic.



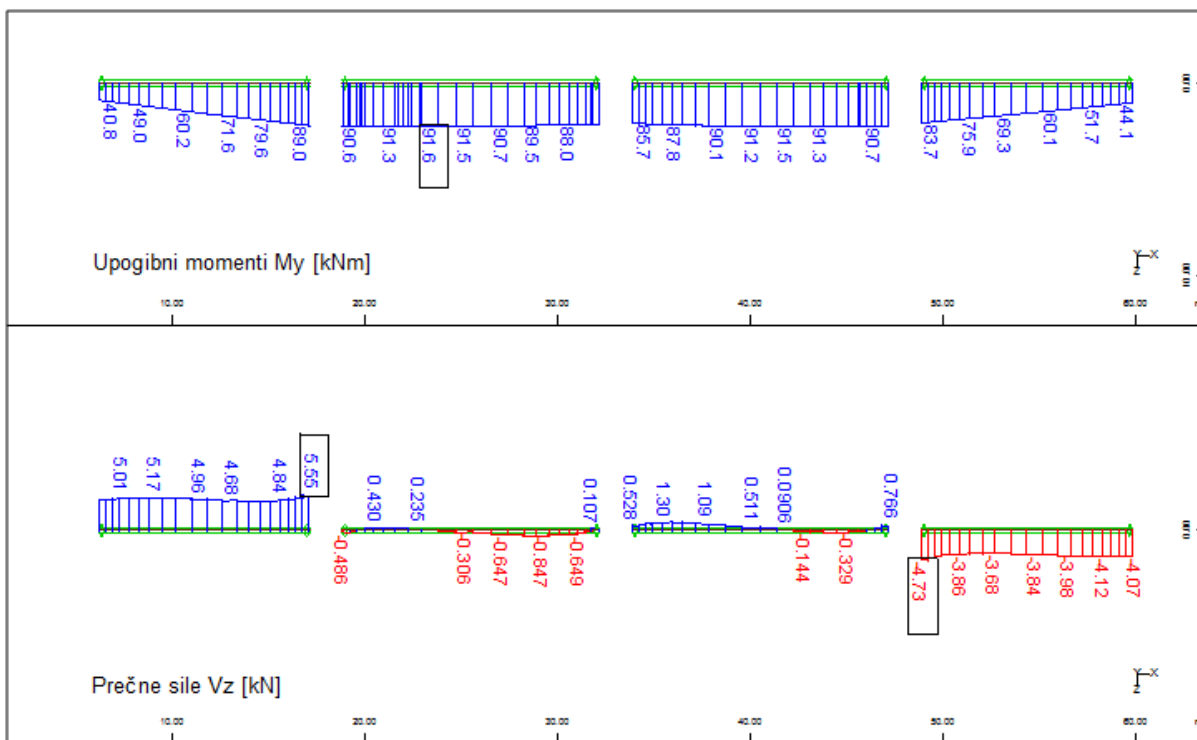
Slika 69: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D zaradi preostale stalne obtežbe



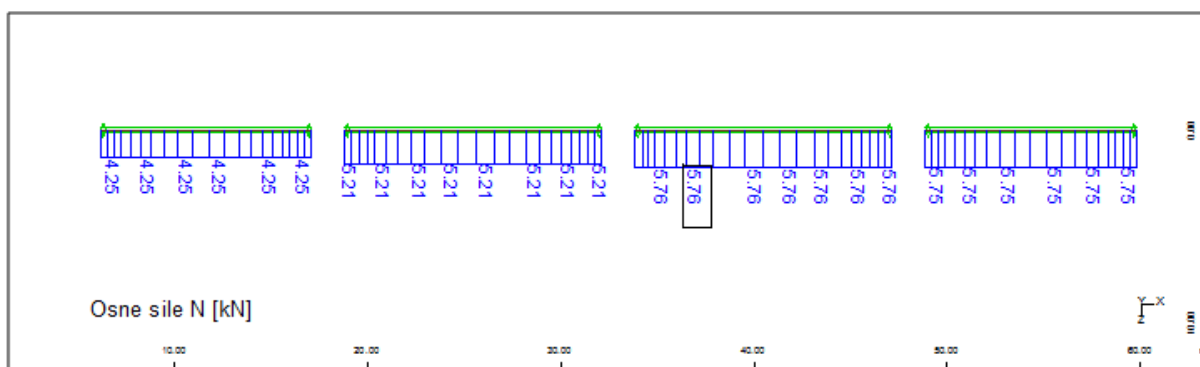
Slika 70: Prečne sile v nosilcih v osi C in D zaradi preostale stalne obtežbe

6.2.1.6 Vpliv krčenja in lezenja betona med 7. in 8. fazo

Na slikah 71 in 72 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona v času med 7. in 8. fazo.



Slika 71: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona v času od namestitve zgornjega ustroja do nastopa prometne obtežbe



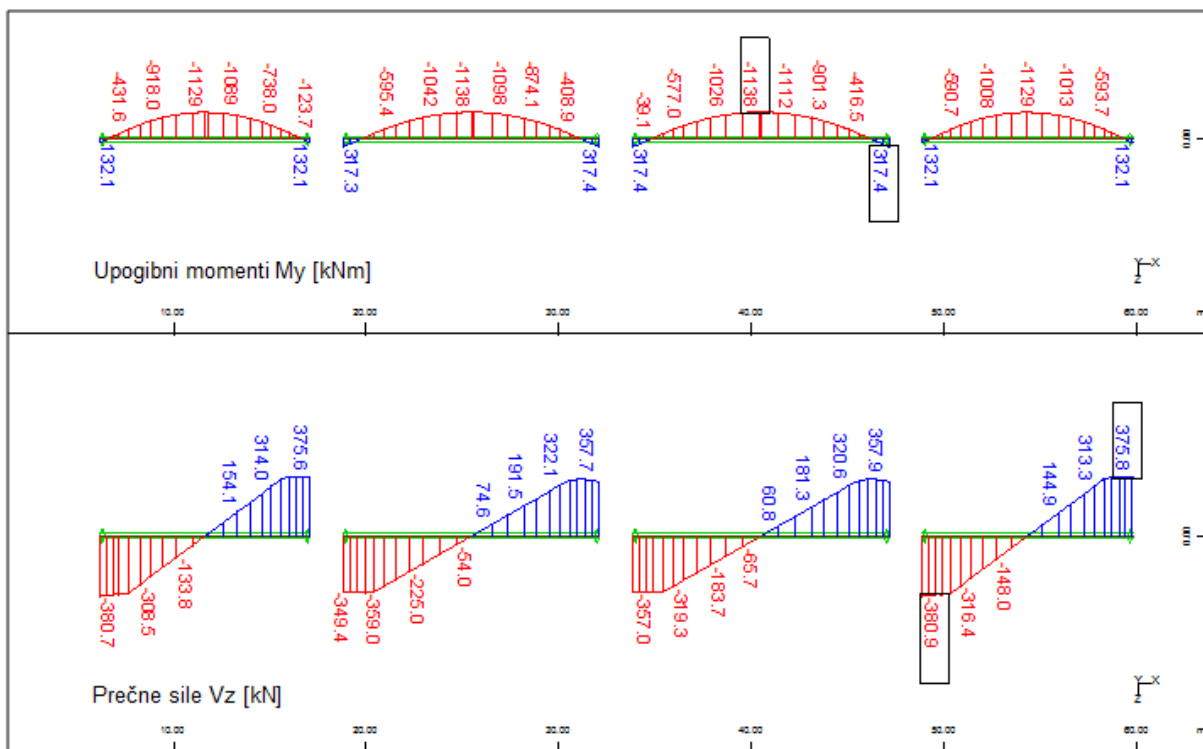
Slika 72: Osne sile v nosilcih v osi C zaradi vpliva krčenja in lezenja betona v času od namestitve zgornjega ustroja do nastopa prometne obtežbe

6.2.2 Kontrole napetosti v posameznih fazah gradnje

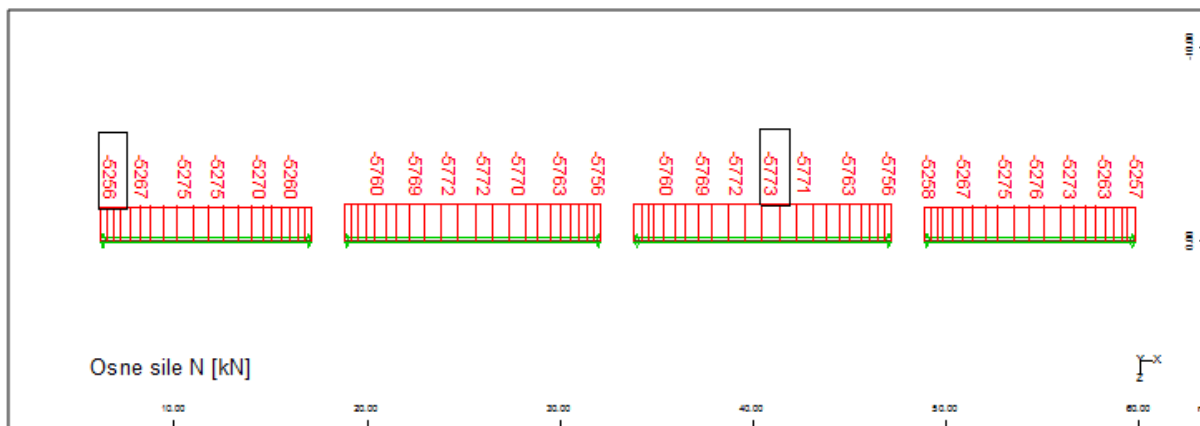
Kontrole napetosti med fazo gradnje izvedemo le v fazah, kjer se pojavijo največje obremenitve konstrukcije.

6.2.2.1 3. Faza : napenjanje kablov

Kable v nosilcih napenjamo 14 dni po zaključku betoniranja nosilcev, ko je dosežena zadostna tlačna trdnost betona. Po končanem napenjanju kablov na nosilcih upoštevamo le vpliv lastne teže in vpliv prednapetja. Preveriti moramo še napetosti v betonu in prednapetih kabljih. Na slikah 73 in 74 prikazujemo obremenitve v nosilcih v osi C po napenjanju in sidranju kablov.

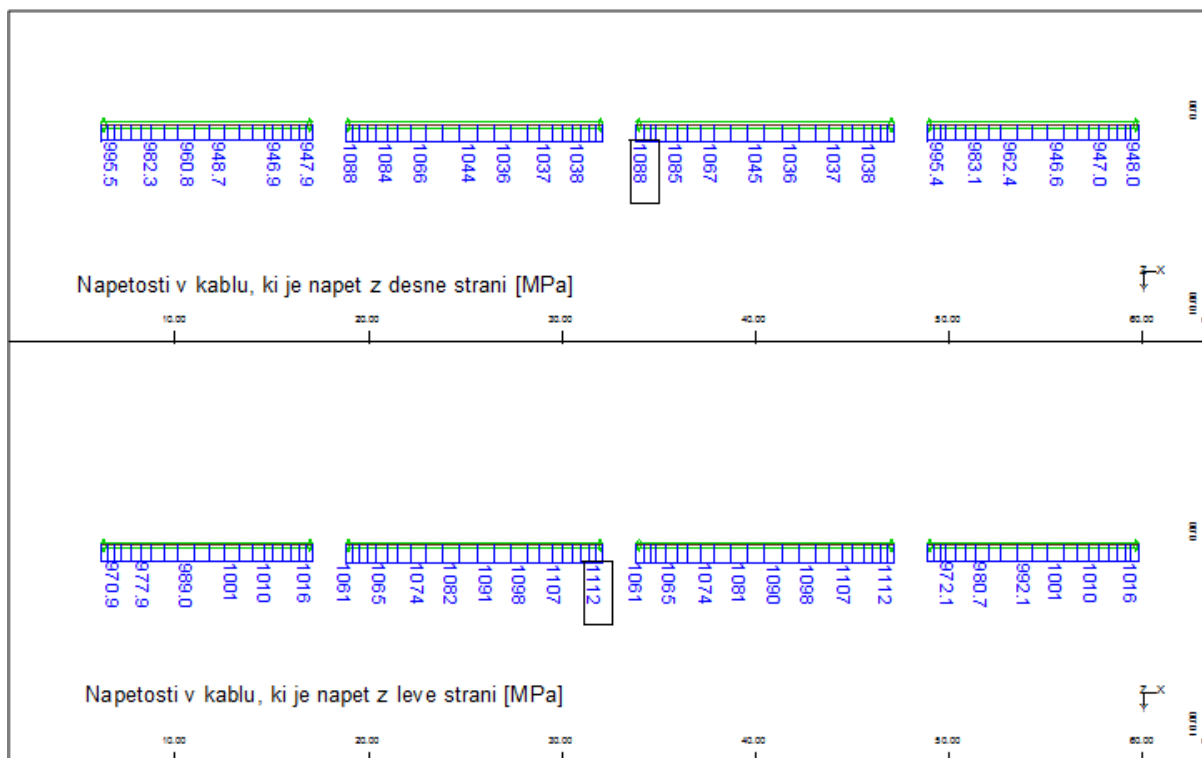


Slika 73: Upogibni momenti in prečne sile v nosilcih v osi C po napenjanju in sidranju kablov



Slika 74: Osne sile v nosilcih v osi C po napenjanju in sidranju kablov

Na sliki 75 prikazujemo napetosti v kablji v nosilcih v osi C takoj po končanem napenjanju in sidranju kablov.



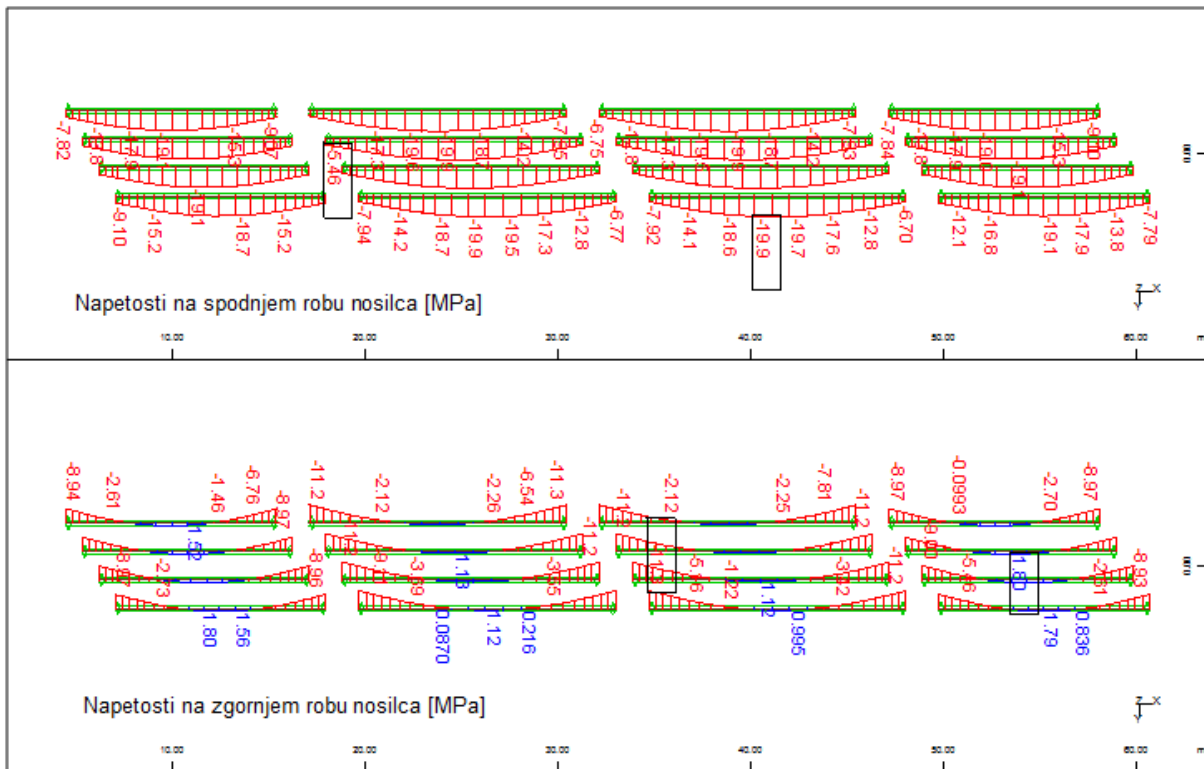
Slika 75: Napetosti v kablji v nosilcih v osi C takoj napenjanju in sidranju kablov

Iz rezultatov na sliki 75 ugotovimo, da napetosti v kablju neposredno po napenjanju in sidranju niso večje od vrednosti σ_{pm0} po izrazu (69):

$$\sigma_p = 111,2 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{pm0} = 129,2 \text{ kN/cm}^2 . \quad \checkmark$$

Napenjalno silo v kablji smo izbrali tako, da smo zadostili pogoju dekompresije za primer pogoste kombinacije vplivov v končnem stanju. Takoj po napenjanju in sidranju kablov pa se na spodnjem

robu nosilca zaradi relativno velike kabselske sile pojavijo velike tlačne napetosti v betonu, na zgornjem robu pa celo natezne napetosti. Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev prikazujemo na sliki 76.



Slika 76: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev takoj po napejanju in sidranju drugega kabla

Da preprečimo nastanek vzdolžnih razpok v betonu takoj po prenosu sile prednapetja na beton moramo omejiti tlačne napetosti v betonu na 60% vrednosti tlačne trdnosti betona pri starosti betona $t = 14$ dni:

$$\sigma_{c,\max} = 0,6 \cdot f_{ck}(t). \quad (75)$$

$$\sigma_{c,\max} = 0,6 \cdot f_{ck}(14 \text{ dni}) = 0,6 \cdot 4,43 \text{ kN/cm}^2 = 2,658 \text{ kN/cm}^2$$

Iz rezultatov na sliki 76 lahko razberemo, da se največje tlačne napetosti v betonu pojavijo na spodnjem robu nosilcev v 2. in 3. polju in so manjše od dovoljenih.

$$\sigma_c = |-1,99 \text{ kN/cm}^2| \leq \sigma_{c,\max} = 2,658 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

Dodatno ugotovimo, da se takoj po prenosu sile prednapetja na beton na zgornjem robu nosilcev v betonu pojavijo natezne napetosti, ki morajo biti manjše od natezne trdnosti 14 dni starega betona. V nasprotnem primeru moramo zagotoviti ustrezno količino dodatne vzdolžne armature.

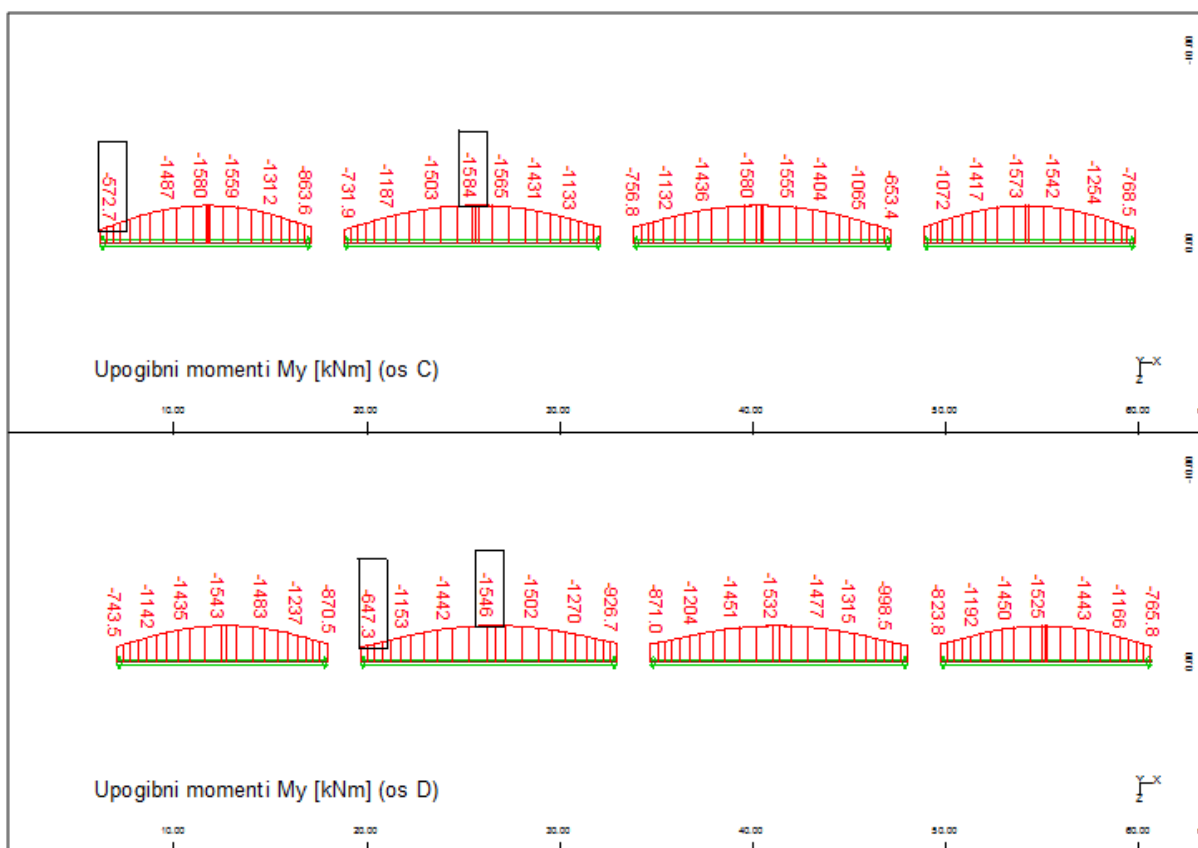
$$\sigma_c = 0,180 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{ctm}(14 \text{ dni}) = 0,361 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

6.2.2.2 4. in 5. Faza: montaža nosilcev in betoniranje plošče

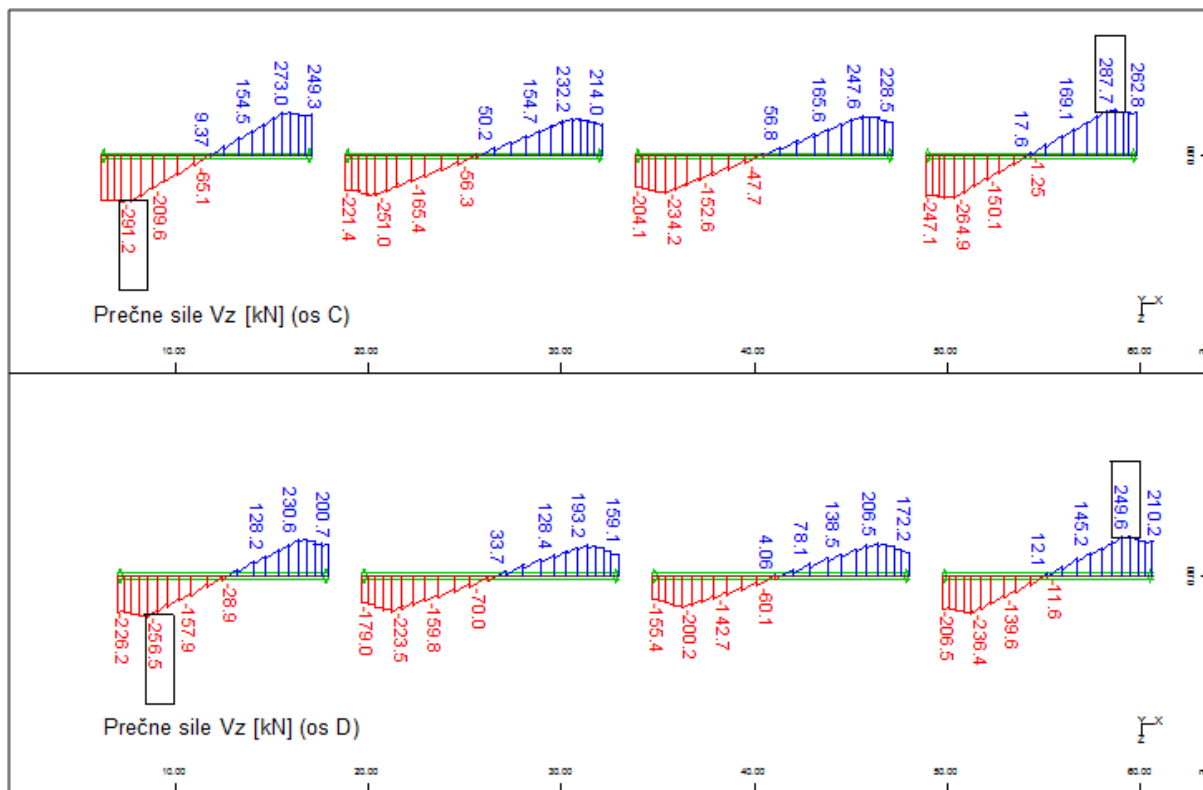
Predpostavimo, da obtežbo med montažo nosilcev in betoniranjem plošče ter lastno težo svežega betona plošče prevzame samo nosilec. Ker je nosilec prednapet, obtežba med gradnjo deluje ugodno, saj zmanjšuje tlačne napetosti v betonu na spodnjem robu nosilca in natezne napetosti na zgornjem robu. Zaradi tega v tej fazi ne izvajamo dodatnih kontrol napetosti.

6.2.2.3 7. Faza: montaža robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic

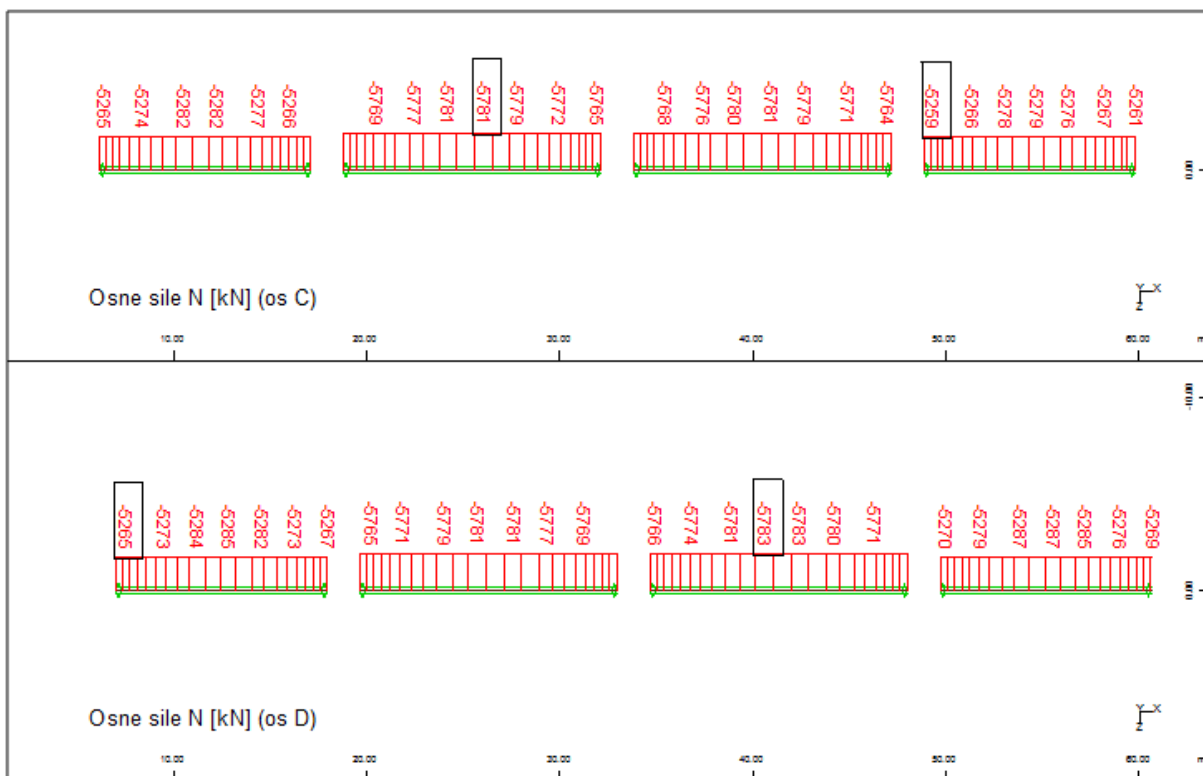
Obtežbo zgornjega ustroja mostu prevzame nosilec in plošča skupaj kot sovprežni prerez. Podobno kot v 4. in 5. fazi tudi v tem primeru obtežba deluje ugodno in zmanjšuje tlačne napetosti v betonu na spodnjem robu nosilca in natezne napetosti na zgornjem robu. Zaradi tega preverimo le napetosti v plošči, ki je v tej fazi prvič obremenjena. Na slikah 77, 78 in 79 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic.



Slika 77: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic

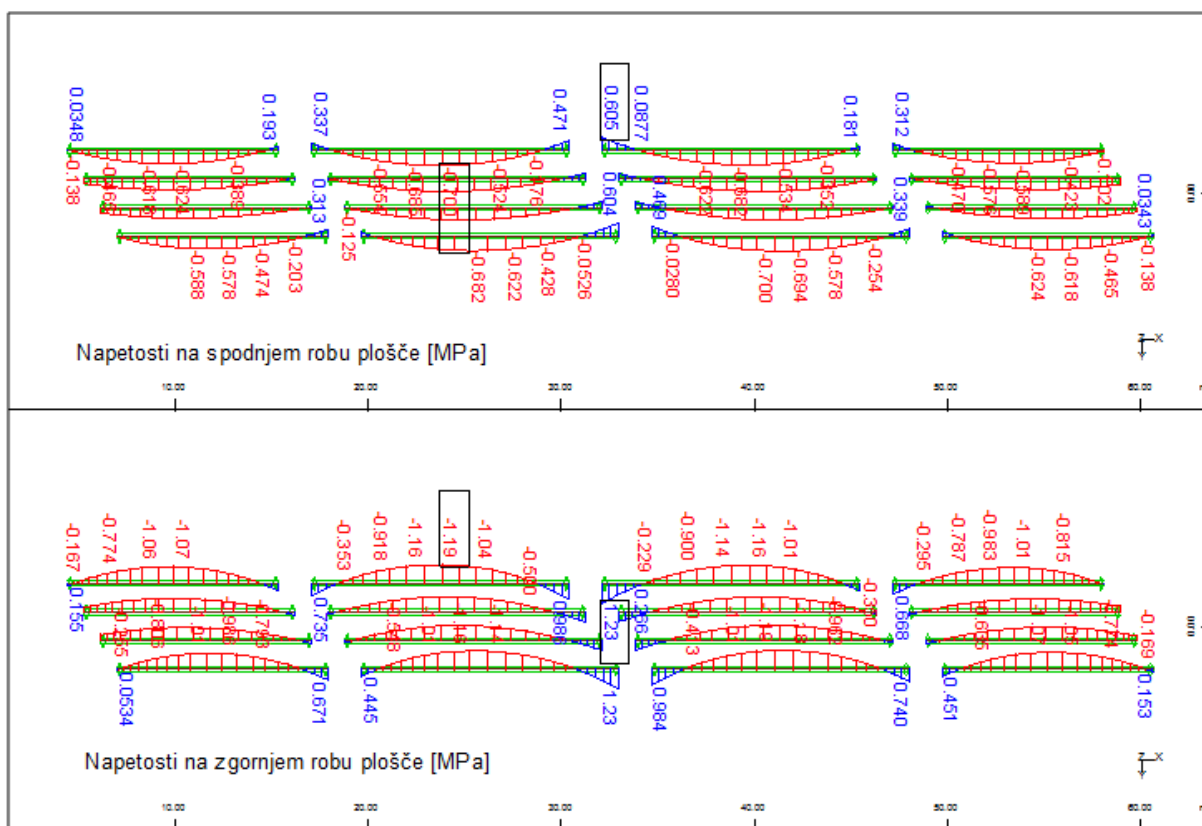


Slika 78: Prečne sile v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic



Slika 79: Osne sile v nosilcih v osi C in D po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic

Po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic se na sredini razpetine nosilcev na zgornjem in spodnjem robu plošče pojavijo tlačne napetosti, na mestu vpetja nosilcev pa se na obeh robovih plošče pojavijo natezne napetosti. Takšen razpored napetosti je posledica pozitivnih momentov v polju in negativnih momentov ob podpori. Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci prikazujemo na sliki 80.



Slika 80: Napetosti na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci po montaži robnih vencev, tamponske posteljice in tirnic

Tlačne napetosti v plošči omejimo na 60% vrednosti tlačne trdnosti betona pri starosti $t = 7$ dni (glej enačbo (75)).

$$\sigma_{c,\max} = 0,6 \cdot f_{ck}(7 \text{ dni}) = 0,6 \cdot 3,72 \text{ kN/cm}^2 = 2,232 \text{ kN/cm}^2$$

Iz rezultatov na sliki 80 razberemo, da se največje tlačne napetosti pojavijo na zgornjem robu plošče nad nosilci v drugem oziroma tretjem polju. Napetosti so manjše od dovoljenih.

$$\sigma_c = | -0,119 \text{ kN/cm}^2 | \leq \sigma_{c,\max} = 2,232 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

Tudi natezne napetosti v plošči so manjše od natezne trdnosti 7 dni starega betona. Dodatne vzdolžne armature za prevzem nateznih napetosti torej ne potrebujemo.

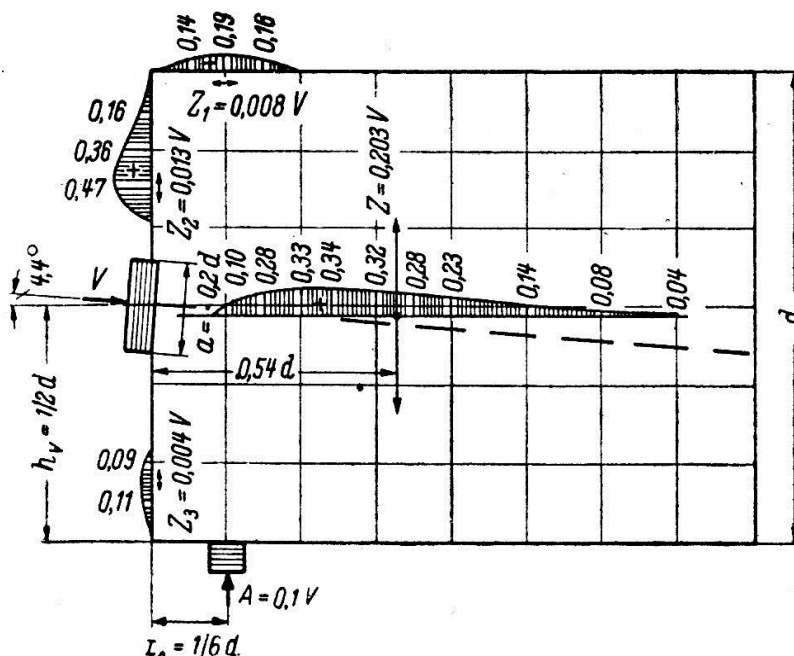
$$\sigma_c = 0,123 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{ctm}(7 \text{ dni}) = 0,312 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

6.2.3 Potrebna armatura med fazo gradnje

V poglavju 6.2.2 smo torej ugotovili, da ne potrebujemo dodatne vzdolžne armature med fazo gradnje. V nadaljevanju preverimo, če potrebujemo armaturo za prevzem lokalnih nateznih obremenitev v betonu, ki se pojavijo ob sidrišču armature.

6.2.3.1 Armatura za prevzem lokalnih nateznih obremenitev pri vnosu sile prednapetja

Pri vnosu sile prednapetja v beton se lokalno pojavijo v betonu velike natezne obremenitve. Potrebno količino armature za prevzem nateznih obremenitev določimo s pomočjo empiričnih formul, ki ji podaja Sargious za centrično napete nosilce z nagnjenim kablom. Razporeditev nateznih napetosti in empirične vrednosti nateznih sil prikazujemo na sliki 81.



Slika 81: Razporeditev nateznih napetosti pri vnosu sile prednapetja v beton (po Sargiousu)

Iz slike 81 odčitamo največjo cepilno silo oziroma največjo natezno napetost v prečni smeri nosilca, ki je $Z = 0,203 \cdot V$ oziroma $\sigma_t \text{ [kN/m]} = 0,34 \cdot V$. Pri tem za velikost sile V upoštevamo napenjalno silo P_{\max} v enem kablom nosilca tipa 2.

$$V = 3200 \text{ kN}$$

$$Z = 0,203 \cdot V = 0,203 \cdot 3200 \text{ kN} = 649,6 \text{ kN}$$

$$\sigma_t = 0,34 \cdot 3200 = 1088 \text{ kN/m}$$

Potrebno količino prečne armature na enoto dolžine nosilca določimo z izrazom:

$$a_{\text{sw,potr}} = \frac{\sigma_t}{f_y} \quad (76)$$

$$a_{sw,potr} = \frac{1088 \text{ kN/m}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 25,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

To armaturo enakomerno razporedimo na dolžini, kjer se pojavijo natezne napetosti v prečni smeri nosilca. Iz slike 81 razberemo, da je omenjena dolžina enaka višini nosilca.

Izberemo stremensko armaturo, ki jo namestimo okoli obeh kablov, tako na sidrni kot potezni konec nosilca. Izberemo 2 strižno streme na razdalji $s = 15 \text{ cm}$ in dobimo potrebni prečni prerez posamezne armaturne palice:

$$A_{sw1} = \frac{25,0 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 0,15 \text{ m}}{2} = 1,87 \text{ cm}^2.$$

Izberemo stremensko armaturo:

$$\Phi 16/15 \text{ cm, } n = 2 \rightarrow (A_{sw}/s)_{dej} = 26,8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Za prevzem nateznih sil Z_1 , Z_2 in Z_3 , ki se pojavijo na koncu nosilca, kot to prikazuje slika 81, pa izberemo armaturo U oblike. Potrebno količino armature izračunamo glede na največjo natezno silo.

$$Z_{\max}\{Z_1, Z_2, Z_3\} = Z_2 = 0,013 \cdot V = 0,013 \cdot 3200 \text{ kN} = 41,6 \text{ kN}$$

Potrebna količina armature je:

$$A_{s,potr} = \frac{41,6 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 0,956 \text{ cm}^2.$$

Za vsako izmed območij z nateznimi silami Z_1 , Z_2 in Z_3 izberemo naslednjo armaturo:

$$2 \Phi 8 (A_{s,dej} = 1,01 \text{ cm}^2).$$

6.3 Analiza konstrukcije med fazo uporabe

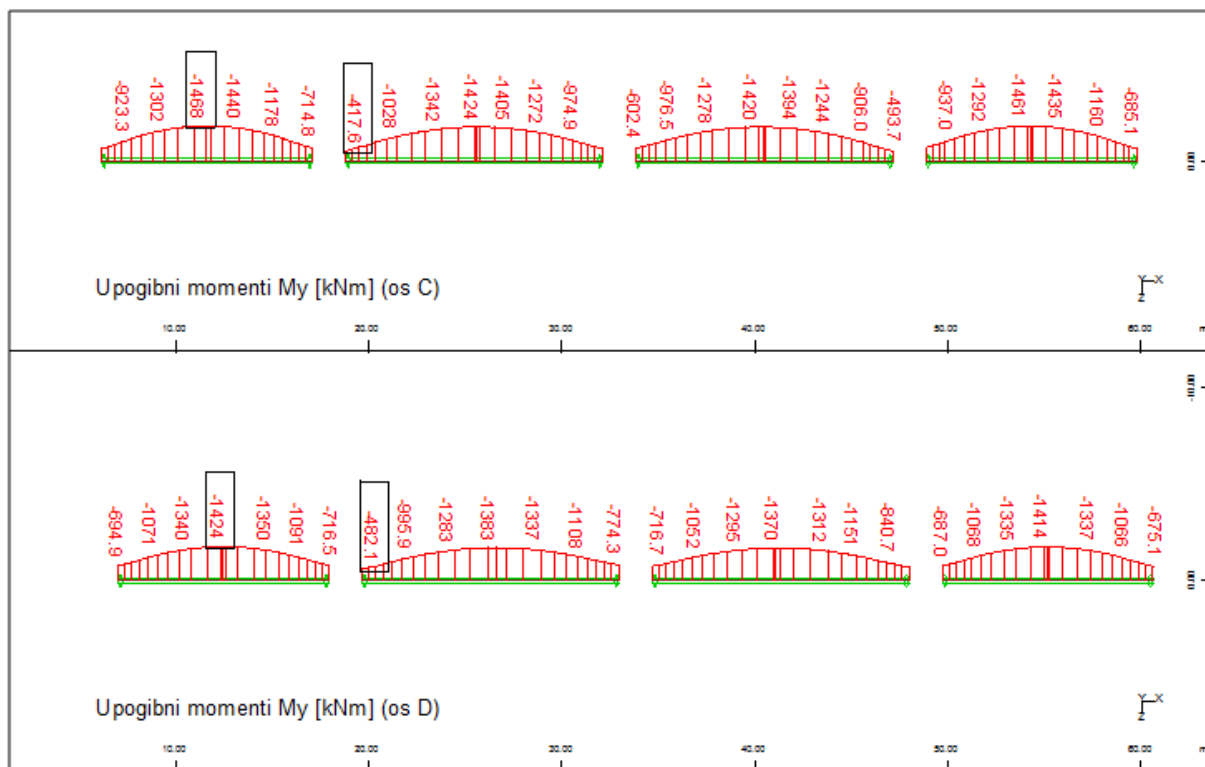
Pri analizi konstrukcije med fazo uporabe prikazujemo obremenitve v konstrukciji ločeno za vsak vpliv posebej ter za kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja kot to določa izraz (71). Dimenzioniramo potrebno vzdolžno armaturo ter izvedemo potrebne računske kontrole v skladu s poglavjem 5.3.1. Preverimo strižno nosilnost prereza in določimo potrebno stremensko armaturo. Na koncu analiziramo ploščo v prečni smeri ter izračunamo potrebno armaturo.

6.3.1 Obremenitve pri delovanju posameznih vplivov

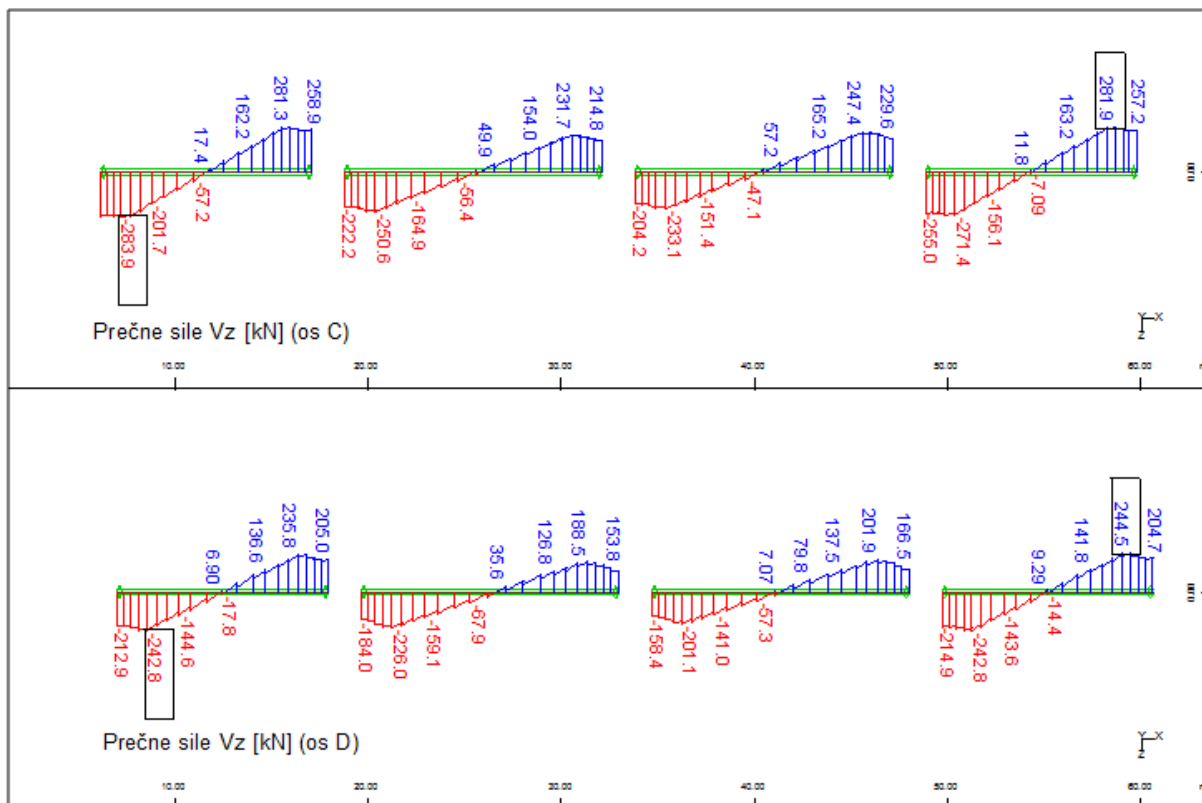
Obremenitve prikazujemo za naslednje vplive: stalni vplivi, vpliv obtežbe vetra, temperaturni vplivi, vpliv diferenčnih posedkov in vpliv prometne obtežbe.

6.3.1.1 Stalni vplivi

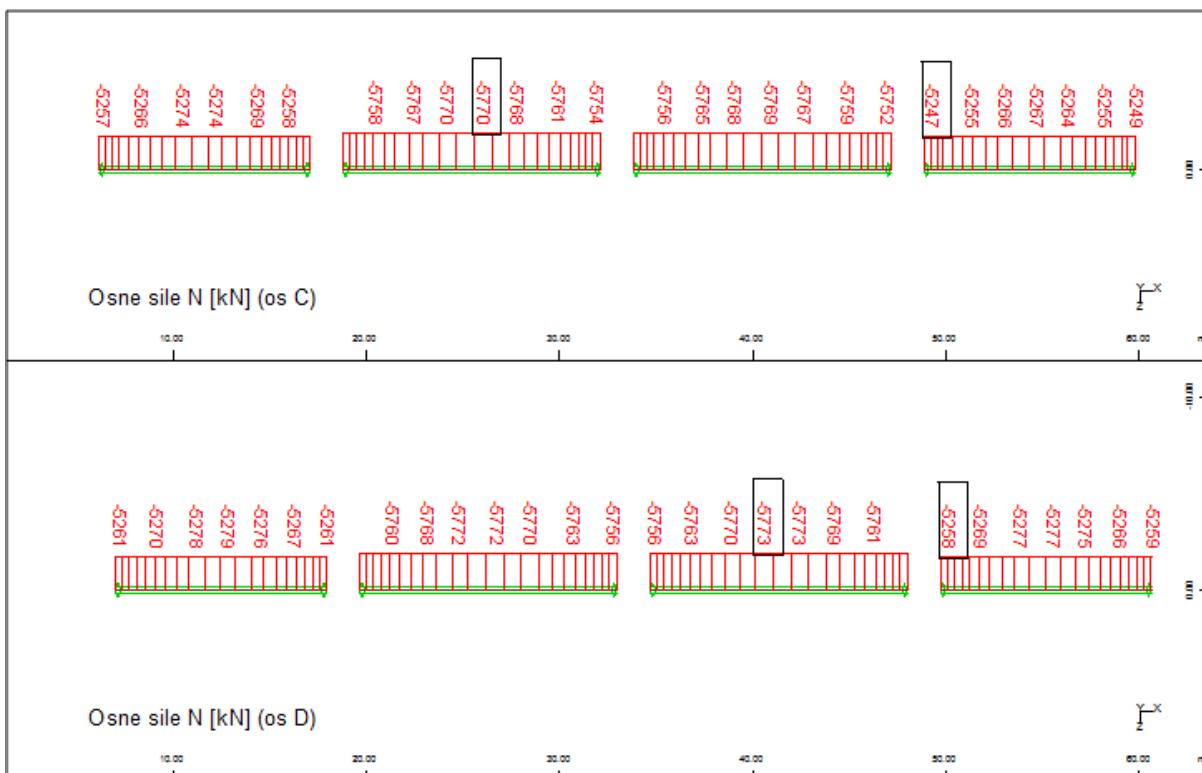
Obremenitve stalnih vplivov zajemajo vpliv lastne teže konstrukcije in ostalih elementov zgornjega ustroja, vpliv prednapetja ter vpliv reologije betona in kablov v času od nastopa prometne obtežbe do konca predvidene življenjske dobe objekta, ki je 100 let. Na slikah od 82 do 84 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov takoj po sprostitvi prometa ($t = 63$ dni).



Slika 82: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 63$ dni)

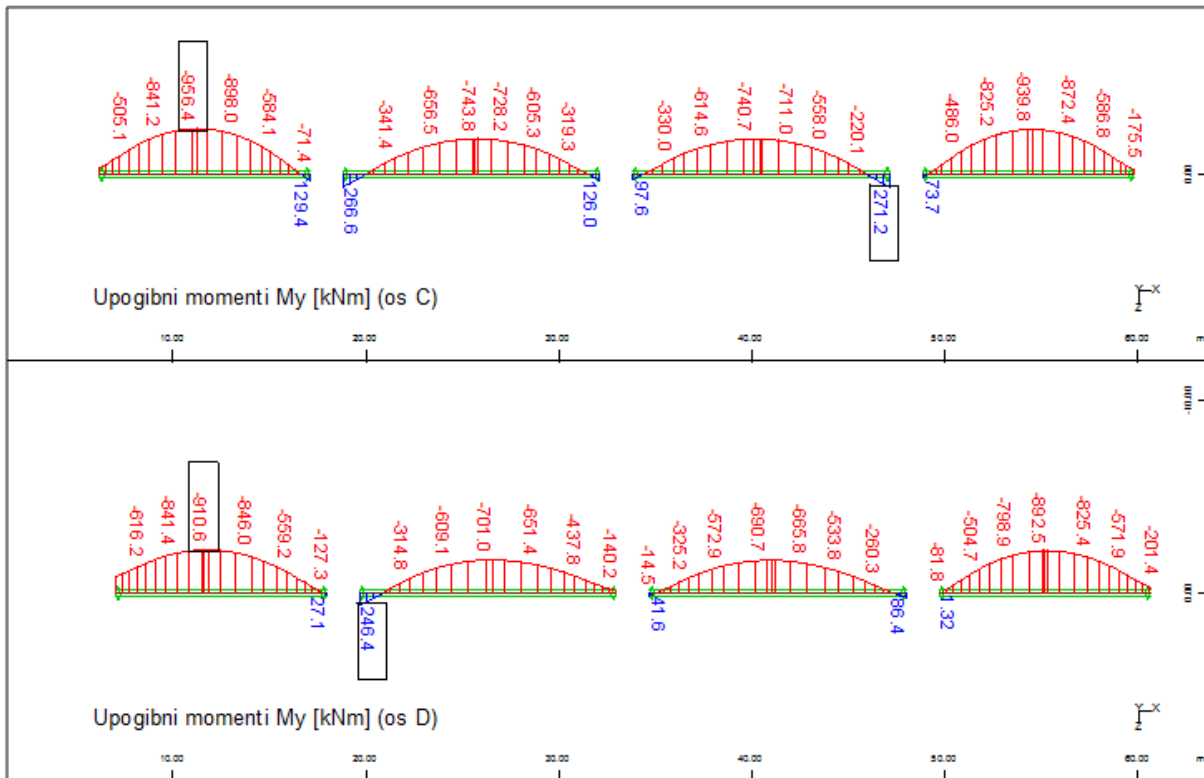


Slika 83: Prečne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 63$ dni)

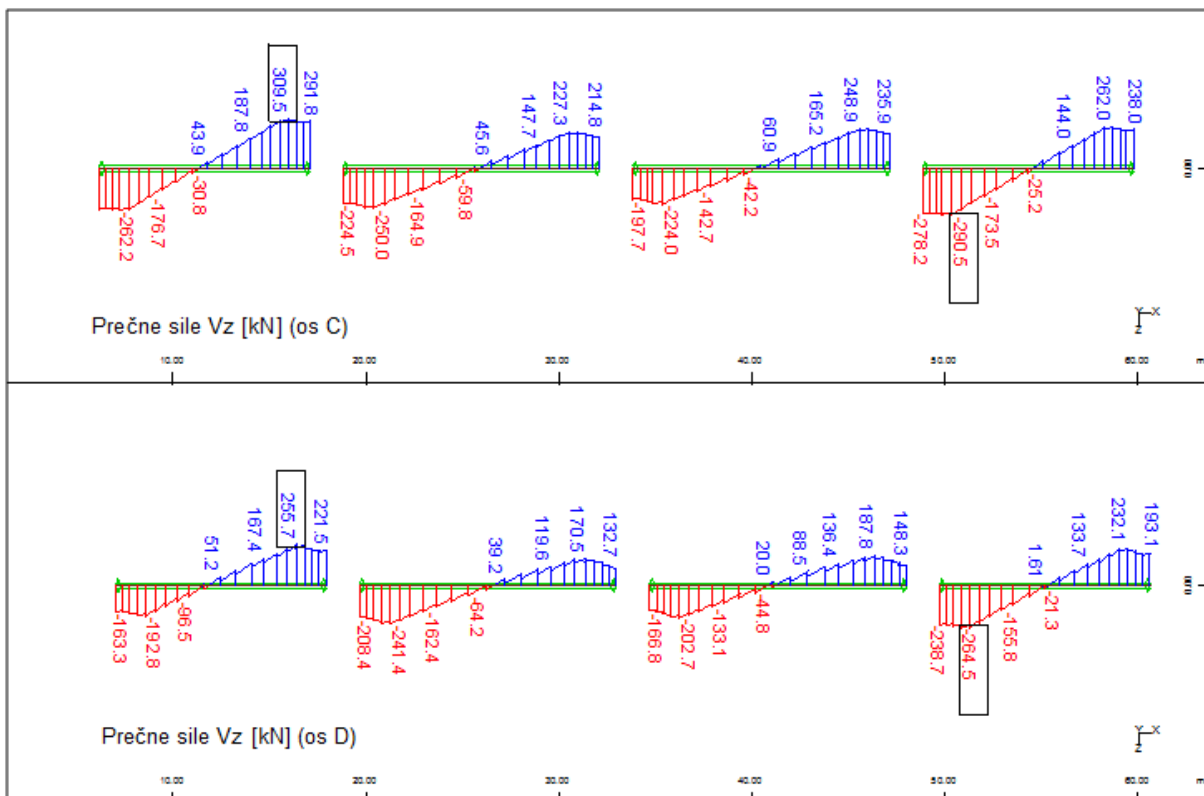


Slika 84: Osne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih ($t = 63$ dni)

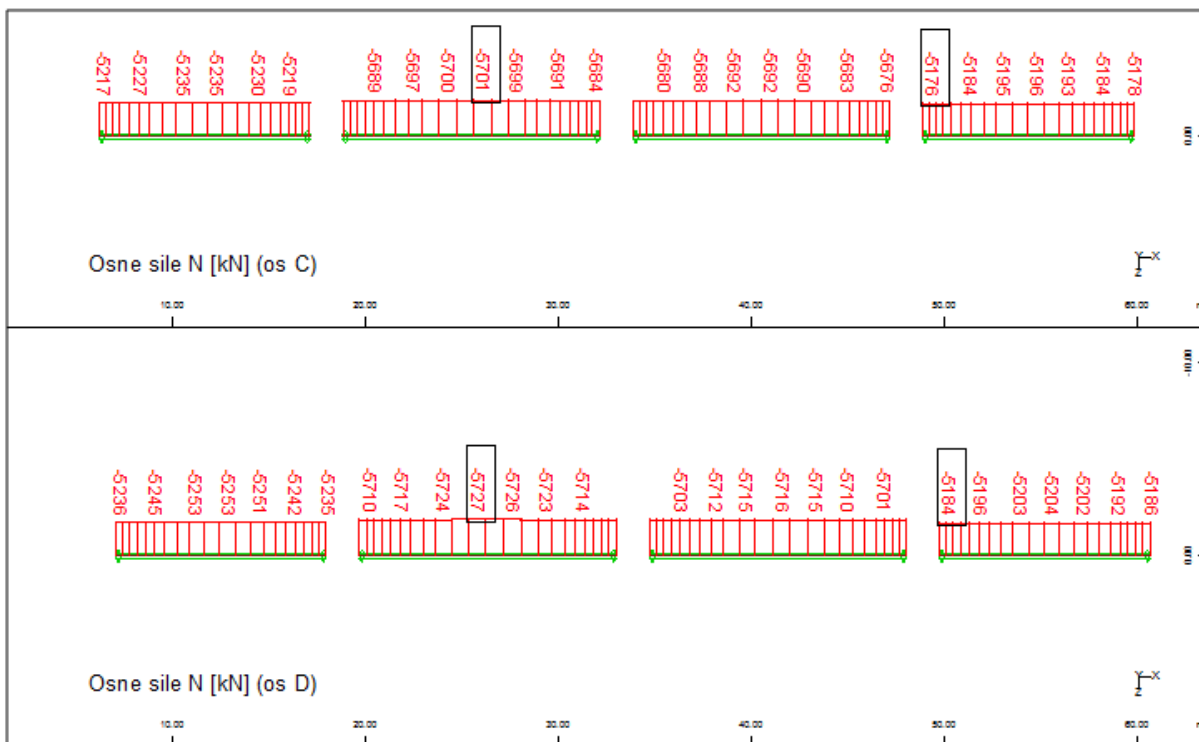
Na slikah od 85 do 87 prikazujemo karakteristične vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov na koncu življenjske dobe mostu ($t = 36500$ dni).



Slika 85: Upogibni momenti v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 36500$ dni)



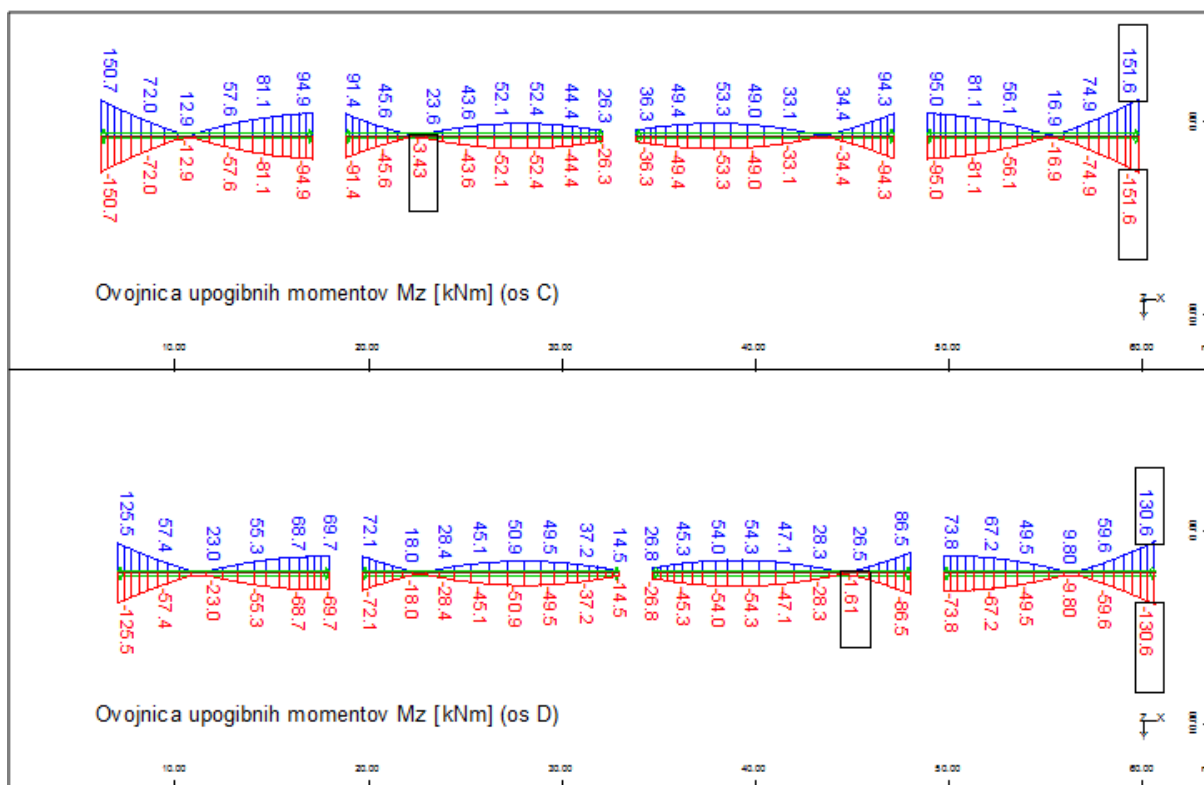
Slika 86: Prečne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 36500$ dni)



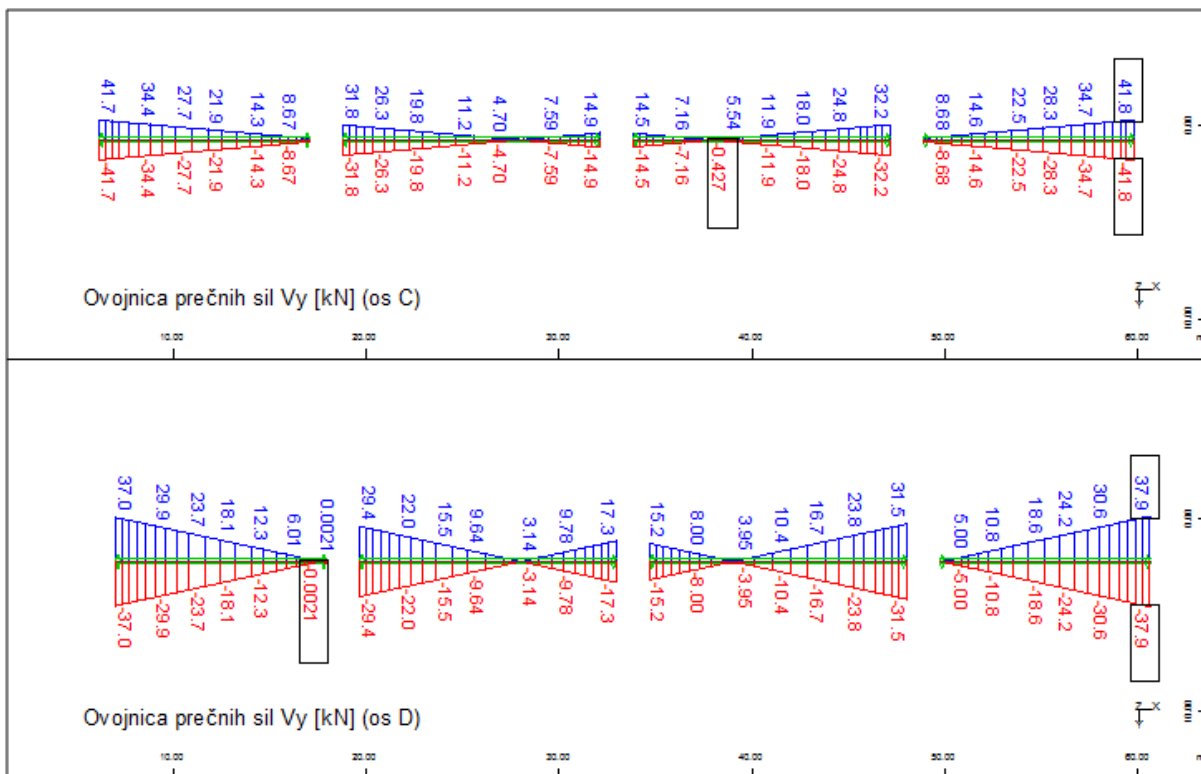
Slika 87: Osne sile v nosilcih v osi C in D zaradi stalnih vplivov ($t = 36500$ dni)

6.3.1.2 Obtežba vetra v kombinaciji s prometno obtežbo

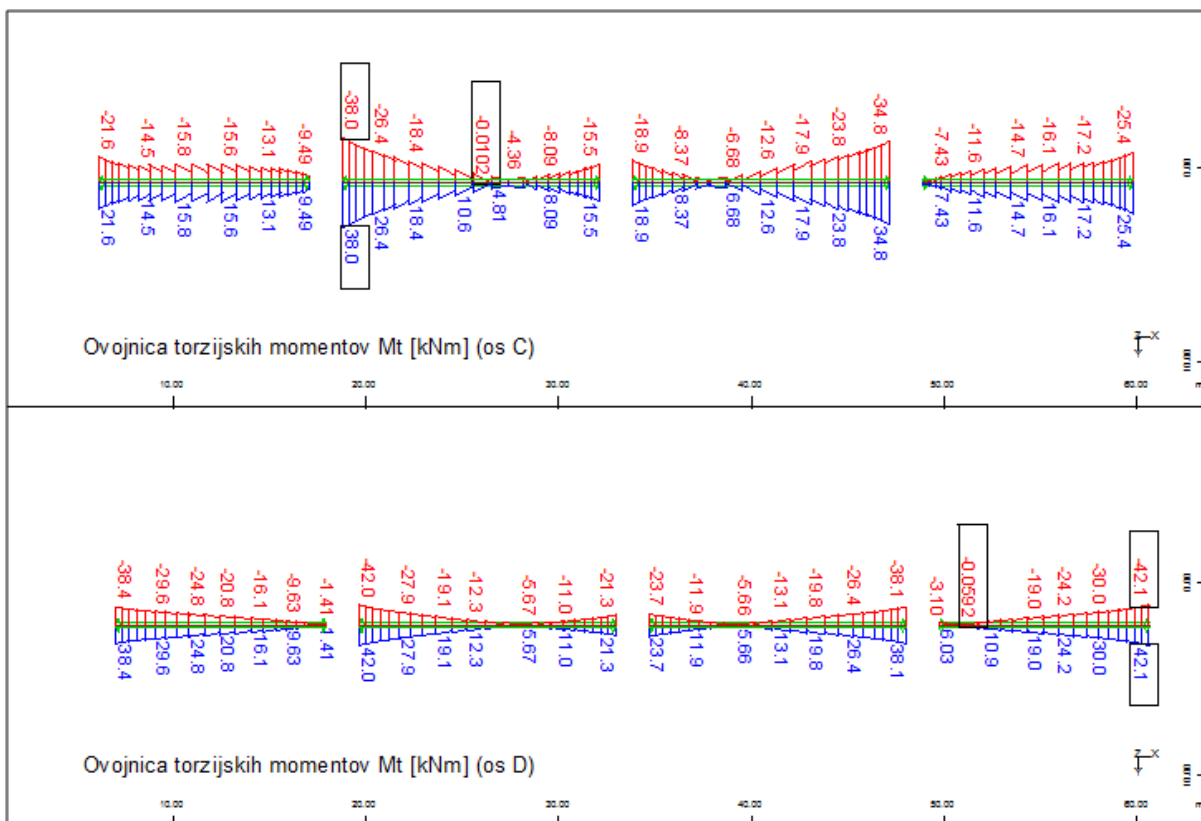
Na slikah od 88 do 90 prikazujemo ovojnice karakterističnih vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo.



Slika 88: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo



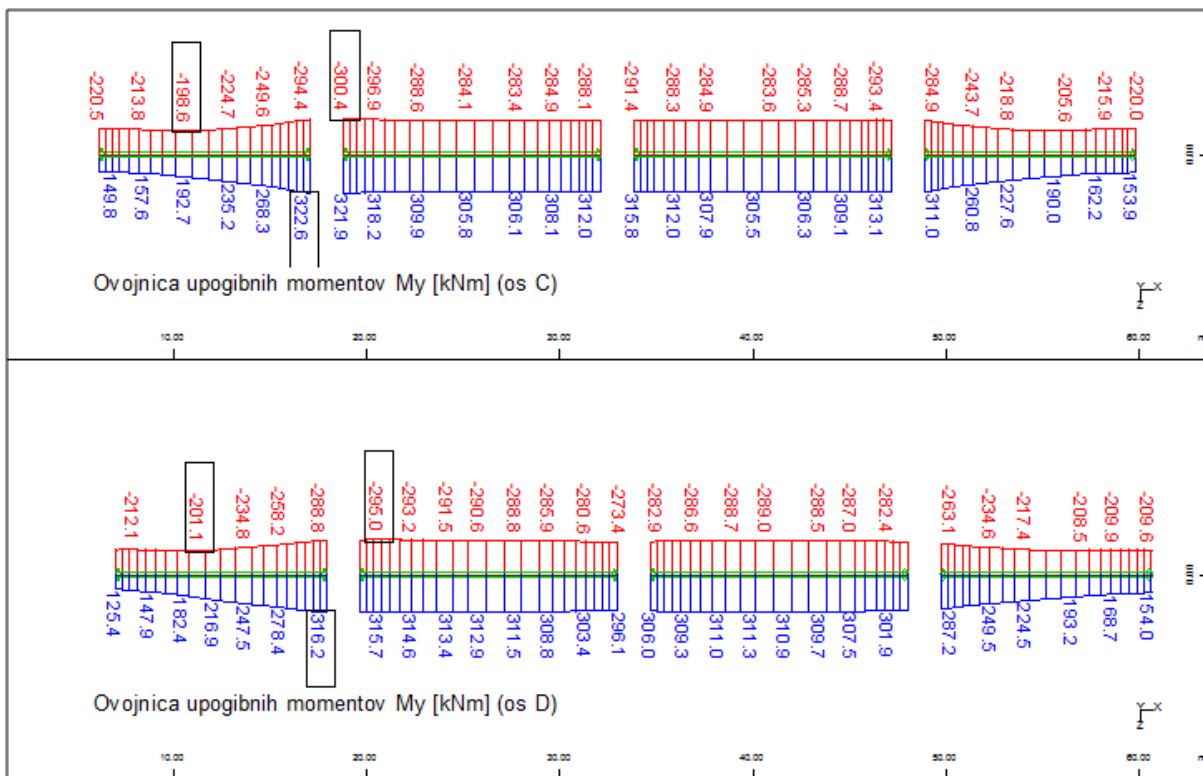
Slika 89: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo



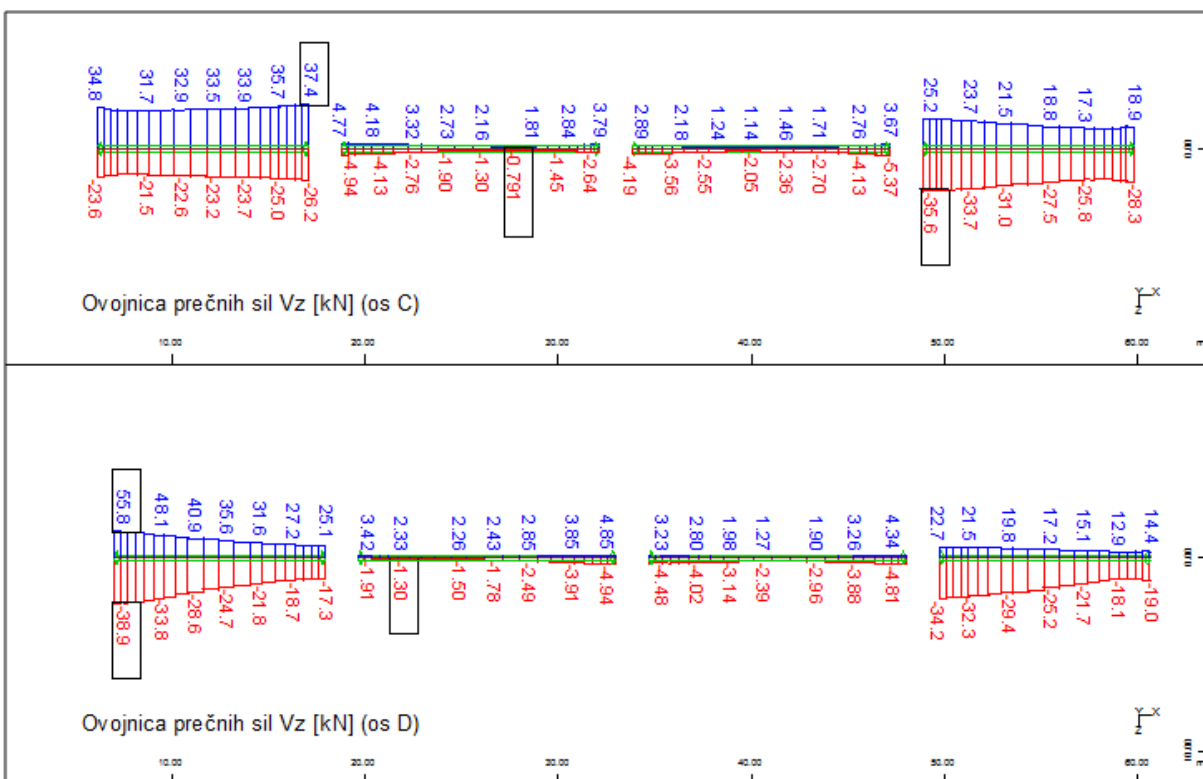
Slika 90: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi obtežbe vetra v kombinaciji s prometno obtežbo

6.3.1.3 Temperaturna obtežba

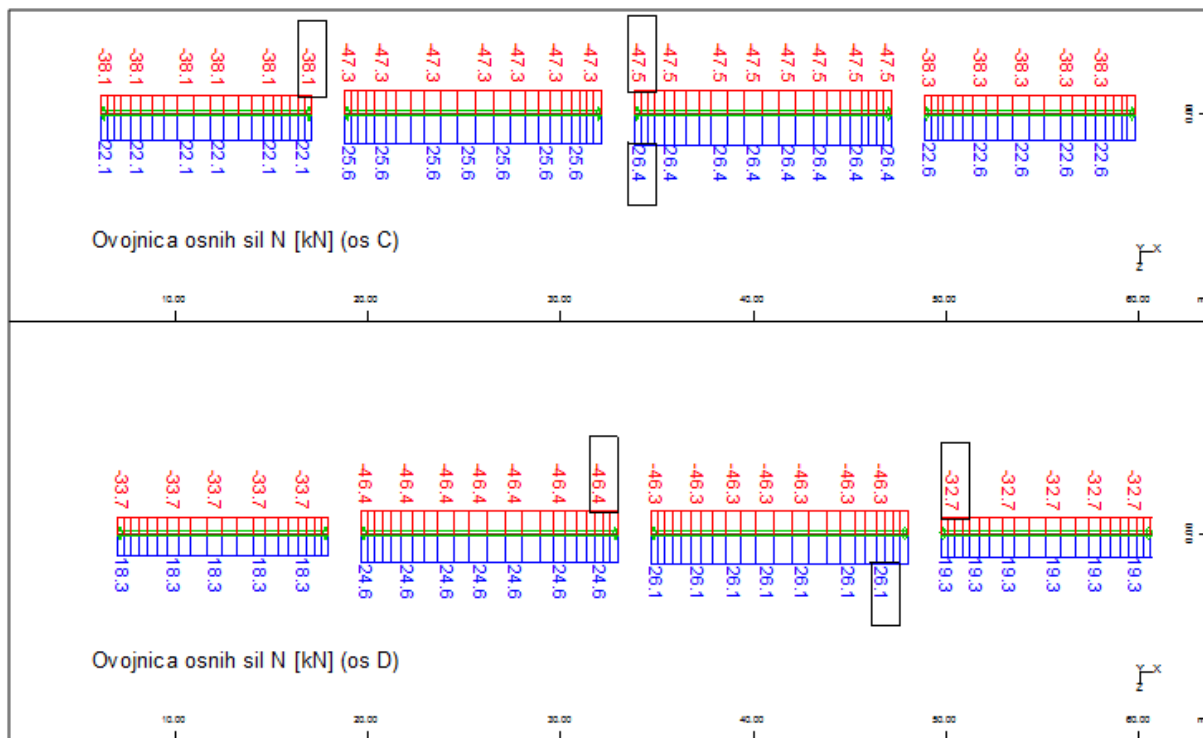
Na slikah od 91 do 93 prikazujemo ovojnice karakterističnih vrednosti obremenitev zaradi temperaturne obtežbe.



Slika 91: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi temperaturne obtežbe



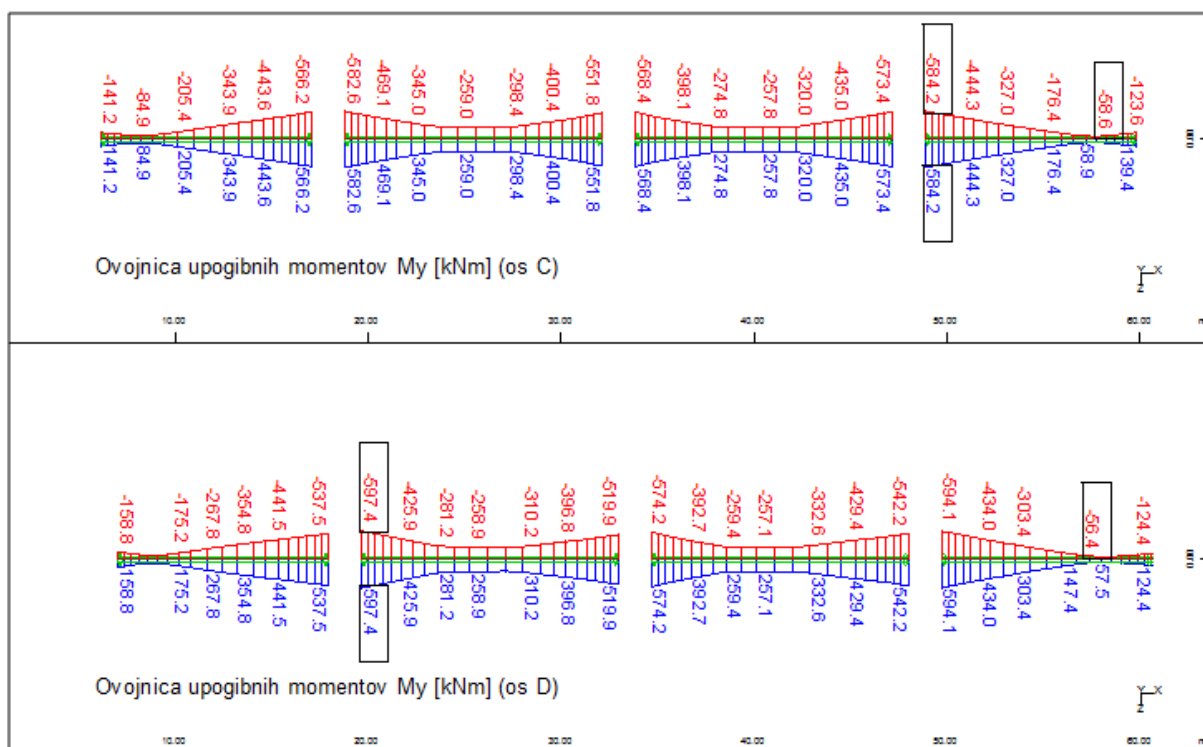
Slika 92: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi temperaturne obtežbe



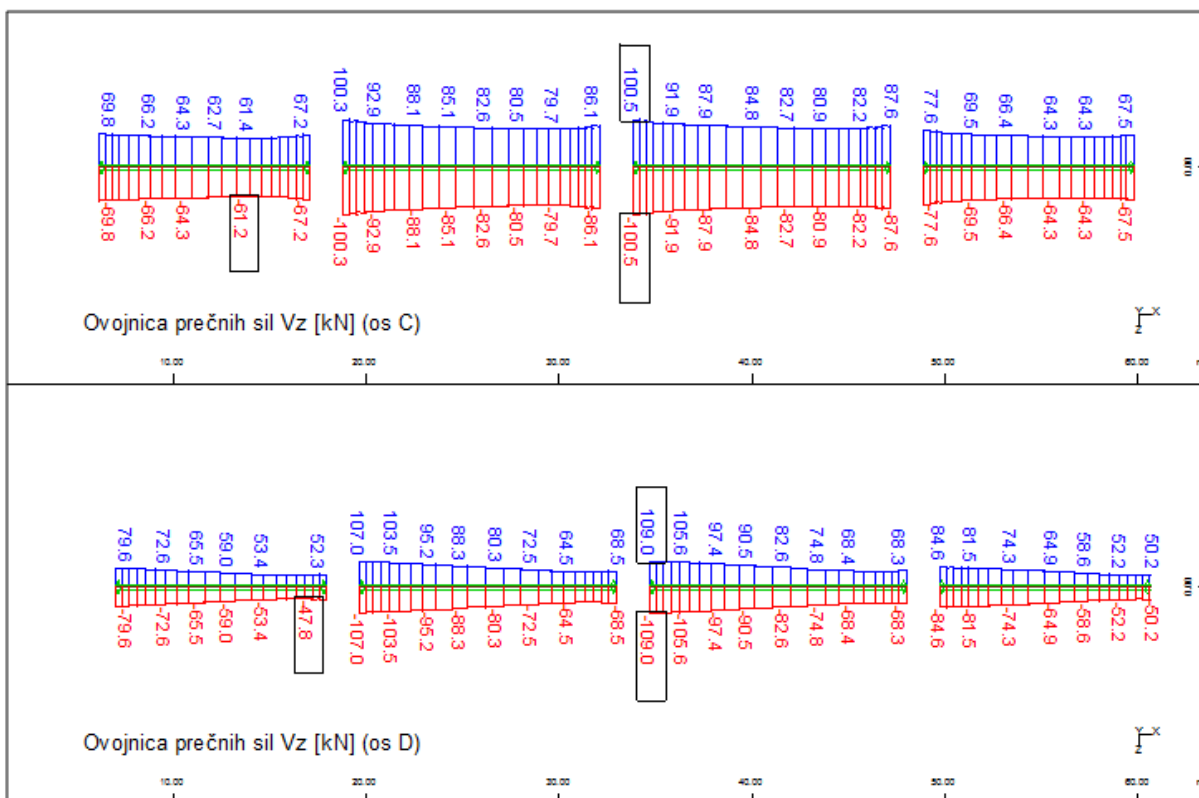
Slika 93: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi temperaturne obtežbe

6.3.1.4 Diferenčni posedki podpor

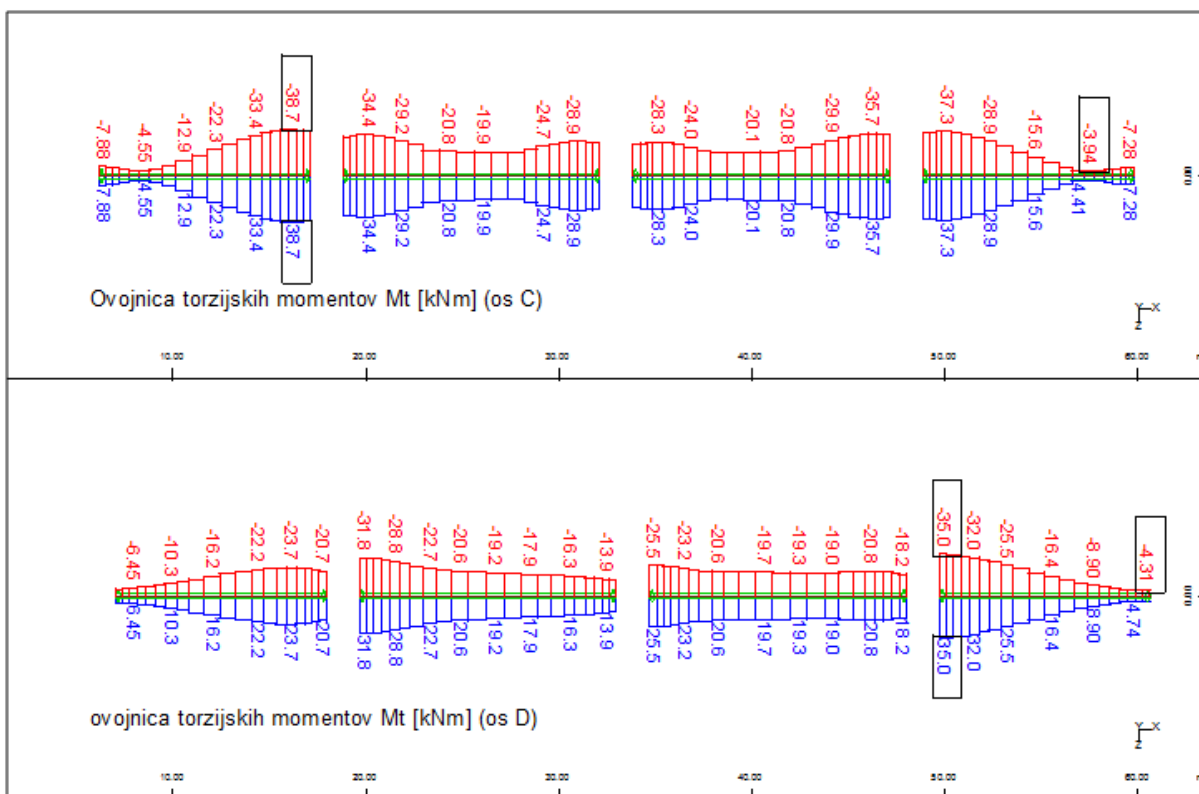
Na slikah od 94 do 96 prikazujemo ovojnice karakterističnih vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C in D zaradi vpliva diferenčnih posedkov podpor.



Slika 94: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi diferenčnih posedkov podpor



Slika 95: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi diferenčnih posedkov podpor

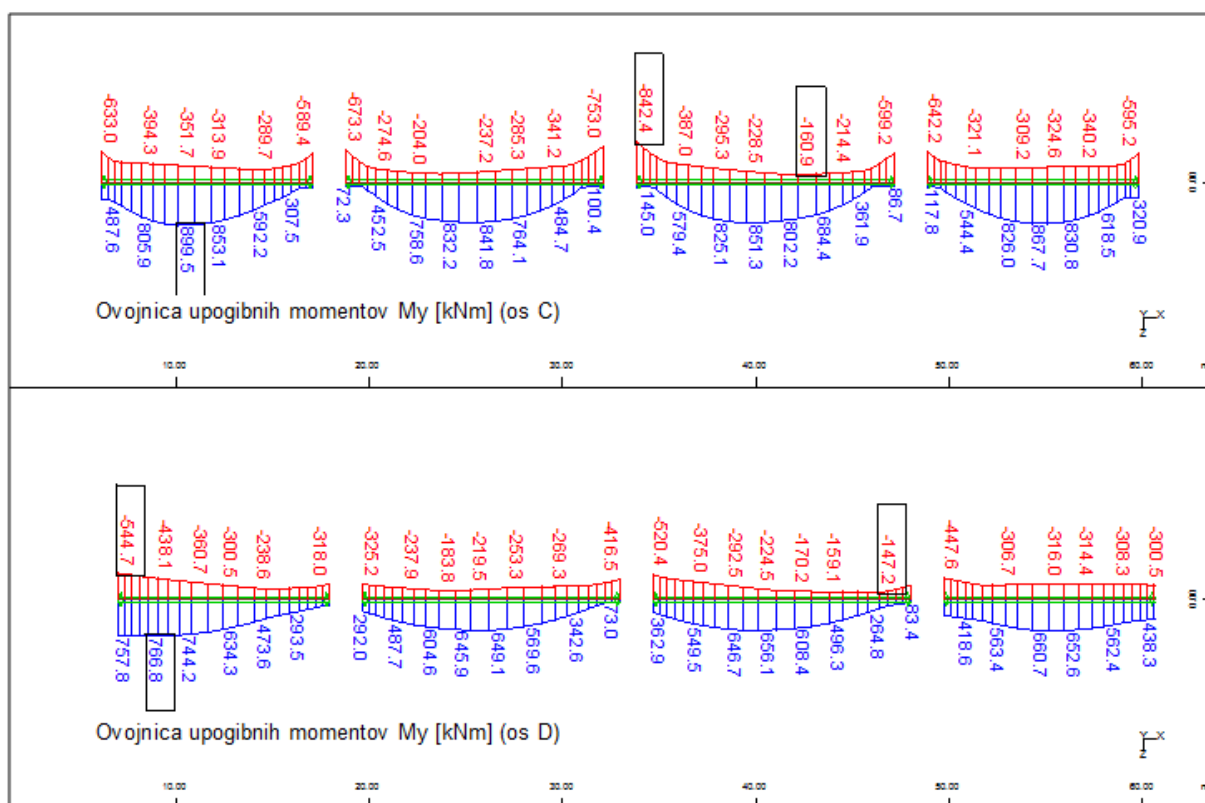


Slika 96: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi diferenčnih posedkov podpor

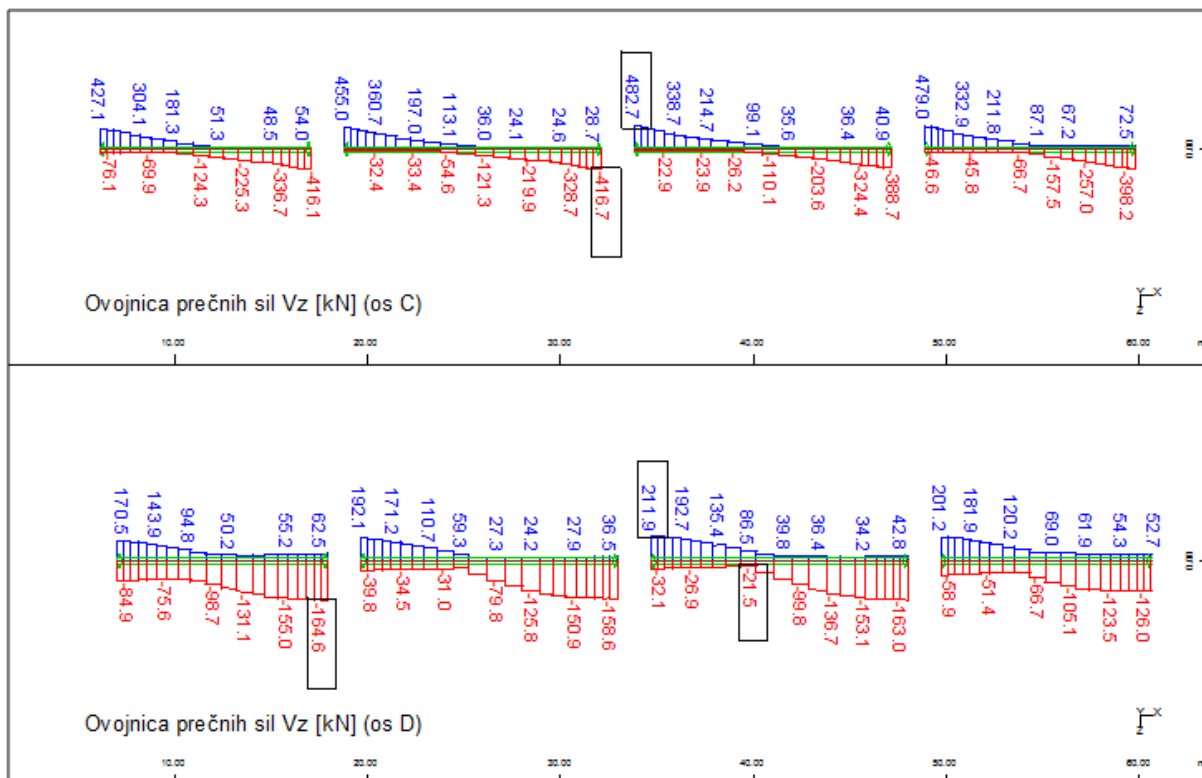
6.3.1.5 Prometna obtežba

Prometne vplive upoštevamo kot skupine obtežb, t.j. kot kombinacijo karakterističnih vrednosti navpične in vodoravne obtežbe. Zaradi preglednosti prikazujemo obremenitve le za skupini obtežb gr11 in gr16, ki se v analizi izkažeta kot merodajni skupini.

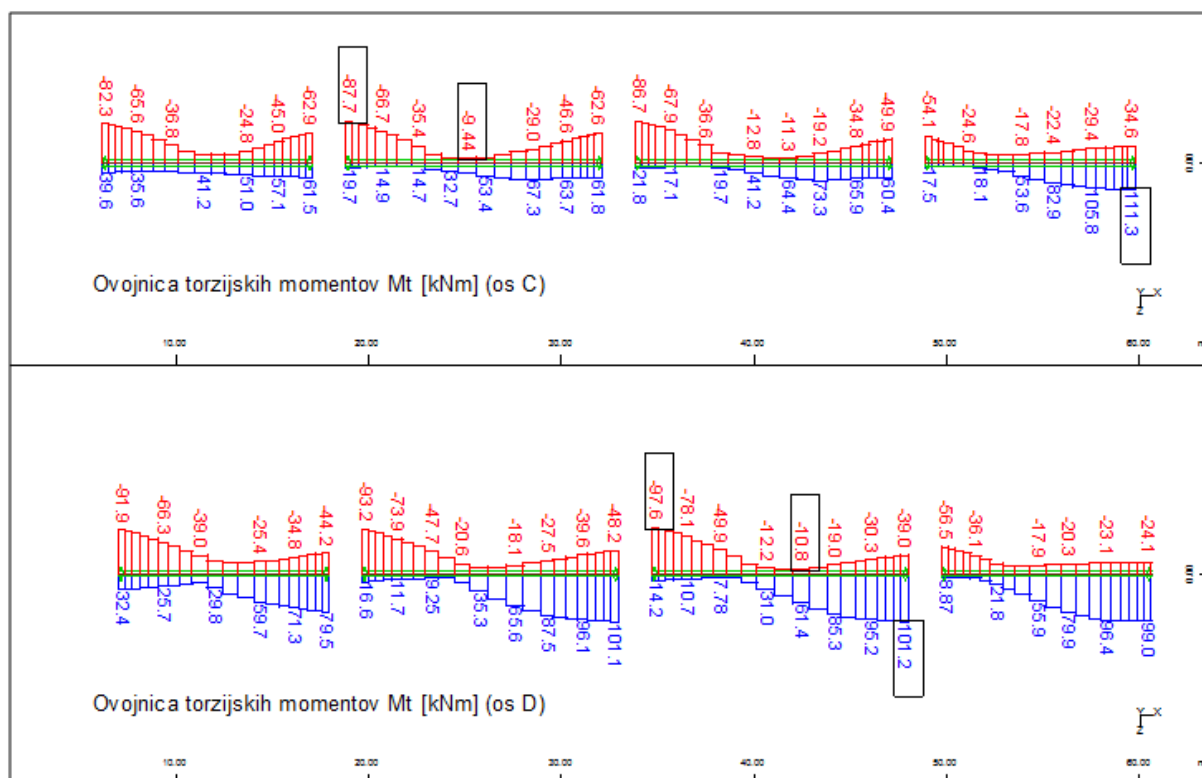
Na slikah od 97 do 100 prikazujemo ovojnice karakterističnih vrednosti obremenitev v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11.



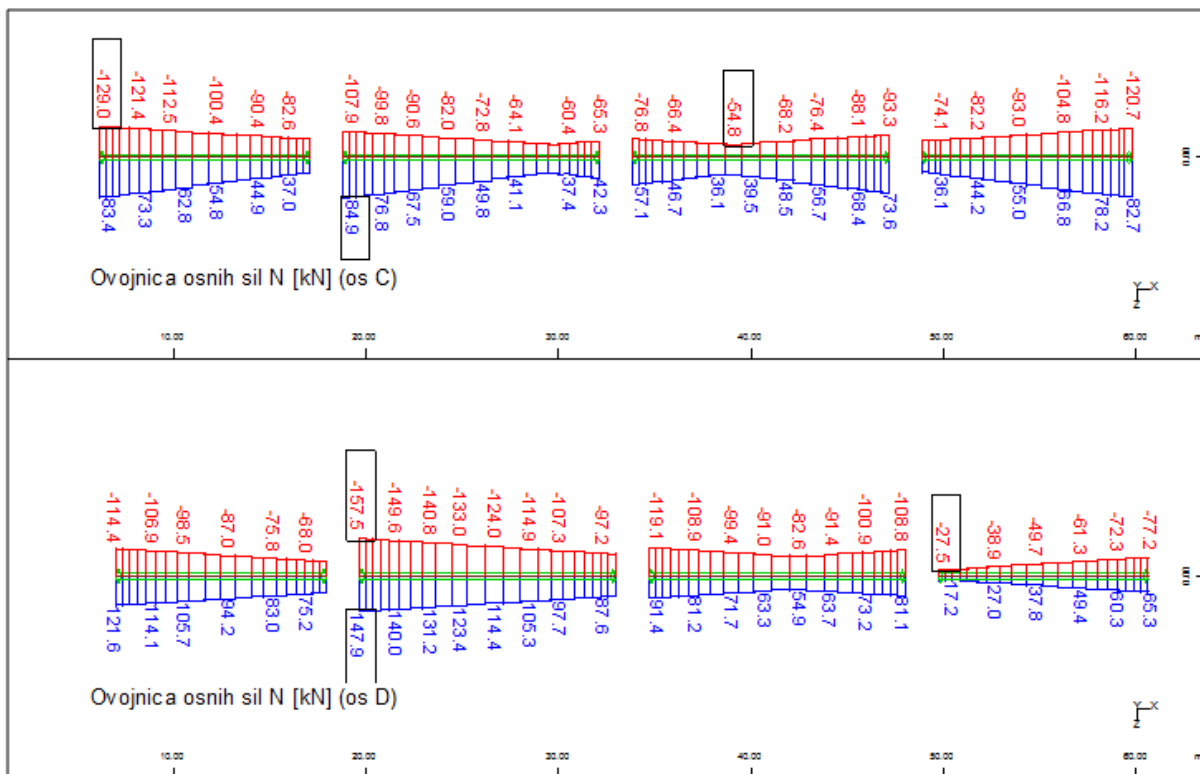
Slika 97: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11



Slika 98: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11

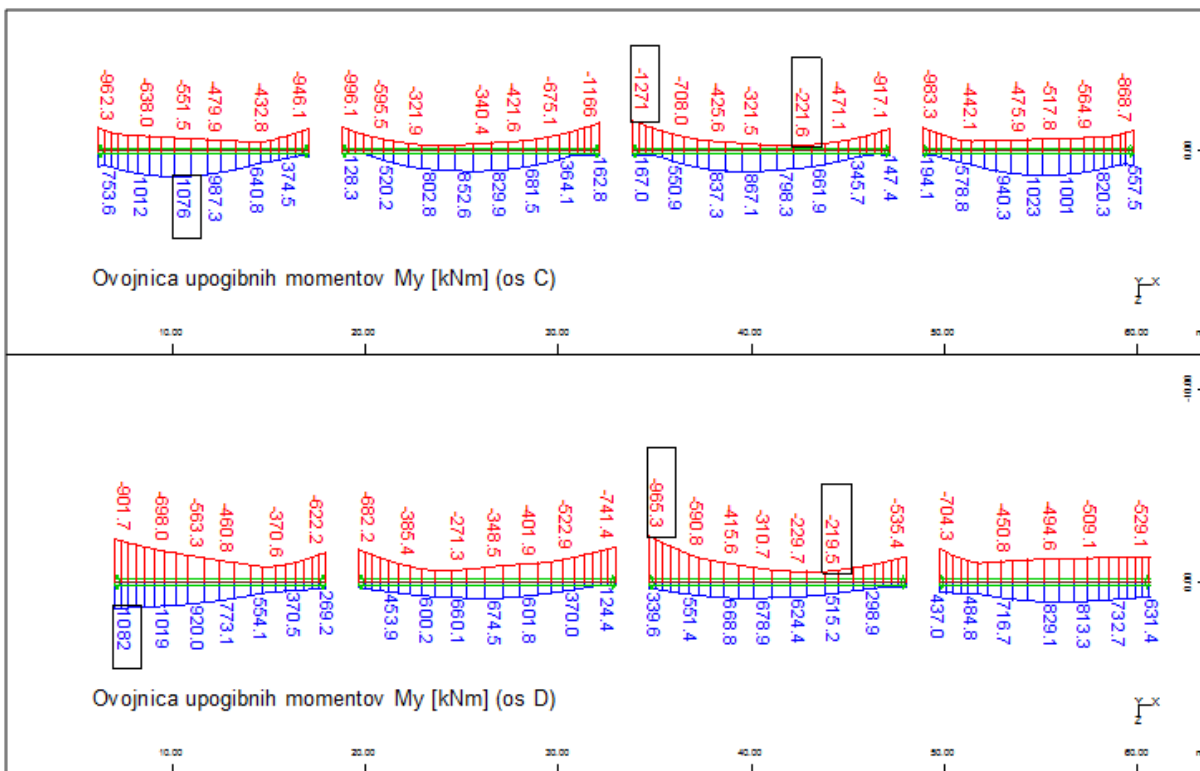


Slika 99: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr11

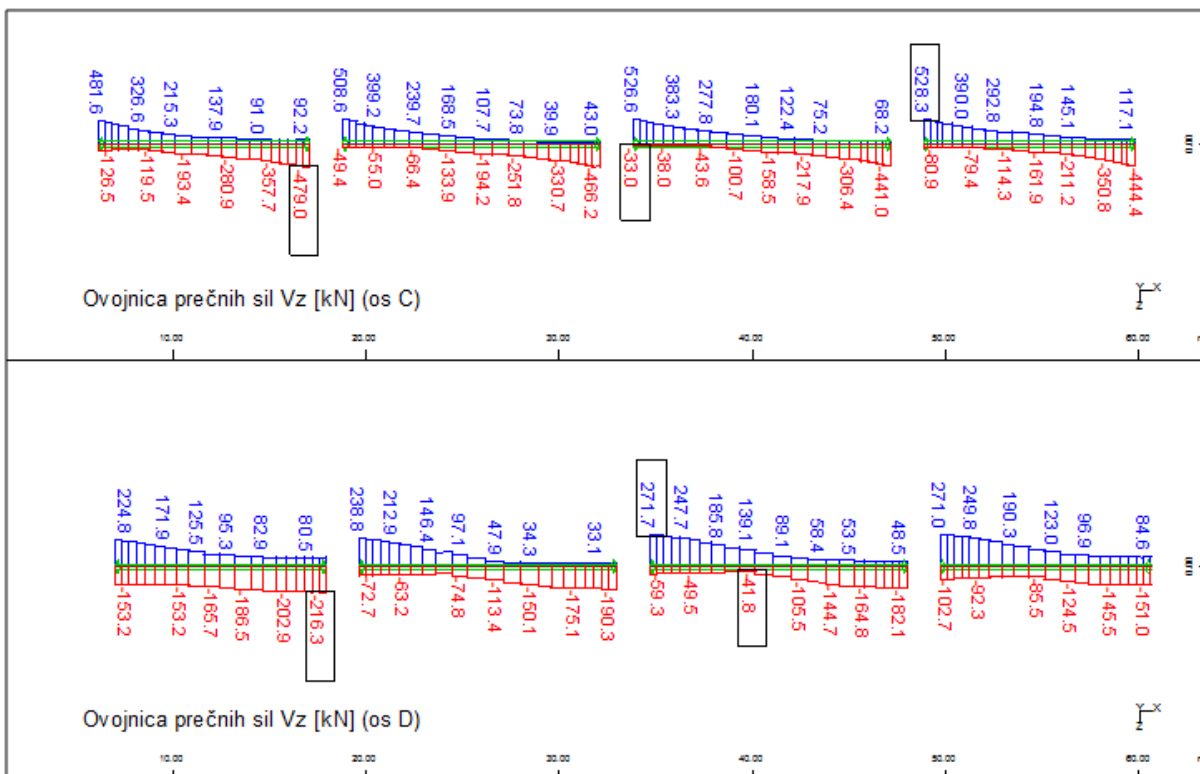


Slika 100: Ovojnice osni sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr1

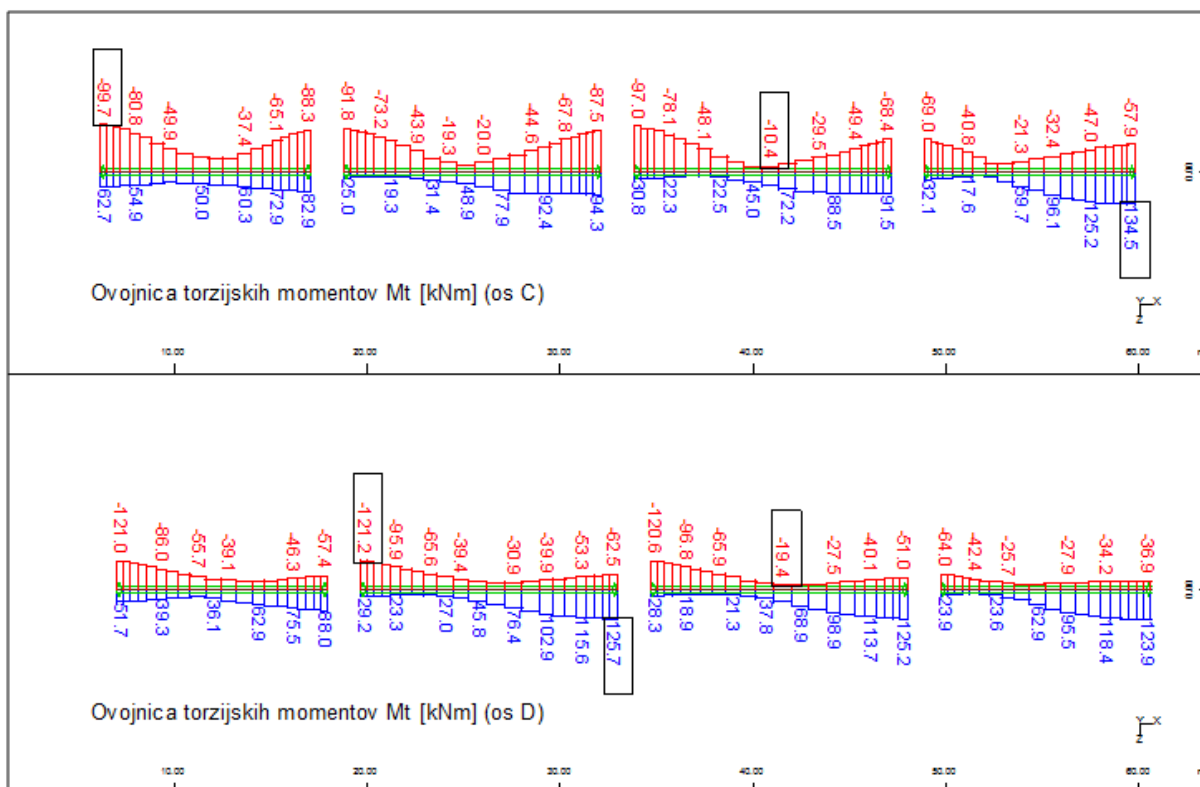
Na slikah od 101 do 104 prikazujemo ovojnice karakterističnih vrednosti obremenitev v nosilcih še za skupine prometnih obtežb gr16.



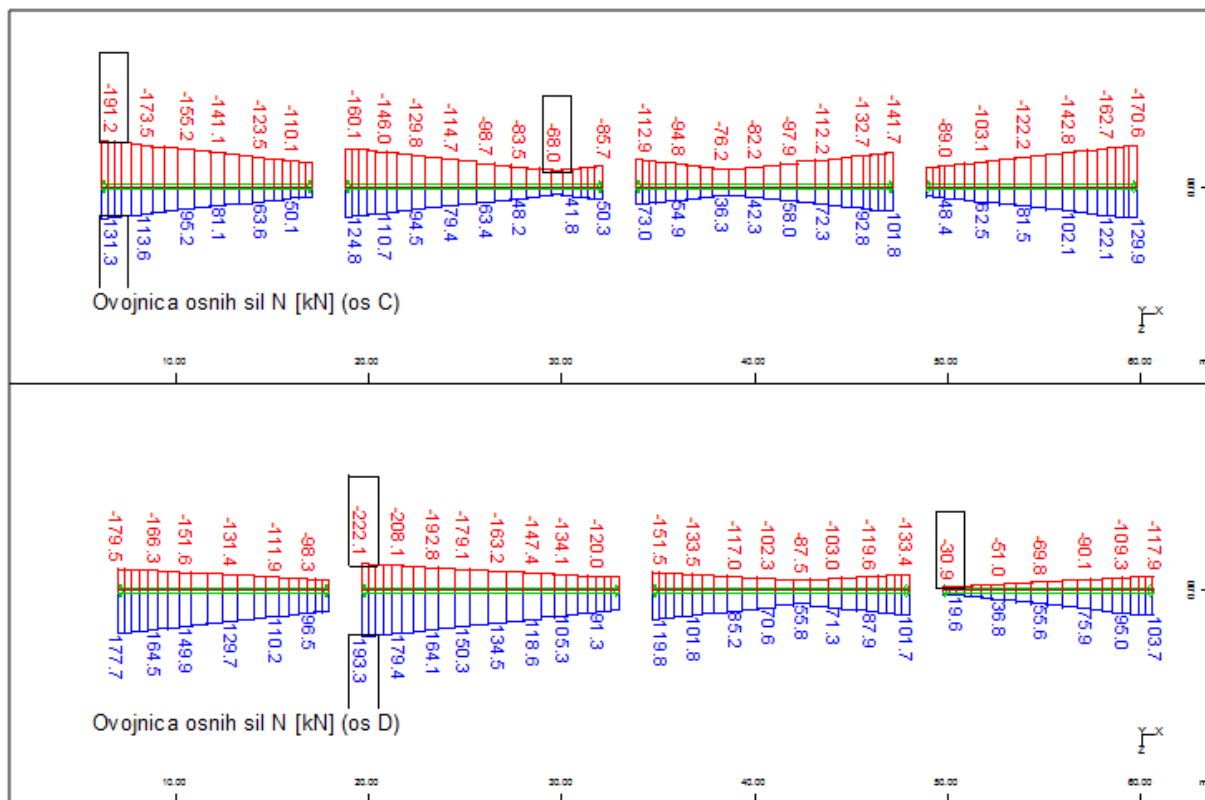
Slika 101: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16



Slika 102: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16



Slika 103: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16



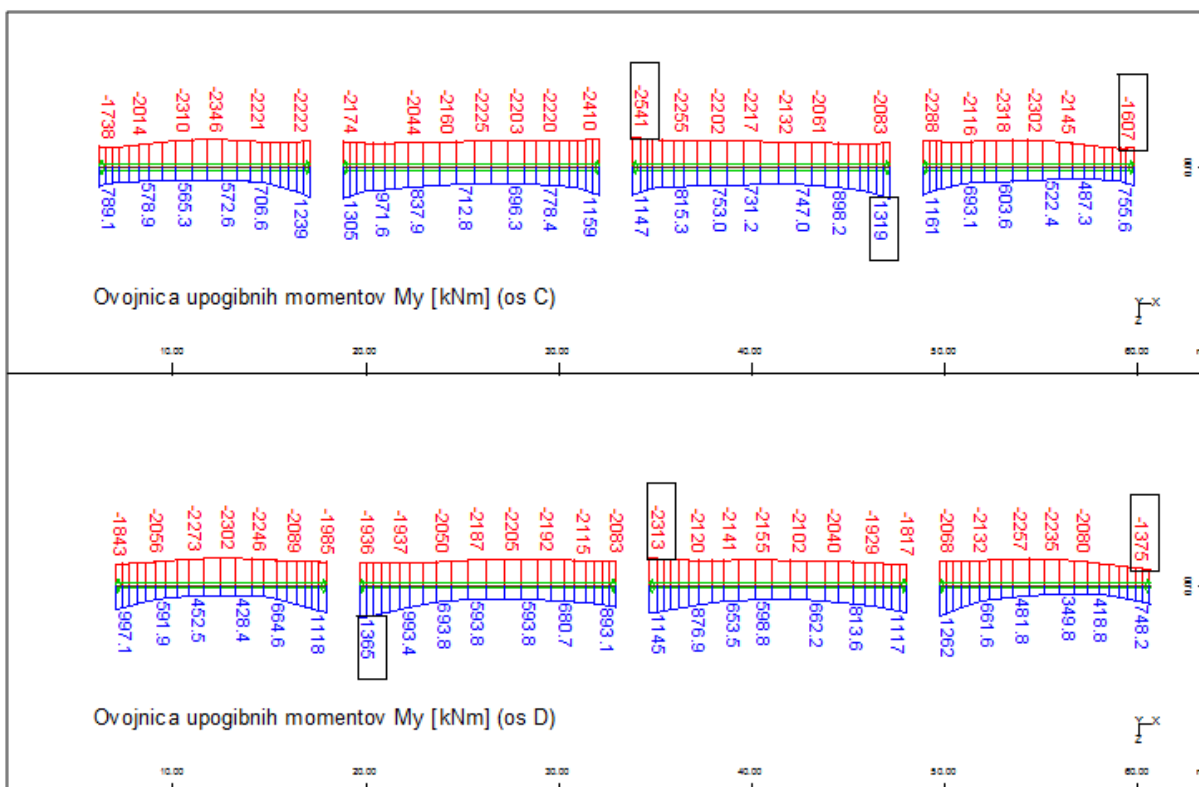
Slika 104: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D zaradi skupine prometnih obtežb gr16

6.3.2 Kontrole za MSU

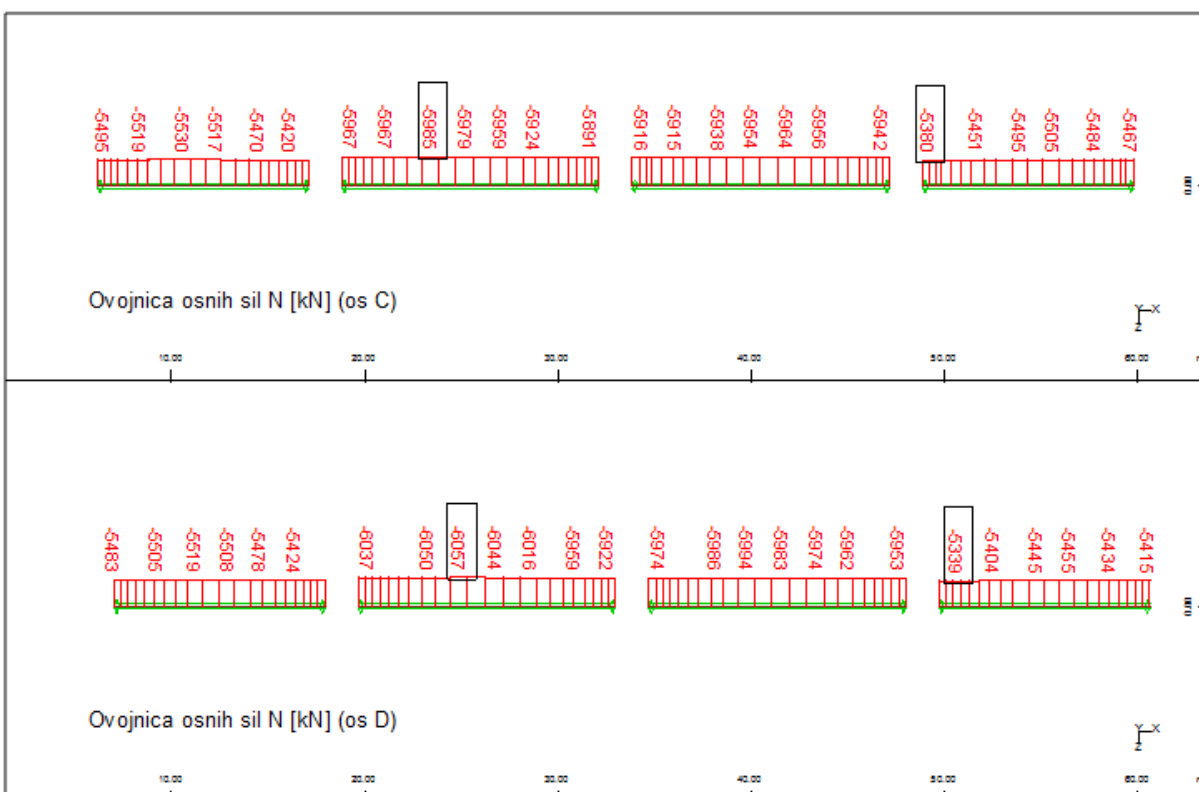
Potrebne kontrole za MSU za fazo uporabe konstrukcije izvedemo v skladu s poglavjem 5.3.1. V nadaljevanju podajamo ovojnice projektnih obremenitev pri različnih kombinacijah vplivov za mejna stanja uporabnosti.

6.3.2.1 Karakteristična kombinacija vplivov

Na slikah od 105 in 106 prikazujemo ovojnice projektnih obremenitev v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov.



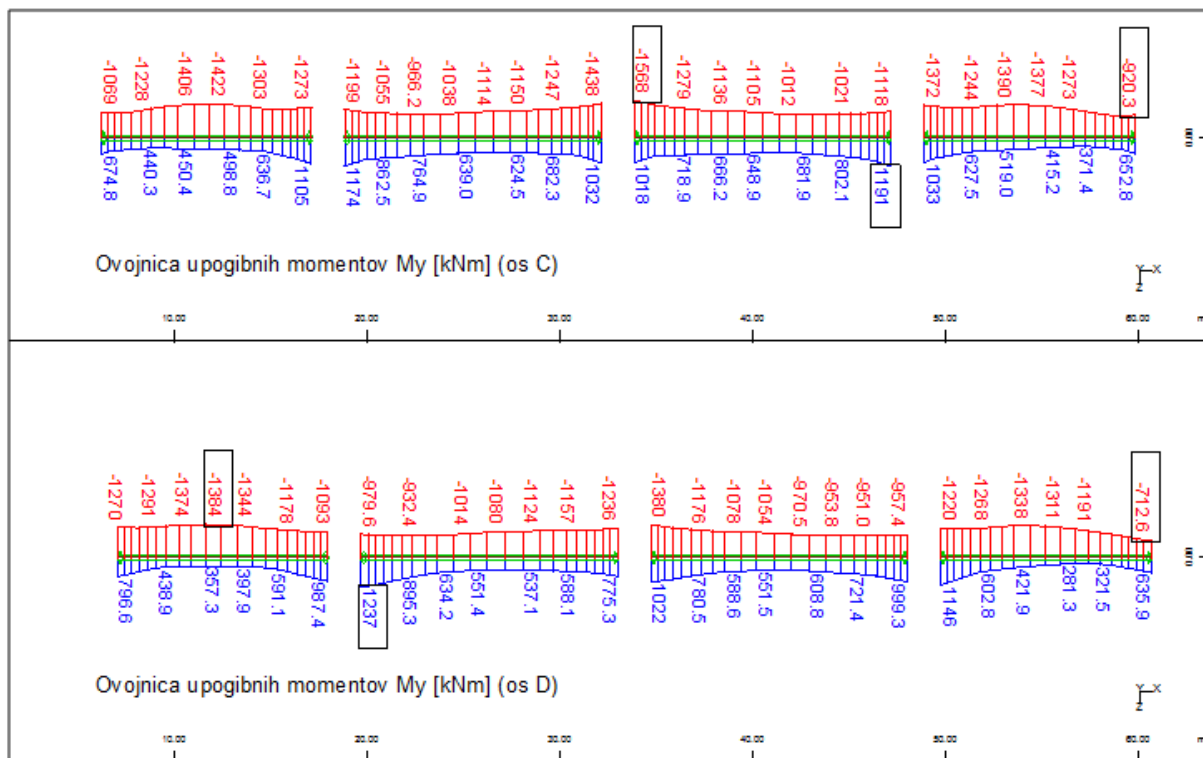
Slika 105: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov



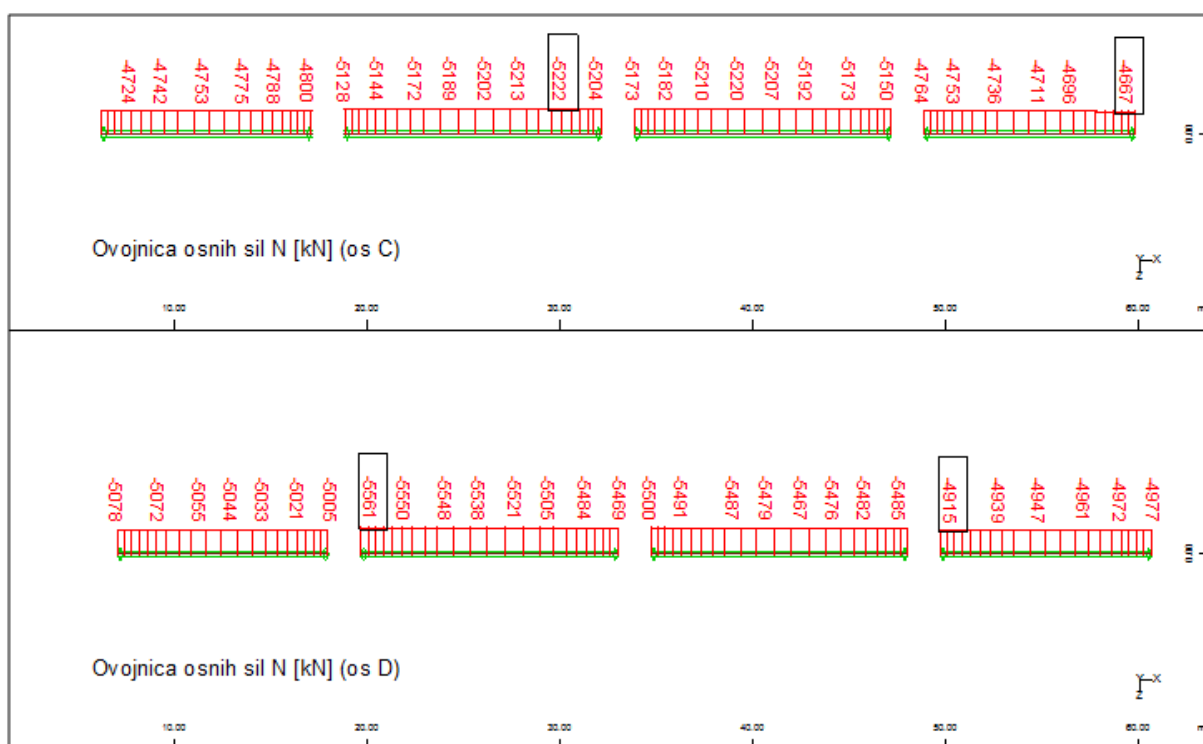
Slika 106: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov

6.3.2.2 Pogosta kombinacija vplivov

Na slikah od 107 in 108 prikazujemo ovojnice projektnih obremenitev v nosilcih v osi C in D pri pogosti kombinaciji vplivov.



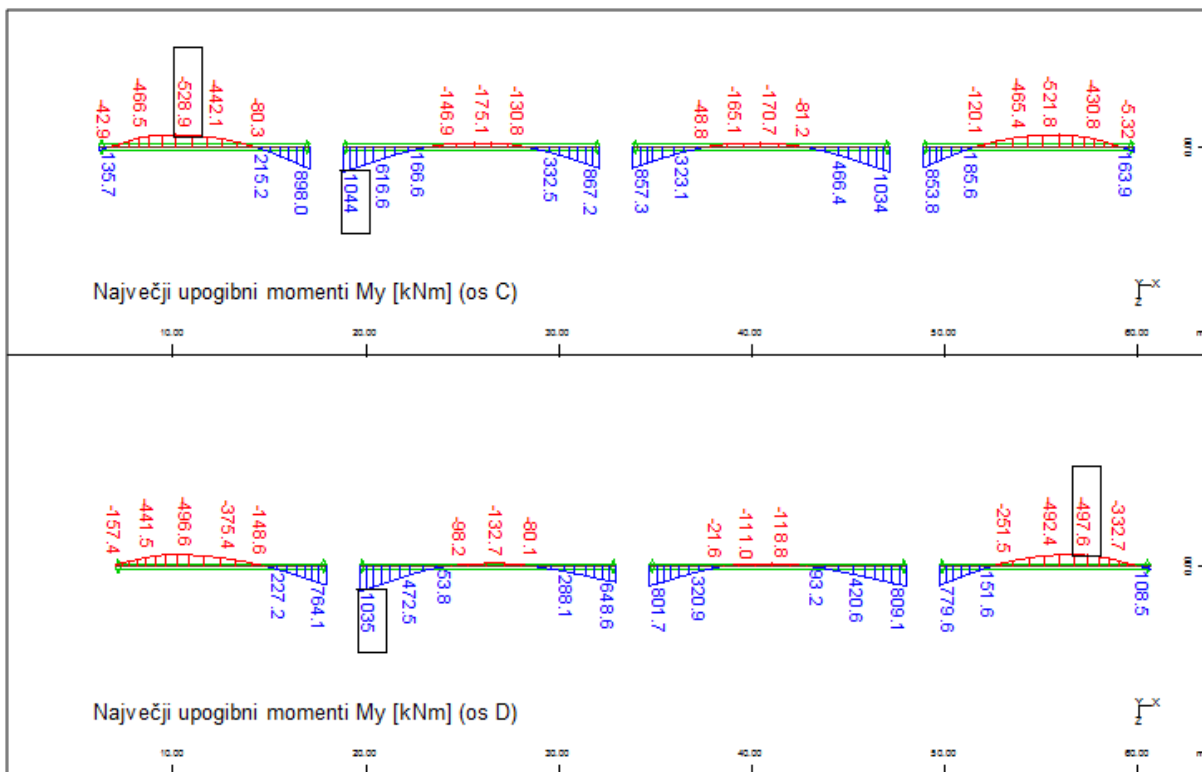
Slika 107: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D pri pogosti kombinaciji vplivov



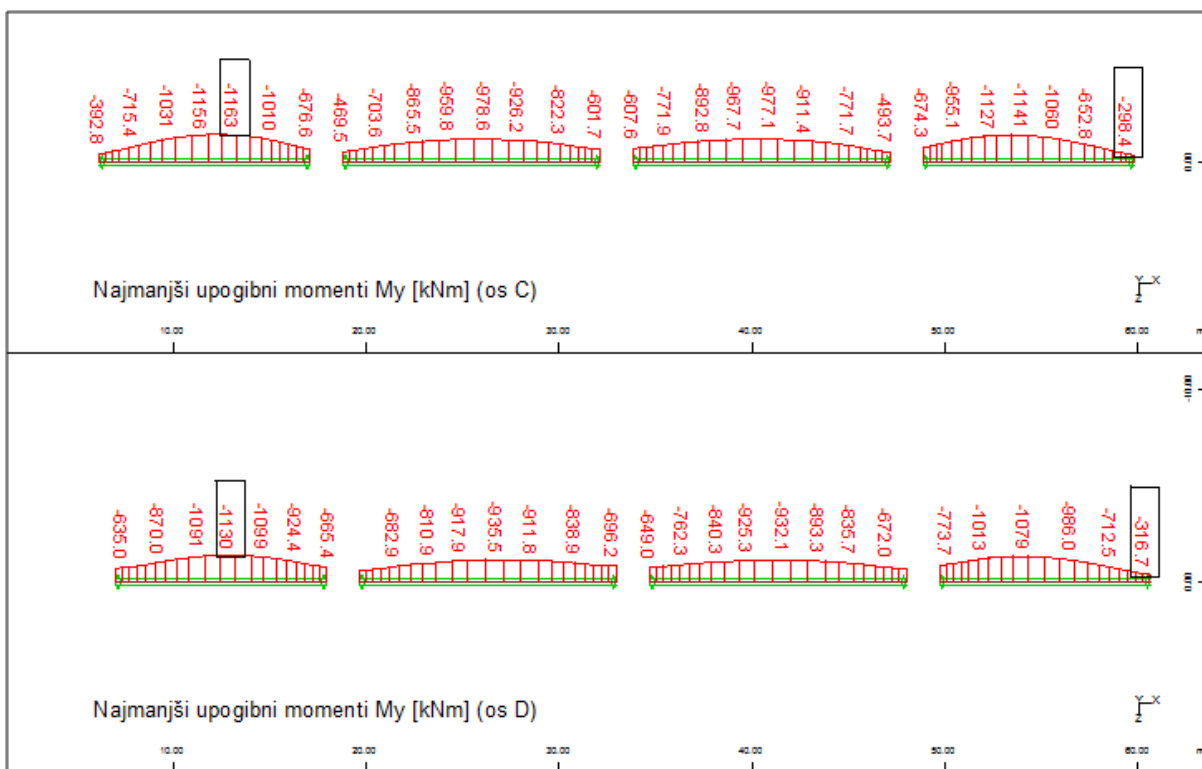
Slika 108: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri karakteristični kombinaciji vplivov

6.3.2.3 Navidezno stalna kombinacija vplivov

Na slikah od 109 in 110 prikazujemo največje oziroma najmanjše upogibne momente v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.

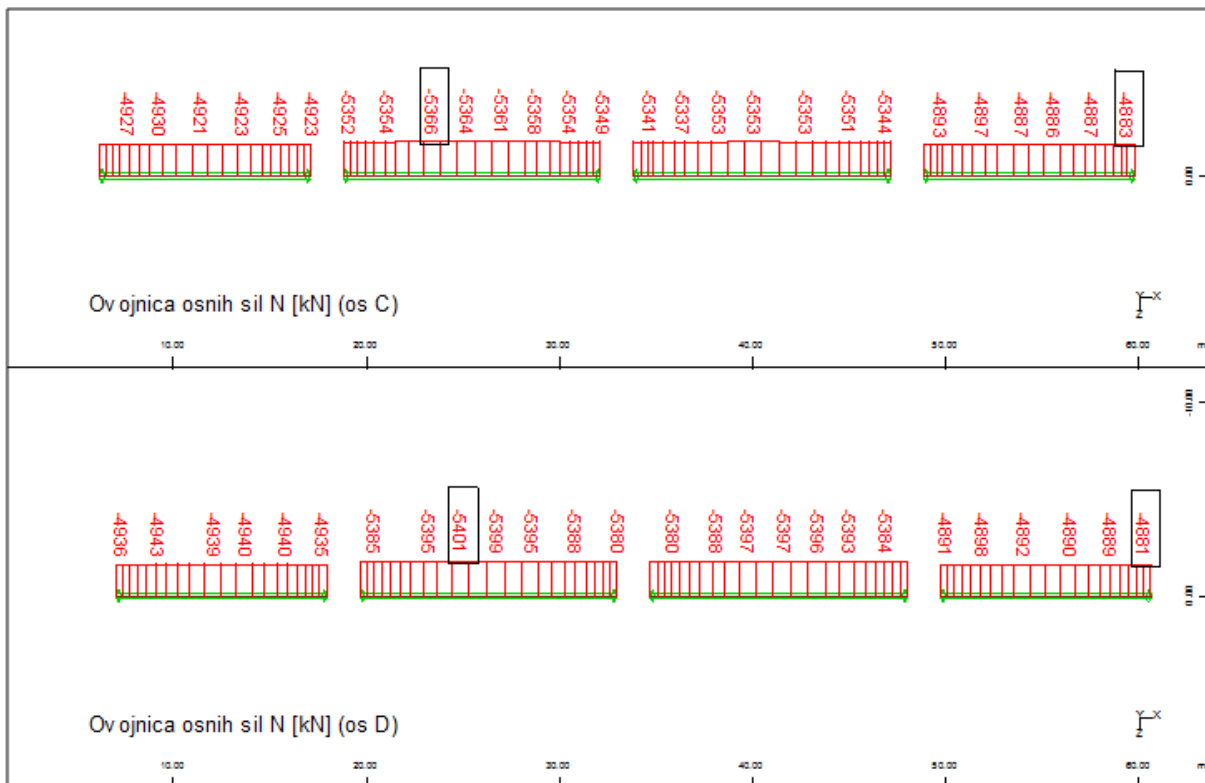


Slika 109: Največji upogibni momenti v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov



Slika 110: Najmanjši upogibni momenti v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

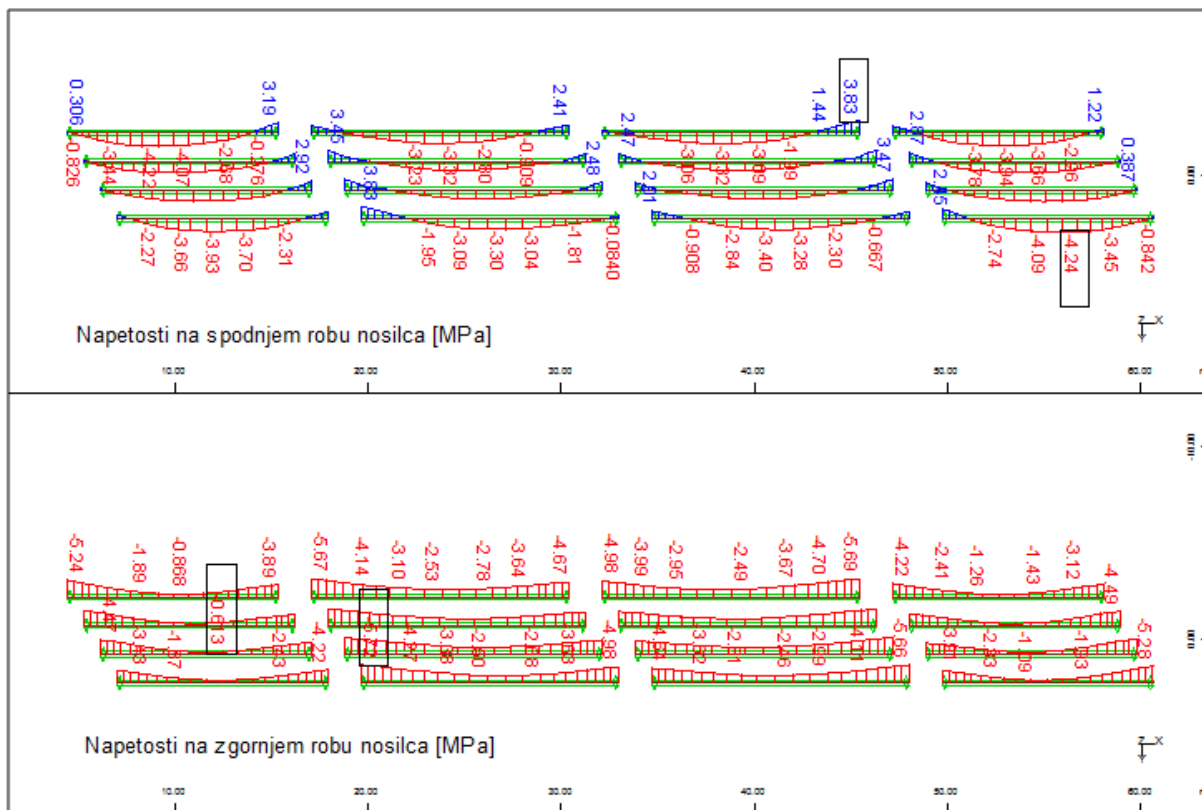
Na sliki 111 pa prikazujemo ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov .



Slika 111: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

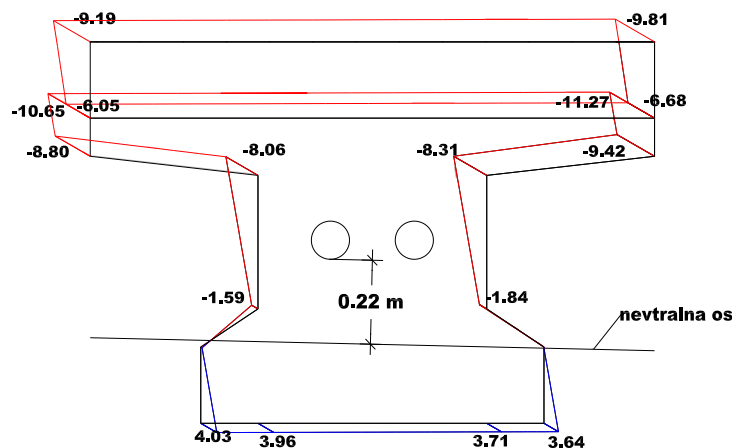
6.3.2.4 Pogoj dekompresije

Omejitev dekompresije zahteva, da je beton v okolici kablov oz. zaščitnih ceveh na oddaljenosti 100 mm tlačno obremenjen pri pogosti kombinaciji vplivov. Na sliki 112 prikazujemo napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev, ki jih izračunamo na podlagi obremenitev, predstavljenih v 6.3.2.2.



Slika 112: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev pri pogosti kombinaciji vplivov

Iz rezultatov razberemo, da so vzdolžne napetosti v nosilcih večinoma tlačne. Natezne napetosti se pojavijo le na mestu vpetja na spodnji strani nosilca. Te so posledica pozitivnih momentov zaradi diferenčnih posedkov podpor. Za izpolnitev pogoja dekompresije natezne napetosti na spodnjem robu niso problematične, saj se kabel na obeh koncih nosilca nahaja v okolici težiščne osi nosilca, t.j. od zgornjega roba je oddaljen 27 oz. 30 cm. Na sliki 113 prikazujemo razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu z največjimi nateznimi napetostmi na spodnjem robu. Kabli ležijo nad nevtralno osjo v tlačno obremenjenem delu sovprežnega prereza.

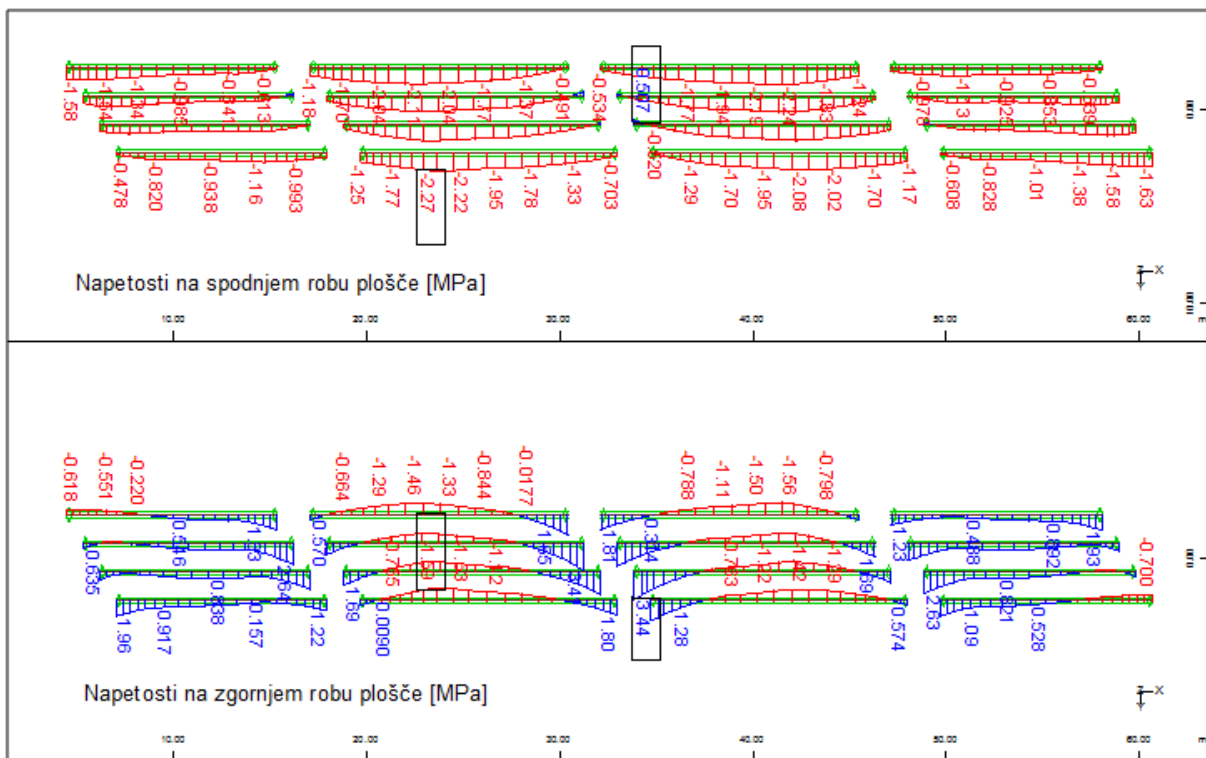


Slika 113: Razporeditev normalnih napetosti v betonskem prerezu z največjimi nateznimi napetostmi

Oddaljenost cevi kabla do nevtralne osi znaša 0,22 m. To pomeni, da je pogoj dekompresije izpolnjen. Dodatno ugotovimo, da so natezne napetosti v betonu pri pogosti kombinaciji vplivov manjše od natezne trdnosti betona. Torej dodatne vzdolžne armature za prevzem nateznih napetosti ne potrebujemo.

$$\sigma_c = 0,403 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{ctm} = 0,410 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

V nadaljevanju preverimo še natezne napetosti v plošči pri pogosti kombinaciji vplivov. Na sliki 114 prikazujemo napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci.



Slika 114: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci pri pogosti kombinaciji vplivov
Iz rezultatov na sliki 114 ugotovimo, da so natezne napetosti pri pogosti kombinaciji vplivov tudi v plošči manjše od natezne trdnosti betona.

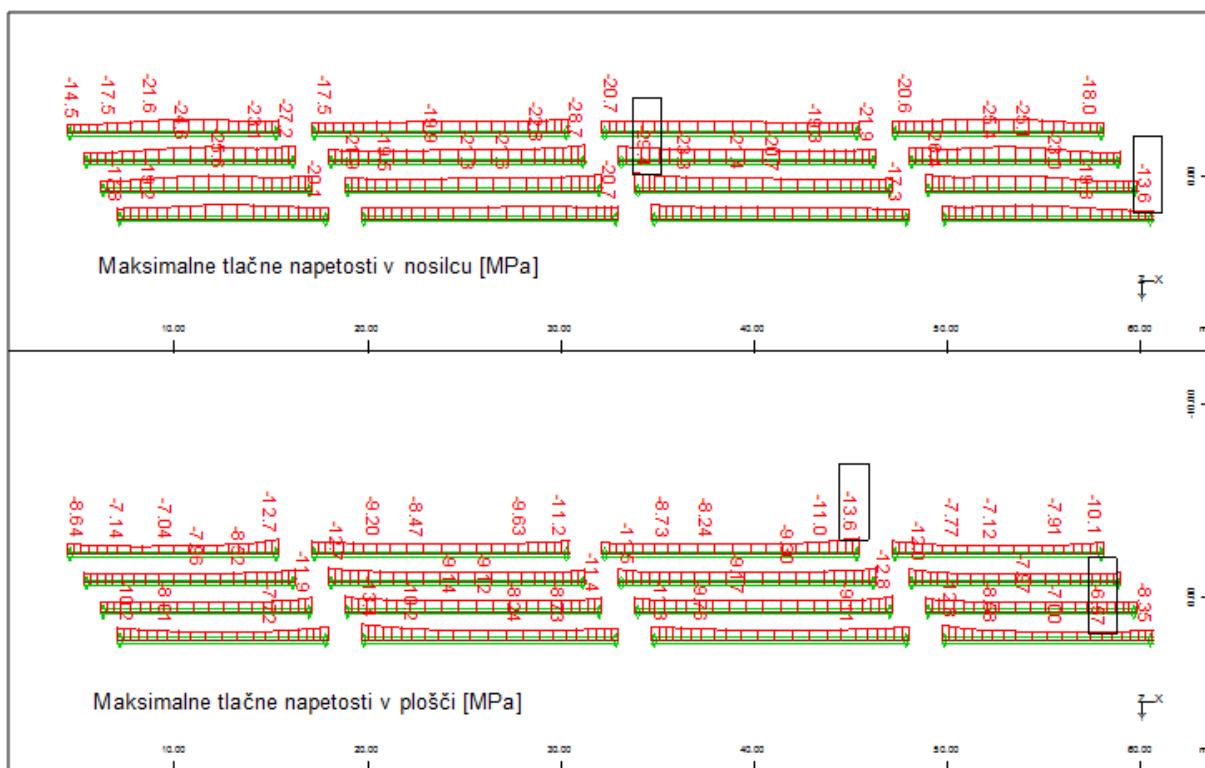
$$\sigma_c = 0,344 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{ctm} = 0,410 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

6.3.2.5 Kontrole napetosti v betonu

Napetosti v betonu preverimo pri karakteristični in navidezno stalni kombinaciji vplivov. V kolikor je v analizi potrebno, upoštevamo razpokanost prereзов, pri tem pa zanemarimo natezno nosilnost beton.

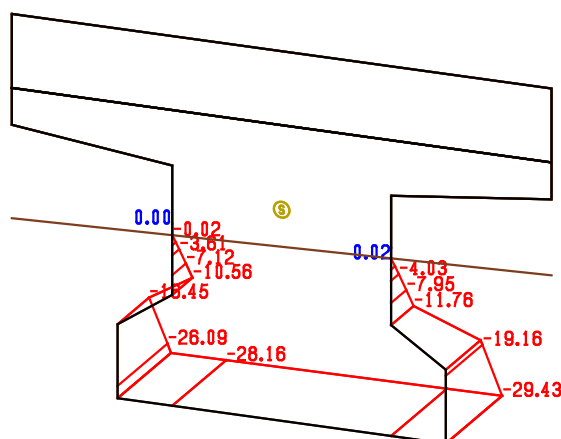
Pri karakteristični kombinaciji vplivov prečni prerez razpoka in program Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013) ne omogoča prikazovanja napetosti na robovih plošče ali nosilca. Zaradi tega na sliki 113

prikazujemo le največje tlačne napetosti v nosilcu oziroma plošči pri karakteristični kombinaciji vplivov.



Slika 115: Največje tlačne napetosti v nosilcu oziroma plošči pri karakteristični kombinaciji vplivov

Največje tlačne napetosti se pojavijo ob vpetju nosilcev v vmesni opornik. Razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu na mestu največjih tlačnih napetosti pa prikazujemo na sliki 116.



Slika 116: Razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu na mestu največjih tlačnih napetosti pri karakteristični kombinaciji vplivov

Za preprečitev nastanka vzdolžnih razpok v betonu tlačne napetosti v betonu omejimo na 60% karakteristične tlačne trdnosti betona.

$$\sigma_{c,\max} = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 5,0 \text{ kN/cm}^2 = 3,0 \text{ kN/cm}^2$$

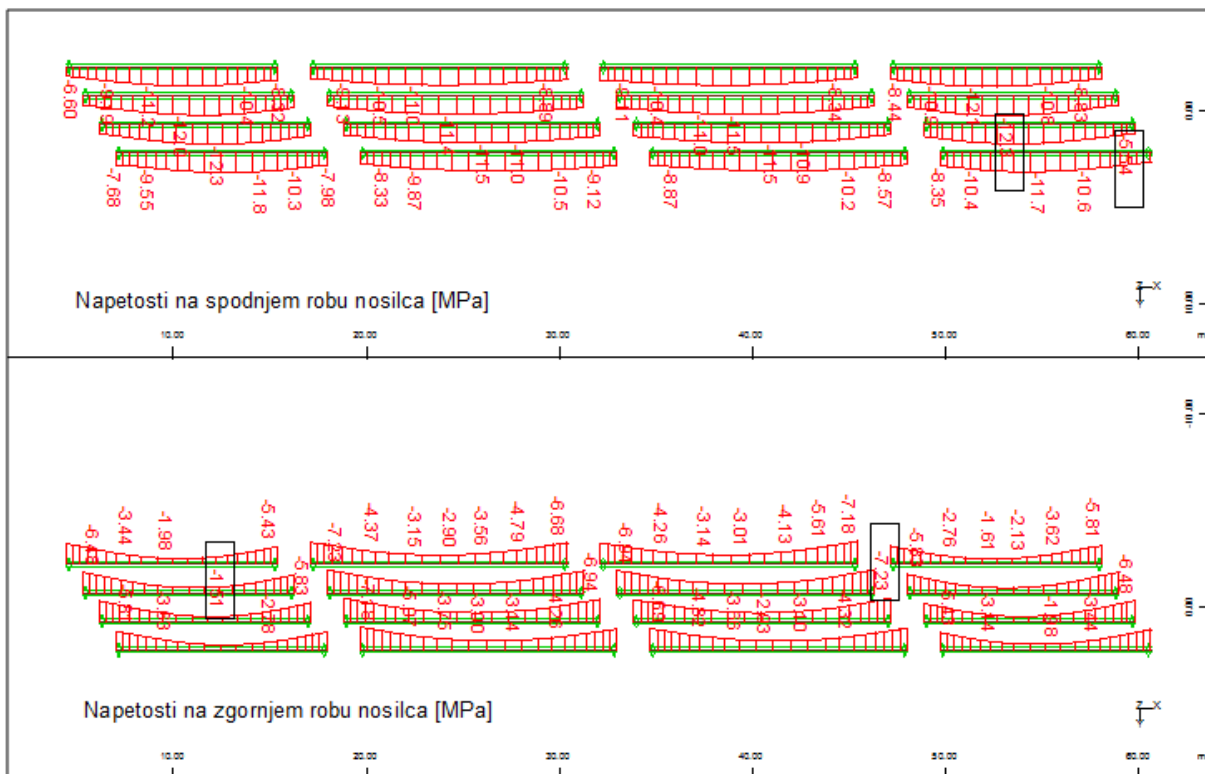
Iz razporeditev napetosti, prikazanih na sliki 115 oziroma 116, ugotovimo, da so tlačne napetosti v betonu povsod manjše od dovoljenih.

$$\sigma_c = |-2,96 \text{ kN/cm}^2| \leq \sigma_{c,\max} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

V končnem stanju izvedemo tudi kontrolo tlačnih napetosti v betonu pri navidezno stalni kombinaciji vplivov. Pri uporabi linearne teorije lezenja betona tlačne napetosti v betonu ne smejo preseči 45% vrednosti karakteristične tlačne trdnosti betona.

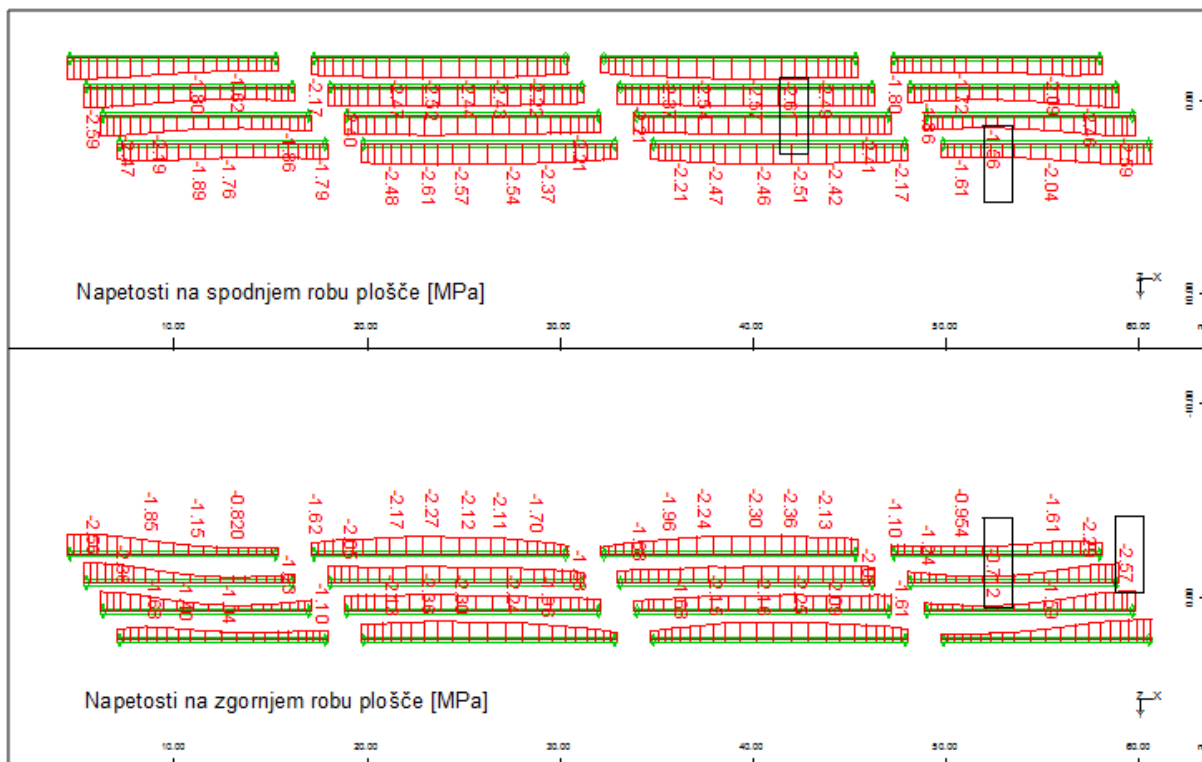
$$\sigma_{c,\max} = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 5,0 \text{ kN/cm}^2 = 2,25 \text{ kN/cm}^2 \quad (77)$$

Na sliki 117 prikazujemo napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.



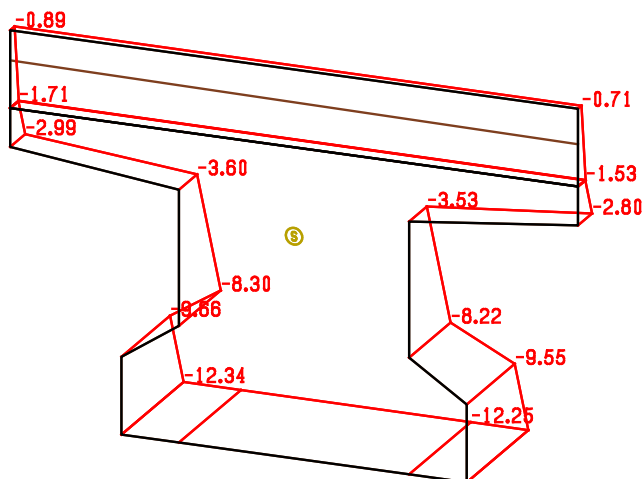
Slika 117: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu nosilcev pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

Na sliki 118 pa prikazujemo napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.



Slika 118: Napetosti v betonu na spodnjem in zgornjem robu plošče nad nosilci pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

Razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu na mestu največjih tlačnih napetosti prikazujemo na sliki 119.



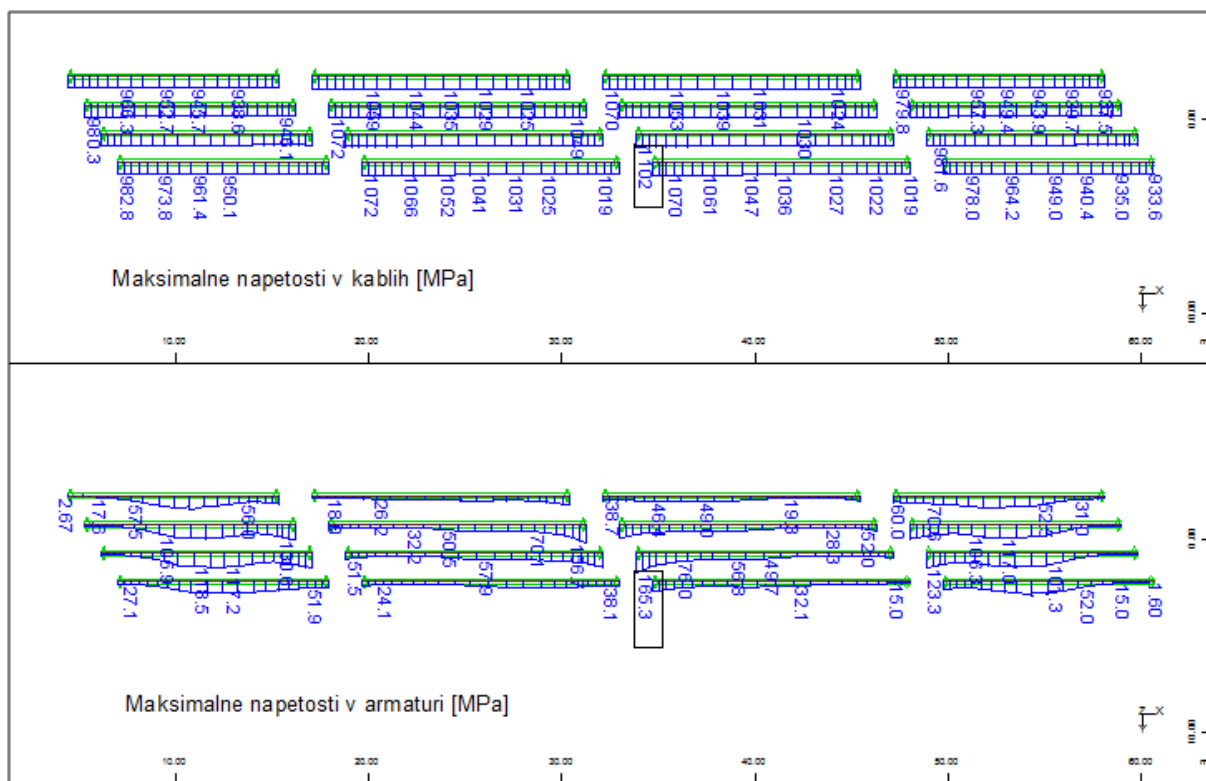
Slika 119: Razporeditev normalnih napetosti po betonskem prečnem prerezu na mestu največjih tlačnih napetosti pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe

Iz rezultatov napetosti na slikah 118 in 119 ugotovimo, da je tudi v primeru navidezno stalne kombinacije vplivov kontrola tlačnih napetosti izpolnjena.

$$\sigma_c = |-1,23 \text{ kN/cm}^2| \leq \sigma_{c,\text{max}} = 2,25 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

6.3.2.6 Kontrole napetosti v armaturi in kabljih

Da preprečimo nastanek nesprejemljivih razpok in pretirano deformiranje armature, preverimo še napetosti v armaturi in kabljih pri karakteristični kombinaciji vplivov. Natezne napetosti moramo omejiti na 80% oziroma 75% natezne trdnosti jekla za armiranje oziroma prednapenjanje. Napetosti v armaturi in kabljih prikazujemo na sliki 117.



Slika 120: Napetosti v kabljih in armaturi pri karakteristični kombinaciji vplivov

Največjo natezno napetost v armaturi oziroma kabljih izračunamo s pomočjo izrazov (78) in (79).

$$\sigma_{p,\max} = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 177 \text{ kN/cm}^2 = 132,75 \text{ kN/cm}^2, \quad (78)$$

$$\sigma_{s,\max} = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 50 \text{ kN/cm}^2 = 40,00 \text{ kN/cm}^2. \quad (79)$$

Iz rezultatov na sliki 117 ugotovimo, da so natezne napetosti v armaturi oziroma kabljih manjše od največjih dovoljenih napetosti.

$$\sigma_p = 110,2 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{p,\max} = 132,75 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

$$\sigma_s = 16,53 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{s,\max} = 40,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

6.3.2.7 Kontrola širine razpok

Kot smo že predhodno omenili, obravnavano konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti XS1. Skladno s preglednico 27 iz poglavja 5.3.1. moramo za prednapete betonske elemente s povezanimi kablji preveriti stanje dekompresije (glej razdelek 6.3.2.4), širine razpok pa načeloma ni potrebno preveriti. Čeprav večjih razpok v konstrukciji ne pričakujemo, izvedemo kontrolo širine pri karakteristični kombinaciji vplivov, pri čemer predpostavimo največjo dovoljeno računsko širino razpoke $w_{max} = 0,2$ mm. V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2004 lahko pogoju zadostimo tudi s primerno izbiro premera in medosne oddaljenosti vzdolžnih armaturnih palic. V preglednici 29 podajamo največji premer armaturnih palic, v preglednici 30 pa največjo medosno oddaljenost in sicer v odvisnosti od računske napetosti armature in največje dovoljene računske širine razpoke w_{max} .

Preglednica 29: Največji premer palic Φ_s^* glede na omejitve širine razpok (SIST EN 1992-1-1-2004)

Steel stress ² [MPa]	Maximum bar size [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Preglednica 30: Največja medosna oddaljenost armaturnih palic glede na omejitve širine razpok (SIST EN 1992-1-1:2004)

Steel stress ² [MPa]	Maximum bar spacing [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Računsko natezno napetost v armaturi pri karakteristični kombinaciji vplivov smo določili v razdelku 6.3.2.6. in znaša:

$$\sigma_s = 165,3 \text{ Mpa.}$$

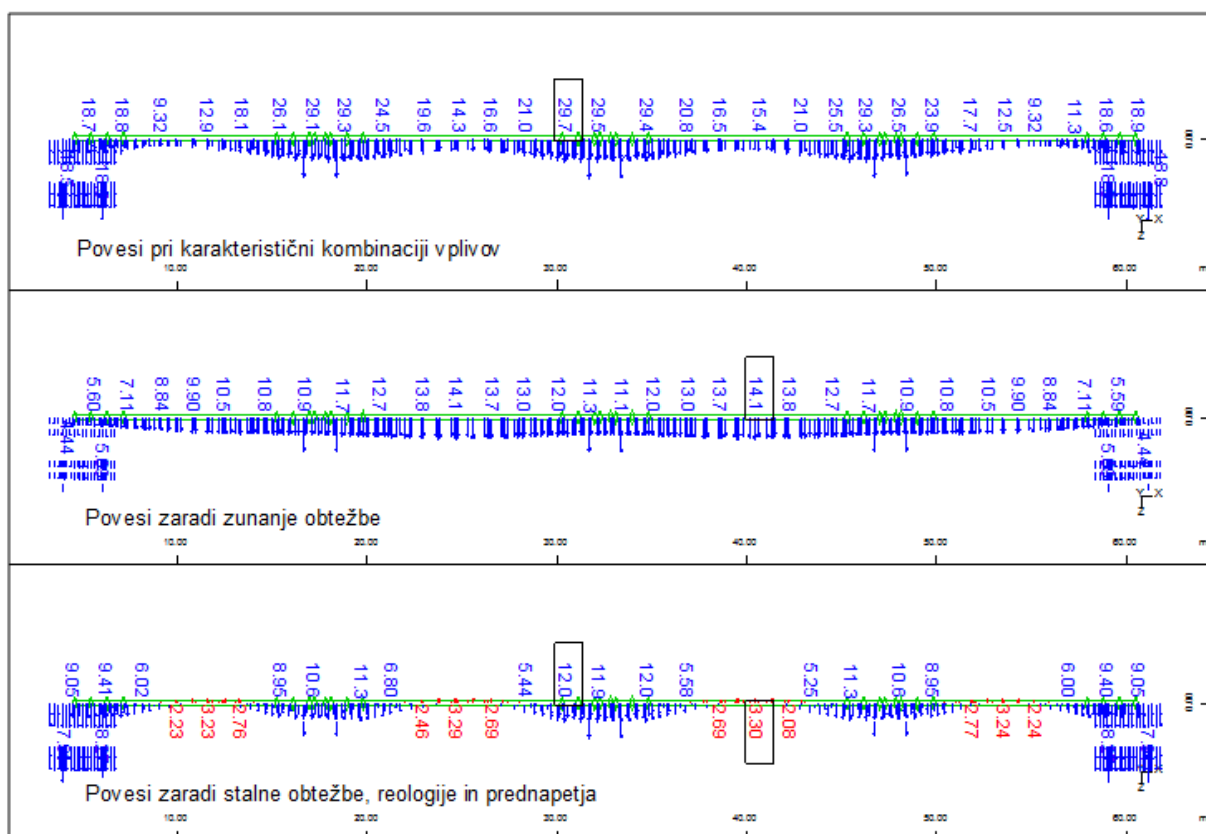
Iz preglednic 29 in 30 odčitamo največji premer palic Φ_s^* in največjo medosno oddaljenost armaturnih palic s_{max} :

$$\Phi_s^* = 22,7 \text{ mm,}$$

$$s_{max} = 193,4 \text{ mm.}$$

6.3.2.8 Kontrola povesov

Povese konstrukcije preverimo pri karakteristični kombinaciji vplivov z upoštevanjem navpične prometne obtežbe. Največje povesi pričakujemo na sredini razpetine posameznega polja preklade. Pri tem ne upoštevamo diferenčnih posedkov podpor. Povesi omejimo na $L/600$. Na sliki 121 prikazujemo ovojnico navpičnih povesov.



Slika 121: Povesi prekladne konstrukcije pri karakteristični kombinaciji vplivov (v milimetrih)

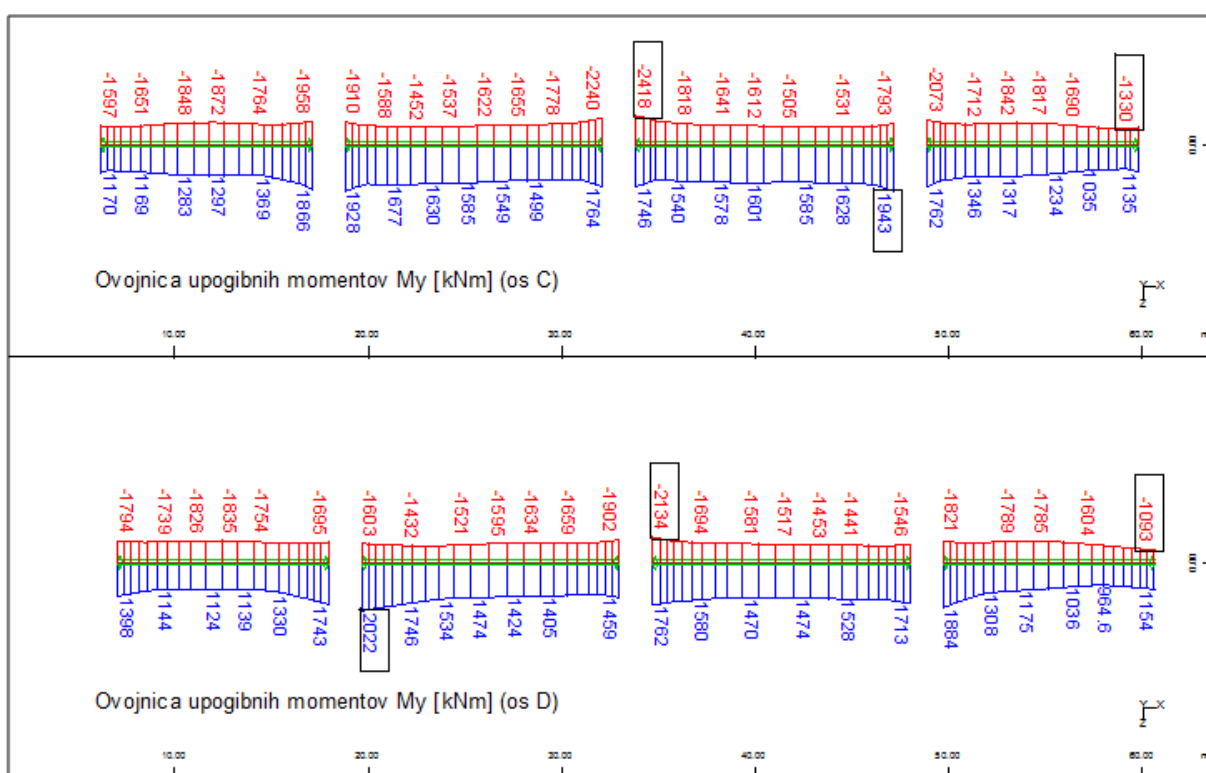
Iz rezultatov na sliki 121 ugotovimo, da so navpični povesi na sredini razpetine posameznega polja prekladne konstrukcije celo manjši od povesov preklade ob podpori. To pomeni, da se kljub delovanju zunanje obtežbe polje prekladne konstrukcije zaradi vpliva prednapetja dvigne. Kontrola povesov torej ni potrebna.

6.3.3 Kontrole za MSN

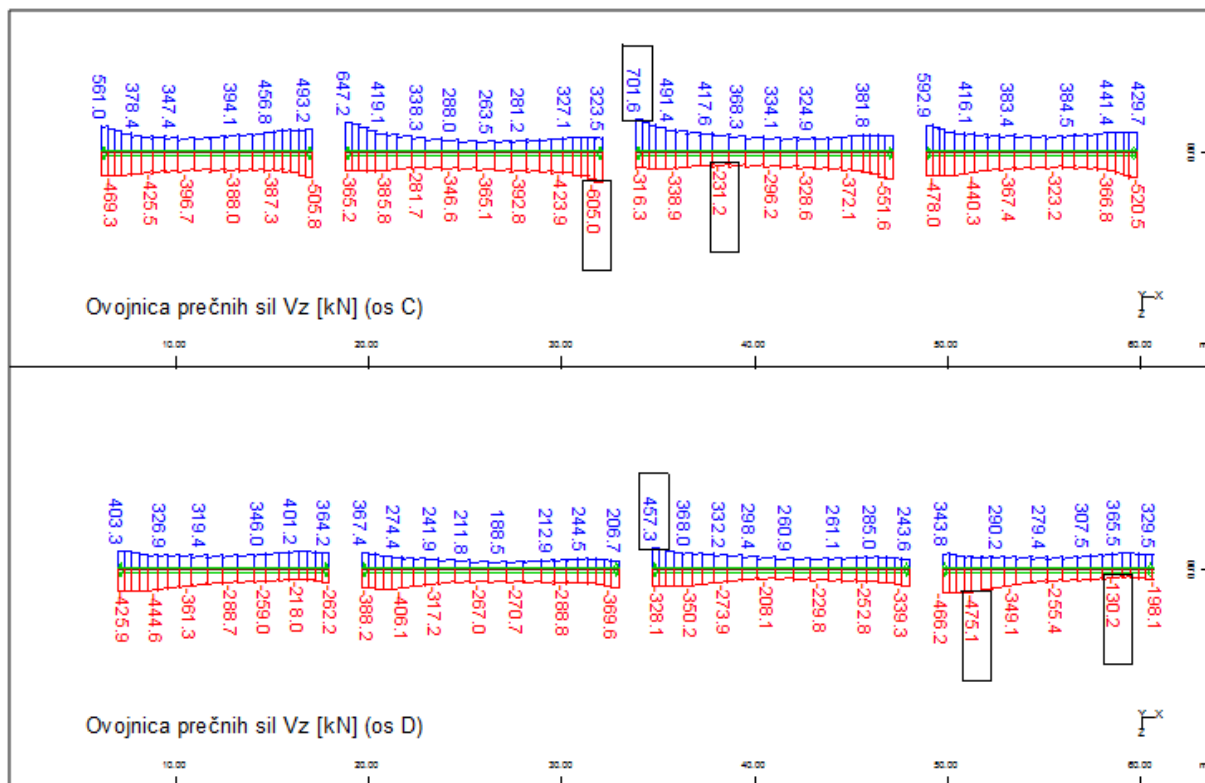
V tem razdelku dimenzioniramo sovprežni nosilec na osno-upogibno in strižno obremenitev. Dodatno dimenzioniramo tudi armaturo v plošči nad nosilci.

6.3.3.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

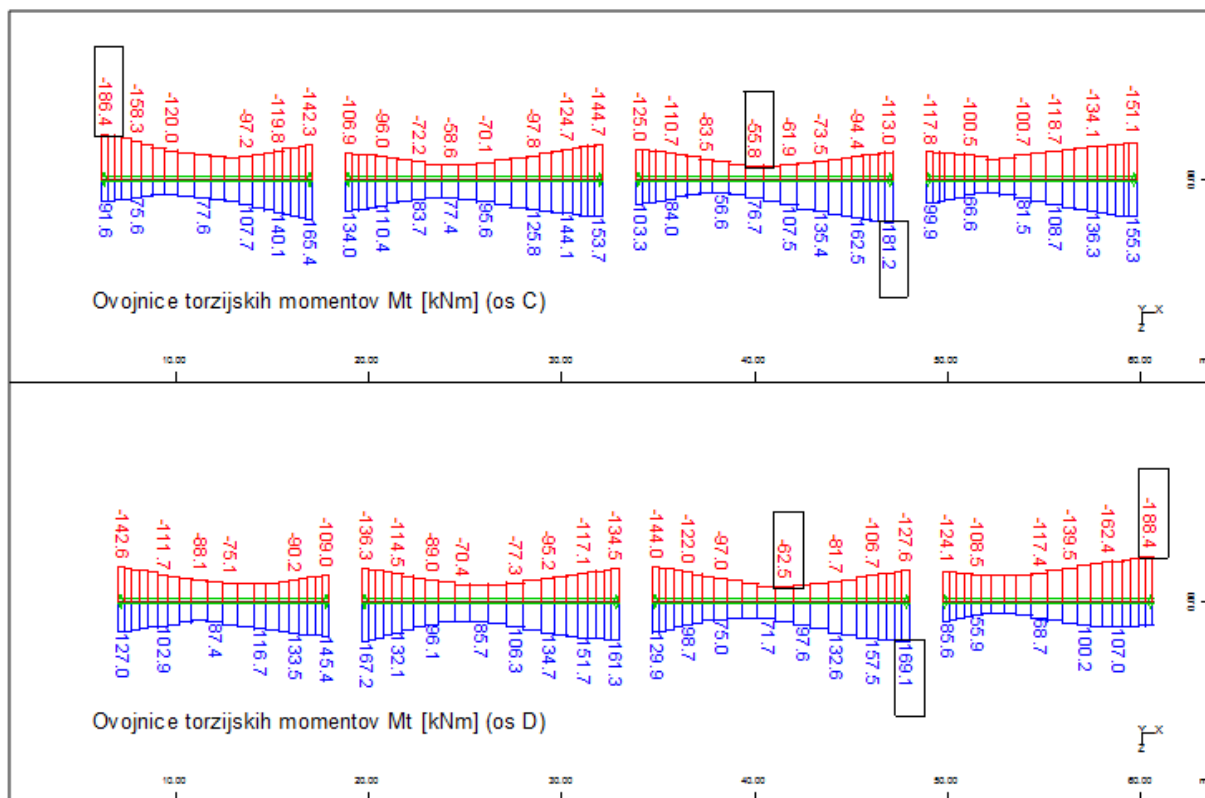
Projektne vrednosti obremenitev za stalna in začasna projektna stanja tvorimo v skladu z izrazom (71) iz poglavja 6.3.1. Na slikah od 119 do 122 prikazujemo ovojnice projektnih obremenitev v nosilcih v osi C in D za stalna in začasna projektna stanja.



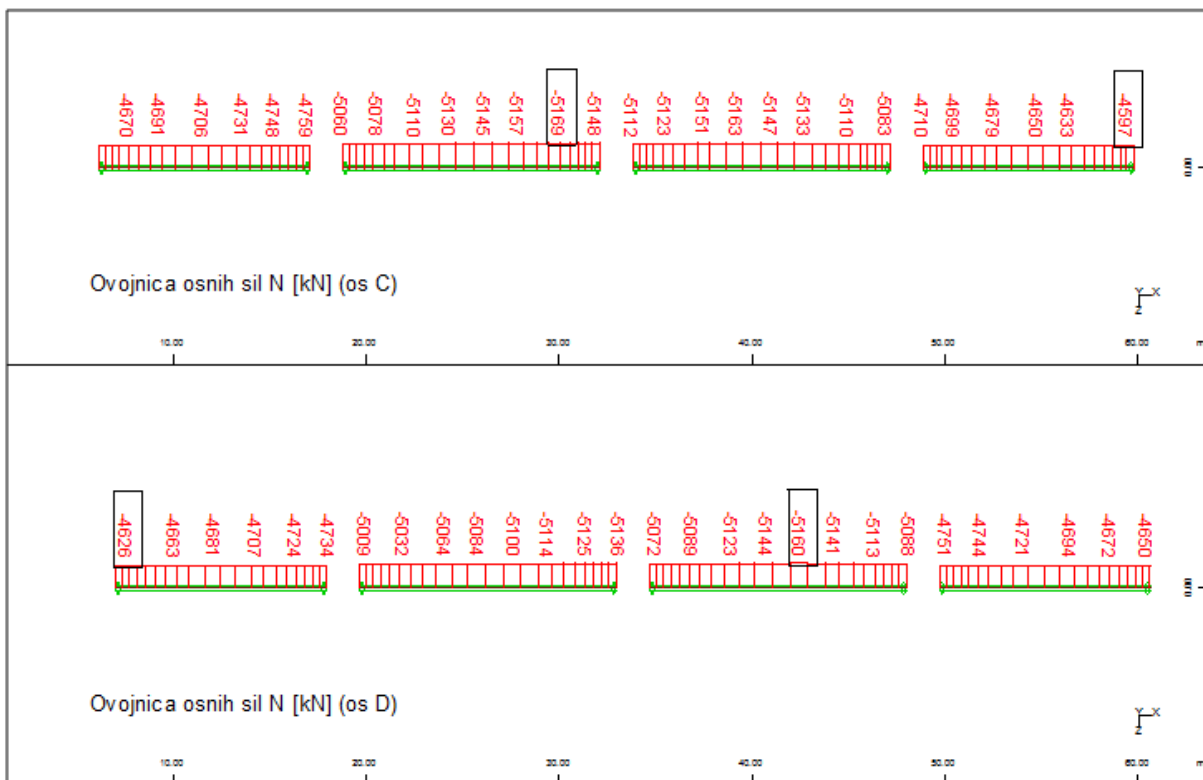
Slika 122: Ovojnice upogibnih momentov v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja



Slika 123: Ovojnice prečnih sil v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja



Slika 124: Ovojnice torzijskih momentov v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja

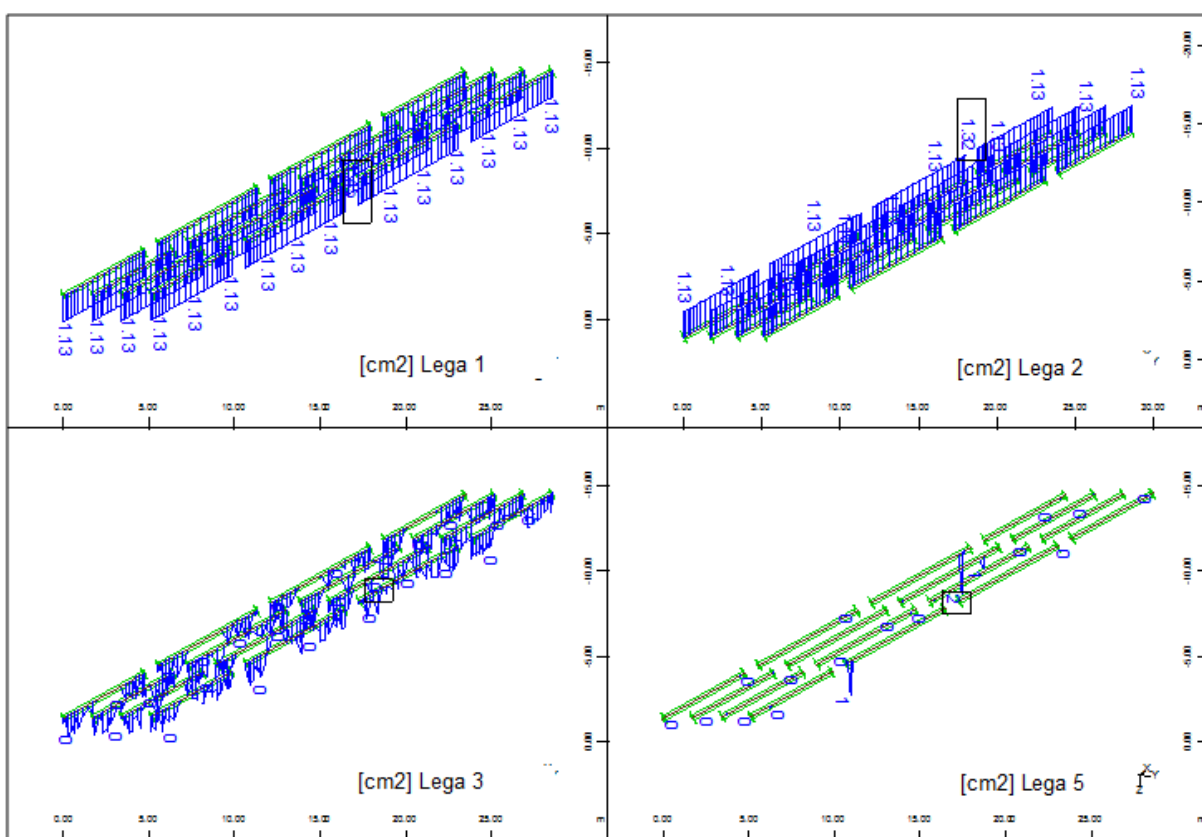


Slika 125: Ovojnice osnih sil v nosilcih v osi C in D pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja

6.3.3.2 Dimenzioniranje vzdolžne armature sovprežnega prereza na osno-upogibno in torzijsko obremenitev

Prekladno konstrukcijo dimenzioniramo na osno-upogibno obremenitev iz prejšnjega razdelka in izračunamo potrebno vzdolžno armaturo v prerezu. Pri računu upoštevamo tudi prednapete kable.

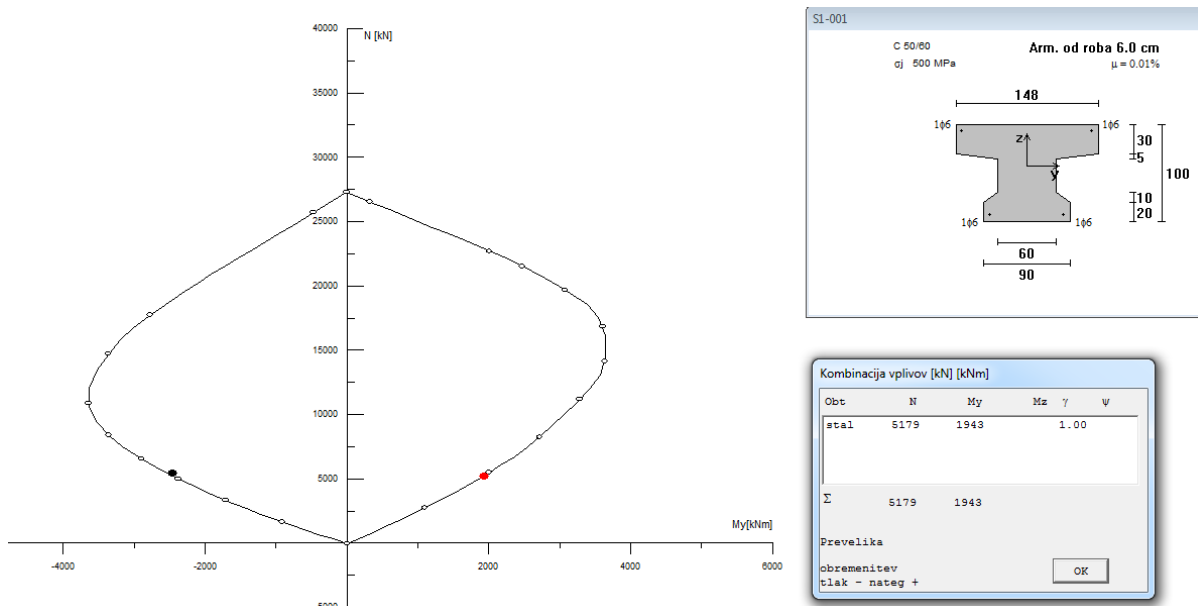
Račun potrebne armature opravimo s programom Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013), ki omogoča prikaz potrebne količine armature v vnaprej izbranih legah (glej sliko 59). Rezultate dimenzioniranja prikazujemo na sliki 123.



Slika 126: Potrebna vzdolžna armatura v sovprežnem nosilcu za prevzem osno-upogibnih obremenitev v MSN

Ugotovimo, da računski vzdolžna armatura ni potrebna.

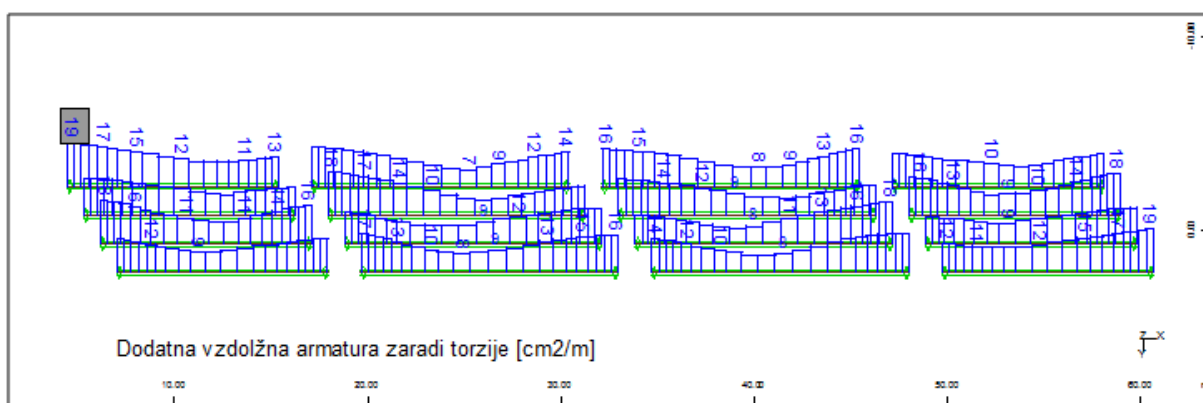
Predstavljeni rezultate dimenzioniranja vzdolžne armature preverimo še s programom DIAS (IKPIR, FAGG, 1999). V sovprežnem prerezu izberemo minimalno vzdolžno armaturo, t.j. 4 palice s premerom $\Phi 6$ mm. Kontrolo izvedemo za maksimalni in minimalni upogibni moment s pripadajočo osno silo. Vpliv prednapetja upoštevamo kot zunanjo tlačno obremenitev. Na sliki 127 prikazujemo interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti sovprežnega prereza in mejni obremenitvi.



Slika 127: Kontrola osno-upogibne nosilnosti sovprežnega prereza v programu DIAS

Ugotovimo, da ima sovprežni prerez že z minimalno količino vzdolžne armature zadostno osno-upogibno nosilnost. Podobne ugotovitve veljajo tudi za račun s programom Sofistik.

V nadaljevanju dimenzioniramo vzdolžno armaturo prečnega prereza še na torzijsko obremenitev. Program Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013) izpiše potrebno količino vzdolžne armature zaradi torzijske obremenitve na tekoči meter v obliki $\frac{A_{s,potr}}{u_k}$. Potrebne količine vzdolžne armature prikazujemo na sliki 128.



Slika 128: Dodatna vzdolžna armatura v nosilcu za prevzem torzijskih obremenitev v MSN

Največja potrebna armatura v nosilcu je:

$$\frac{A_{s,potr}}{u_k} = 19 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Vzdolžno armaturo enakomerno porazdelimo po obodu ploskve u_k glede na dolžino posamezne stranice (glej sliko 59).

Potrebno vzdolžno armaturo za lego 1 in 2 izračunamo z upoštevanjem dolžine stranice 0,44 m:

$$A_{s,\text{potr}} = 19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 0,44 \text{ m} = 8,36 \text{ cm}^2$$

Potrebno armaturo za lego 3 pa izračunamo z upoštevanjem dolžine stranice 0,66 m:

$$A_{s,\text{potr}} = 19 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 0,66 \text{ m} = 12,54 \text{ cm}^2$$

6.3.3.3 Dimenzioniranje prečne armature sovprežnega prereza na strižno in torzijsko obremenitev

Pri prednapetih nosilcih z večjim številom kablov moramo pri računu strižne odpornosti upoštevati efektivno širino prereza, pri kateri prečni prerez oslabimo zaradi prisotnosti kablov. Širino prereza reduciramo v primeru, če velja:

$$\Phi > b_w/8. \quad (80)$$

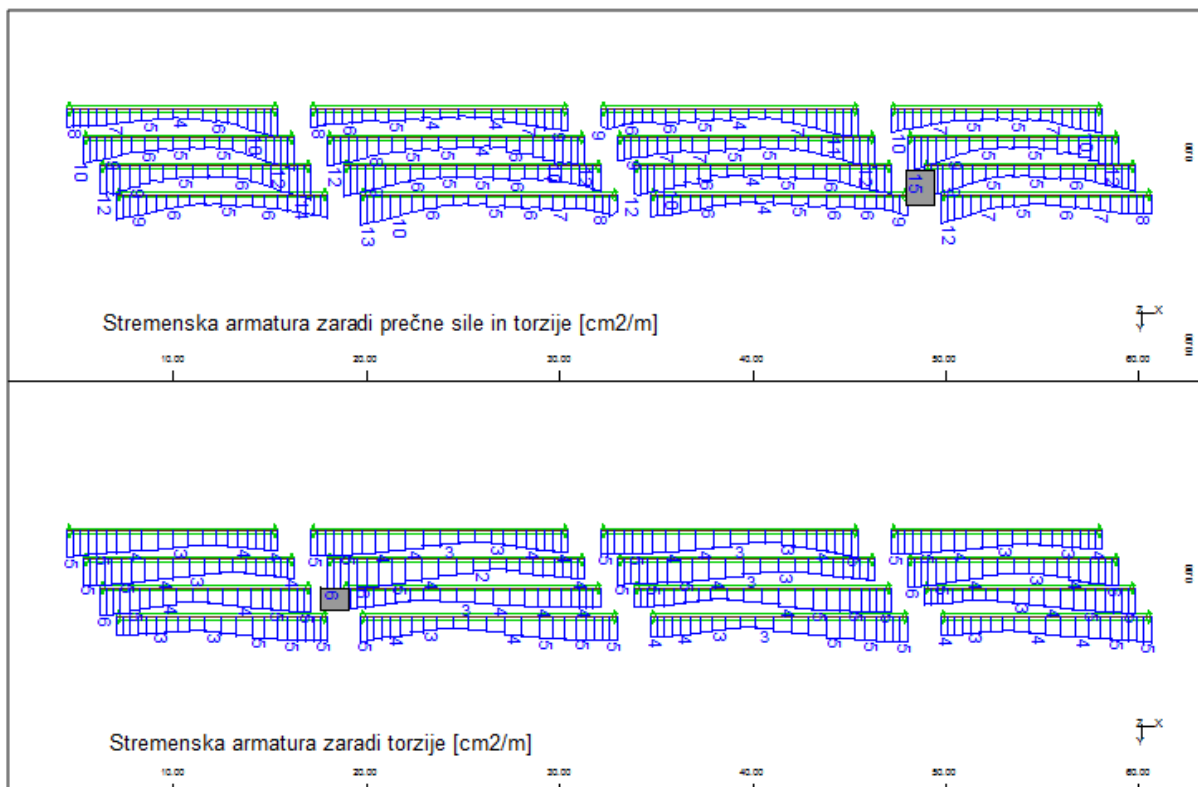
$$100 \text{ mm} > \frac{600\text{mm}}{8} = 75 \text{ mm}$$

V računu strižne odpornosti prereza torej upoštevamo efektivno širino prereza, ki jo izračunamo po izrazu:

$$b_{w,\text{nom}} = b_w - 0,5 \cdot \sum \Phi. \quad (81)$$

$$b_{w,\text{nom}} = 600\text{mm} - 0,5 \cdot 200\text{mm} = 500\text{mm}$$

Potrebno količino strižne armature izračunano s programom Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013). Rezultate računa prikazujemo na sliki 129.



Slika 129: Potrebna strižna armatura v MSN za prevzem prečnih sil in torzije

Strižno armaturo izvedemo v obliki stremen. Izbiro armature poenostavimo tako, da vzdolž vseh nosilcev zagotovimo enako količino stremenske armature in sicer:

$$A_{sw}/s = 15 \text{ cm}^2/\text{m} .$$

Izberemo 2 strižno streme $\Phi 14$ na razdalji $s = 15 \text{ cm}$:

$$\Phi 14/15 \text{ cm}, n = 2 \rightarrow (A_{sw}/s)_{dej} = 20,52 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

V nadaljevanju preverimo, ali je količina izbrane strižne armature večja od minimalne količine strižne v prerezu, ki ga določimo z izrazom:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} . \quad (82)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{50}}{500} = 0,0011$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 1,54}{15 \cdot 90} = 0,0023 > \rho_{w,min} = 0,0011$$

Preverimo tudi največjo dovoljeno razdaljo med strižno armaturo in minimalni prečni prerez palice strižne armature.

Največjo vzdolžno razdaljo med strižno armaturo določimo z izrazom:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha). \quad (83)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot 93,8 \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 70,35 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\Phi_{vzd}}{2} \quad (84)$$

$$d = 100 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm} - \frac{2,0 \text{ cm}}{2} = 93,8 \text{ cm}$$

Največjo prečno razdaljo med kraki v skupini strižnih stremen določimo z izrazom:

$$s_{t,max} = \min\{0,75 \cdot d; 600 \text{ mm}\}. \quad (84)$$

$$s_{t,max} = \min\{703,5 \text{ mm}; 600 \text{ mm}\} = 600 \text{ mm}$$

Najmanjši prerez palic strižne armature pa določimo po enačbi:

$$\Phi_{st,min} = \max\left\{6 \text{ mm}; \frac{\Phi_{vzd,max}}{4}\right\}. \quad (85)$$

$$\Phi_{st,min} = \max\{6 \text{ mm}; 5 \text{ mm}\} = 6 \text{ mm}$$

Program Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013) v okviru analize preveri tudi odpornost tlačnih razpor.

6.3.3.4 Strižna armatura med ploščo in nosilci

Sovprežno delovanje plošče in nosilcev zagotovimo z ustrežno strižno povezavo v obliki stremenske armature. Potrebna količina strižne armature med betoni različnih starosti je odvisna predvsem od velikosti prečne sile. V prečnem prerezu z največjo prečno silo izpišemo vrednost strižnega toka na stiku med ploščo in nosilcem, ki je (glej sliko 130):

$$q = -1083,80 \text{ kN/m}.$$

Stresses [MPa]											
Beam	x [m]	NoS	LC	M	A	sig-	sig+	tau	sig-I	sig-II	sig-s
						H sig-1-	H sig-1+	H tau-Vz	H tau-T	H sig-s	H dsig-s
						Q sig-2-	Q sig-2+	Q tau-Vy	Q tau-T2	Q sig-W-	Q sig-W+
						C sig-c0	C sig-c1	C sig-c2	C sig-ct	C sig-z	C dsig-z
Total System			MIN	1	A	5.30	-6.92	0.00			0.00
					H	-13.45	-17.03	0.00	0.00		
					Q	-9.83	-9.45	0.00			
					V	-9.58			-1083.80 [kN/m]		-6372.1
					C	-7.32	-17.03	-17.18			
Total System			MAX	1	A	-17.18	9.86	3.88	9.86	-17.18	1044.57
					H	7.55	9.58	2.62	2.91	-91.16	70.59
					Q	6.05	5.98	0.65			
					V	5.62			1080.86 [kN/m]		4386.3
					C	0.00	0.00	0.00	8.97	1044.57	Az, red=Az
Total System			MIN	2	A	28.71	-33.67				
Total System			MAX	2	A	-91.16	43.58				
Total System			MIN	3	A	0.26	0.00	0.00			0.00
					H	-1.24	-0.47	0.00	0.00		
					Q	-0.28	-0.22	0.00			
					C	-0.01	-1.24	-1.39			

Slika 130: Napetosti v prerezu z največjo prečno silo

Ob upoštevanju širine stične ploskve $b = 1,48$ m v nadaljevanju izračunamo strižno napetost na stični ploskvi med nosilcem in ploščo:

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (86)$$
$$v_{Ed1} = \frac{|-1083,80|}{1,48} = 732,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,07323 \text{ kN/cm}^2$$

V enačbi (86) je V_{Ed} prečna sila, z je ročica notranjih sil sovprežnega dela in b_i širina stične ploskve med nosilcem in ploščo.

Projektno strižno odpornost stika izračunamo z enačbo (87).

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd}(\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha). \quad (87)$$

Faktorja c in μ v enačbi (87) sta odvisna od hrapavosti stične ploskve, f_{ctd} je projektna natezna trdnost betona (v obravnavanem primeru betona trdnostnega razreda C50/60), σ_n je normalna napetost na površini stične ploskve, ρ pa količnik med ploščino prečnega prereza strižne armature A_s , ki prečka stik, ploščino stika A_i . Faktor α je kot, pod katerim stremena prečkajo stik (upoštevamo $\alpha = 90^\circ$).

Projektno natezno trdnost betona izračunamo s pomočjo izraza:

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_s \quad (88)$$
$$f_{ctd} = 0,29 / 1,5 = 0,193 \text{ kN/cm}^2$$

Faktorja c in μ , ki sta odvisna od hrapavosti stične ploskve, odčitamo iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 na strani 93. Standard loči 4 različne tipe stičnih površin in sicer zelo gladke, gladke, hrapave ali nazobčane. Za gladko površino brez dodatne površinske obdelave po vibriranju sta vrednosti faktorjev c in μ sledeči a:

$$c = 0,35,$$
$$\mu = 0,6.$$

Potrebno količino strižne armature, ki prečka stično ploskev med ploščo in nosilcem, izračunamo s pomočjo naslednjega pogoja:

$$v_{Rd,i} > v_{Ed1} \quad (88)$$

Pri določitvi strižne odpornosti stika zanemarimo normalne napetosti na ploskvi σ_n . S kratkim računom dobimo potrebno količino strižne armature.

$$A_{s1, \text{potr}} \geq \frac{v_{Ed1} - c \cdot f_{ctd}}{f_{yd} \cdot \mu} \cdot A_i = \frac{0,07323 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0,06755 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{26,088 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 148 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}$$

$$A_{s1, \text{potr}} \geq 3,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Potrebna količina strižne armature na stiku med ploščo in nosilcem je manjša od strižne armature, ki jo moramo zagotoviti v nosilcu za prevzem prečne sile in torzijskega momenta. Zadostno strižno odpornost stične ploskve med nosilcem in ploščo zagotovimo kar z vodenjem stremenske armature za prevzem prečne sile in torzijskega momenta iz nosilca v ploščo.

6.3.3.5 Minimalna količina vzdolžne armature v nosilcih

V natezni coni nosilca moramo zagotoviti vsaj minimalno količino vzdolžne armature $A_{s, \text{min}}$, s katero preprečimo krhko porušitev in omejimo razpoke. Izračunamo jo z naslednjim izrazom:

$$A_{s, \text{min}} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (89)$$

Pri tem je f_{ctm} srednja vrednost nazivne natezne trdnosti betona, f_{yk} karakteristična meja elastičnosti jekla, b_t srednja širina natezne cone in d statična višina prečnega prereza.

Statična višina prereza je:

$$d = h - c_{\text{nom}} - \Phi_{\text{st}} - \frac{\Phi_{\text{vz}}}{2} \quad (90)$$

$$d = 100 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm} - 1,0 \text{ cm} - \frac{2,0 \text{ cm}}{2} = 92,5 \text{ cm}$$

Minimalna količina vzdolžne armature v primeru, da je natezna cona na spodnji strani sovprežnega prereza, je:

$$A_{s, \text{min}, 1} = 0,26 \cdot \frac{0,41 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 90 \text{ cm} \cdot 92,5 \text{ cm} = 17,8 \text{ cm}^2.$$

Minimalna količina vzdolžne armature v primeru, da je natezna cona na zgornji strani sovprežnega prereza, pa je:

$$A_{s, \text{min}, 1} = 0,26 \cdot \frac{0,41 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 148 \text{ cm} \cdot 92,5 \text{ cm} = 29,2 \text{ cm}^2.$$

6.3.3.6 Armatura za preprečitev krhke porušitve prekladne konstrukcije

Armaturu za preprečitev krhke porušitve prekladne konstrukcije zaradi korozije oz. odpovedi prednapetih kablov izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$A_{s,\min,2} = \frac{M_{\text{rep}}}{z_s \cdot f_{yk}} \quad (91)$$

V enačbi (91) je M_{rep} upogibni moment, ki povzroči prvo razpoko in ga izračunamo z upoštevanjem ustrezne natezne trdnosti betona $f_{\text{ctx}} (f_{\text{ctx}} = f_{\text{ctm}})$ v skrajnih nateznih vlaknih prečnega prereza brez upoštevanja učinka prednapetja. z_s je ročica notranjih sil v mejnem stanju nosilnosti glede na težišče mehke armature ($z_s \cong 0,9 \cdot d$), f_{yk} pa karakteristična meja elastičnosti jekla.

Potrebni izrazi za račun upogibnega momenta M_{rep} so:

$$W_{\text{sp}} = \frac{I_y}{z_{T,\text{sp}}} \quad (92)$$

$$W_{\text{zg}} = \frac{I_y}{z_{T,\text{zg}}} \quad (93)$$

$$M_{\text{rep}} = W_{\text{sp(zg)}} \cdot f_{\text{ctm}} \quad (94)$$

V nadaljevanju izračunamo potrebno količino armature za preprečitev krhke porušitve prekladne in sicer v primeru, da je natezna cona na zgornji oziroma spodnji strani sovprežnega nosilca.

- Natezna armatura zgoraj

$$W_{\text{zg}} = \frac{9106000 \text{ cm}^4}{42,88 \text{ cm}} = 212360,1$$

$$M_{\text{zg}} = 212360,1 \text{ cm}^3 \cdot 0,41 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 87067,6 \text{ kNcm}$$

$$A_{s,\min,2} = \frac{87067,6 \text{ kNcm}}{0,9 \cdot 92,7 \text{ cm} \cdot 50 \text{ kN/cm}^2} = 20,9 \text{ cm}^2$$

- Natezna armatura spodaj

$$W_{\text{sp}} = \frac{9106000 \text{ cm}^4}{57,12 \text{ cm}} = 159418,8 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{sp}} = 159418,8 \text{ cm}^3 \cdot 0,41 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 65361,7 \text{ kNcm}$$

$$A_{s,\min,2} = \frac{65361,7 \text{ kNcm}}{0,9 \cdot 92,7 \text{ cm} \cdot 50 \text{ kN/cm}^2} = 15,7 \text{ cm}^2$$

6.3.3.7 Izbira armature

Pri izbiri armature upoštevamo vse predhodne zahteve. Tako je potrebna količina vzdolžne armature na spodnji strani nosilca sledeča (glej lego 1 na sliki 59):

- osno-upogibna in torzijska obremenitev: $A_{s,potr} = 8,36 \text{ cm}^2$
- minimalna vzdolžna armatura: $A_{s,min,1} = 17,8 \text{ cm}^2$
- preprečitev krhke porušitve preklade: $A_{s,min,2} = 15,7 \text{ cm}^2$

→ Izberemo $6\Phi 20$, $A_{s,dej} = 18,85 \text{ cm}^2$

Potrebna količina vzdolžne armature na zgornji strani nosilca pa je (glej lego 2 na sliki 59):

- osno-upogibna in torzijska obremenitev: $A_{s,potr} = 8,36 \text{ cm}^2$

→ Izberemo $4\Phi 18$, $A_{s,dej} = 10,18 \text{ cm}^2$

Potrebna vzdolžna armatura v stojini nosilca je (glej lego 3 na sliki 59):

- osno-upogibna in torzijska obremenitev: $A_{s,potr} = 2 \cdot 12,54 \text{ cm}^2$

→ Izberemo $2 \cdot 6\Phi 18$, $A_{s,dej} = 2 \cdot 15,27 \text{ cm}^2$

Potrebna količina vzdolžne armature v plošči je (pozicija 5 na sliki 59):

V plošči predvidimo armaturo na zgornji in spodnji strani. To pomeni, da na širini plošče $b = 1,48 \text{ m}$ potrebno količino armature razdelimo na 2 dela.

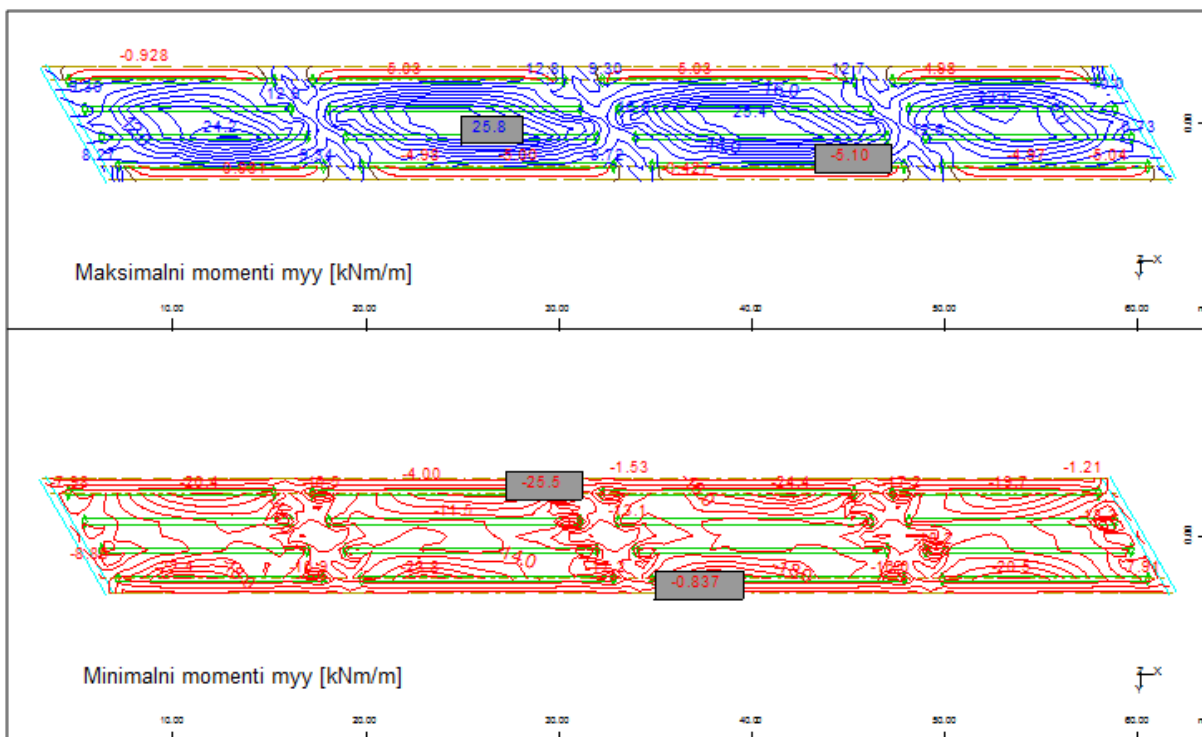
- osno-upogibna in torzijska obremenitev: $A_{s,potr} = 0 \text{ cm}^2$
- minimalna vzdolžna armatura: $A_{s,min,1} = 29,2 \text{ cm}^2$
- preprečitev krhke porušitve preklade: $A_{s,min,2} = 20,9 \text{ cm}^2$

→ Izberemo $2 \cdot 10\Phi 14$, $A_{s,dej} = 30,78 \text{ cm}^2$

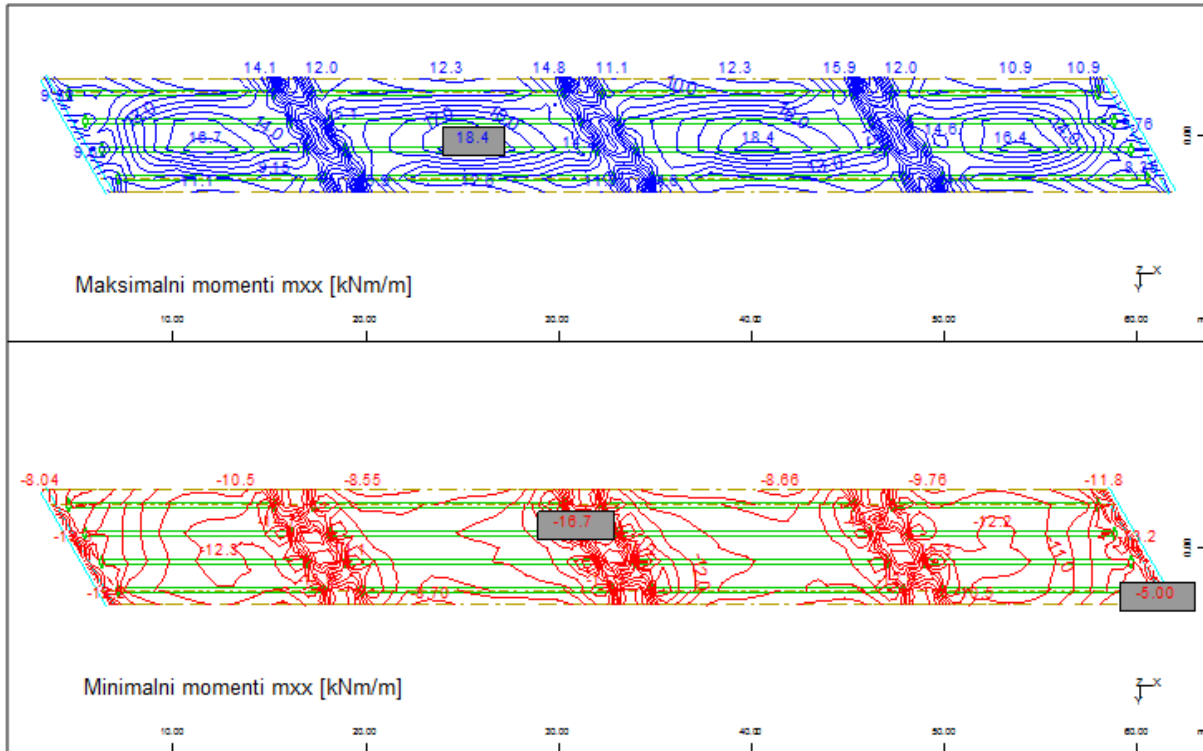
6.3.3.8 Dimenzioniranje plošče

V tem delu naloge dimenzioniramo ploščo v prečni smeri na projektne obremenitve za stalna in začasna projektna stanja v MSN. Armaturo v plošči izračunamo s pomočjo programa Sofistik (SOFiSTiK AG, 2013), v katerem predpostavimo, da znaša oddaljenost zgornje oziroma spodnje armature od roba plošče 6 cm.

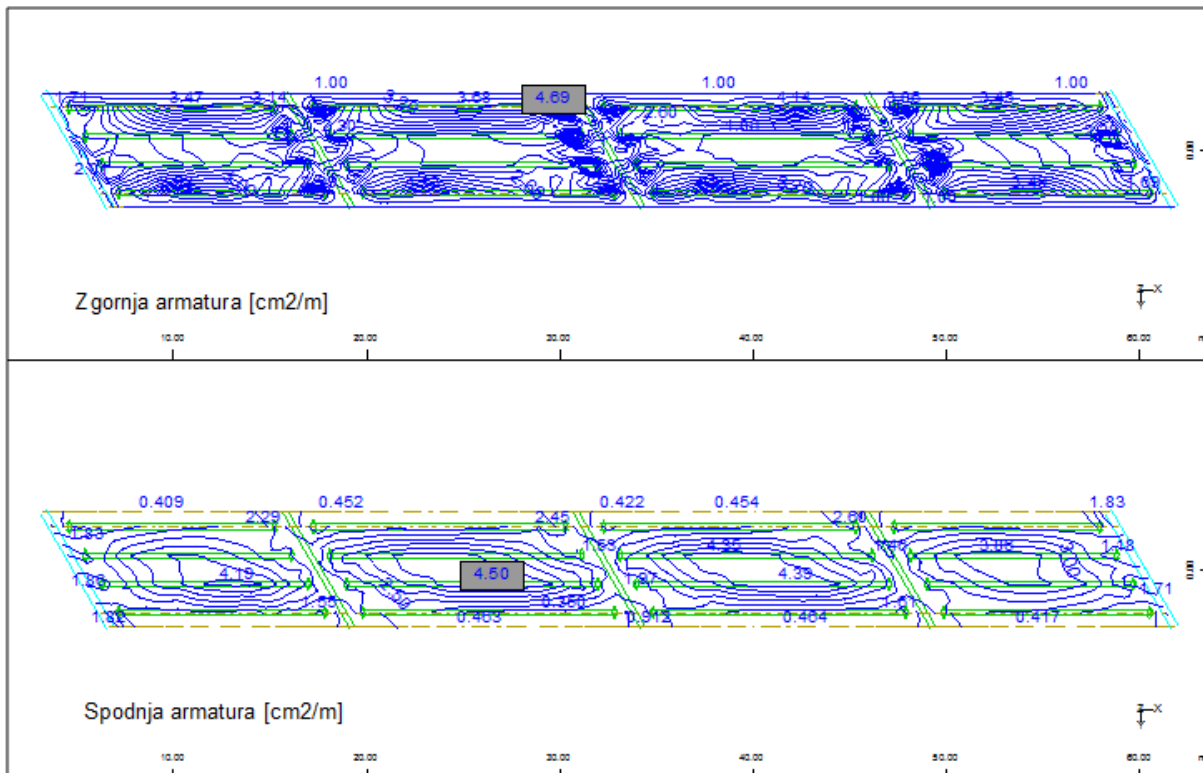
Na sliki 131 in 132 prikazujemo projektne upogibne momente m_{xx} in m_{yy} v plošči pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja.



Slika 131: Ovojnica upogibnih momentov m_{yy} v plošči pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja.

Slika 132: Ovojnica upogibnih momentov m_{yy} v plošči pri kombinaciji vplivov za stalna in začasna projektna stanja.

Potrebno količino zgornje oziroma spodnje armature v prečni smeri plošče prikazujemo na sliki 132.



Slika 133: Potrebna količina prečne armature v plošči

V nadaljevanju izpišemo največje vrednosti potrebne količine zgornje in spodnje armature v plošči nad nosilci.

$$A_{s,zg,potr} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Izberemo } \Phi 10/15 \text{ cm } (A_{s,dej} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{s,sp,potr} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Izberemo } \Phi 10/15 \text{ cm } (A_{s,dej} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Izbrano armaturo enakomerno razporedimo po celotni površini plošče.

Na koncu preverimo, ali je izbrana armatura večja od minimalnih zahtev (glej enačbo (84)).

$$d = 20 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm} - \frac{1,2 \text{ cm}}{2} = 13,9 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{0,41 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 13,9 \text{ cm} = 2,96 \text{ cm}^2$$

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in projektirali prednapeto prekladno konstrukcijo železniškega mostu preko Škocjanskega zatoka na kontejnerskem terminalu v Luki Koper. Obravnavana konstrukcija je bila zasnovana kot integralni most preko 4 polj, katere glavna značilnost je toga povezava prekladne konstrukcij z vmesnimi stebri in krajnimi oporniki.

Analizo nosilne konstrukcije smo opravili s pomočjo idealiziranega prostorskega modela, ki zajema vse geometrijske in mehanske lastnosti konstrukcije in temeljnih tal. Model in vse izračune smo naredili s pomočjo programskega orodja Sofistik (SOFiSTiK AG, 2012). Zaradi monolitnosti integralnih konstrukcij, ki povzročajo velike vsiljene notranje obremenitve zaradi reologije betona, temperaturnih obremenitev in posedkov podpor, smo upoštevali tudi interakcijo med konstrukcijo in zemljinjo. V modelu smo jo zajeli z uporabo ustreznih horizontalnih modulov reakcije tal. Prekladno konstrukcijo smo analizirali kot sovprežno konstrukcijo nosilcev in plošče. Na voljo smo imeli več načinov modeliranja. Izbrali smo model, pri katerem smo glavne nosilce, ki potekajo v vzdolžni smeri mostu, prečne nosilce, temeljno peto in pilote modelirali z linijskimi končnimi elementi, ploščo in krajna opornika pa z lupinastimi končnimi elementi.

V konstrukciji smo predvideli 2 tipa prednapetih nosilcev dolžine 10,9 in 13,3 m s povezanimi kabli. Tip nosilca 1 premošča prvo in zadnje polje, tip nosilca 2 pa vmesni polji. Razlikujeta se v začetni sili prednapetja in poteku kableske linije. Za oba primera smo izbrali sistem prednapetja proizvajalca Freyssenet in prikazali račun sile prednapetja po izvršitvi vseh izgub.

Pri analizi prekladne konstrukcije smo poleg lastne teže, dodatne stalne obtežbe in vpliva prednapetja, upoštevali še obtežbo železniškega prometa, temperaturno obtežbo, obtežbo vetra in vsiljene notranje obremenitve, ki so posledica diferenčnega posedanja podpor. Analizo smo razdelili na dva dela: na analizo konstrukcije med fazo gradnje in analizo konstrukcije med fazo uporabe. V obeh primerih smo najprej opravili vse potrebne napetostne in deformacijske kontrole za mejna stanja uporabnosti in nato izračunali potrebno količino armature v mejnih stanjih nosilnosti.

Ugotovili smo, da za izbran način prednapetja zagotavlja med fazo gradnje ustrezno nosilnost konstrukcije in da ne potrebujemo dodatne armature za prevzem morebitnih nateznih obremenitev. Potrebovali smo le armaturo za prevzem lokalnih nateznih obremenitev, ki so se pojavile pri vnosu sile prednapetja v beton. Pri dimenzioniranju konstrukcije med fazo uporabe pa smo ugotovili, da za prevzem osno-upogibnih obremenitev vzdolžna armatura ni potrebna. Potrebna pa je bila armatura za prevzem torzijskih obremenitev. Pri izbiri armature smo upoštevali tudi pogoja minimalne armature za preprečitev krhke porušitve in omejitev razpok.

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. Designer's Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges : EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN 1990 Annex A2, London, Thomas Telford Limited: 250 str.

Hendy, C. R., Smith, D. A. 2007. Designers' Guide to EN 1992-2, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges, London, Thomas Telford Publishing: 378 str.

JB. 2004. SOFiSTiK Extended T-beam philosophy - Usage for Composite bridge sections, Sofistik Aktiengesellschaft: 4 str.

Logar, J. 2009. Geotehnika v Luki Koper na začetku 21. Stoletja. Zbornik 10. Šukljetovih dnevov, Brdo pri Kranju, 25. september 2009. Ljubljana, Slovensko geotehniško društvo: str. 43-74

Pržulj, M. 2008. Integralni betonski mostovi. V: Zbornik 9. slovenski kongres o cestah in prometu. Portorož, 22. – 24. Oktober 2008. Ljubljana, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije: str. 53-72.

Rombach. G. A. 2004. Finite element design of concrete structures: practical problems and their solutions. London. Telford: 285 str.

Service d'études techniques des routes et autoroutes. 2007. European Technical Approval No. ETA-06/0226. European Organisation for Technical Approvals: 91 str.

SIST EN 1990: 2003. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1990 Dodatek A2, izdan kot EN 1992:2002/A1:2005. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

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

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1.4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-1-5:2003. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1.5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi.

SIST EN 1991-1-6:2003. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1.6. del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo.

SIST EN 1991-2:2003. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov.

SIST EN 1992-1-1:2003. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1:2003. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje.

KAZALO PRILOG

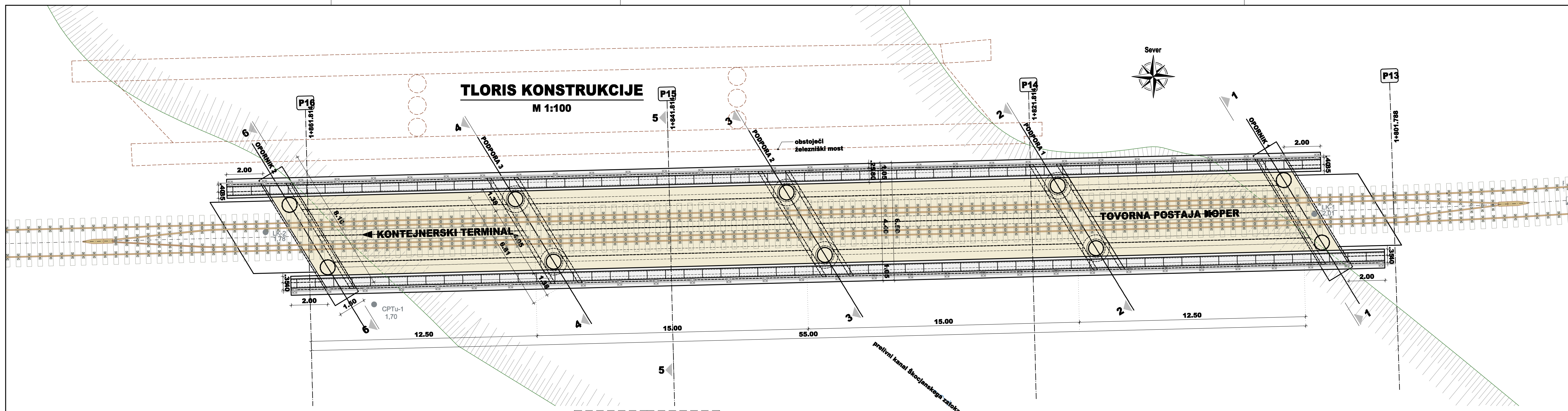
Priloga A: Tloris konstrukcije in karakteristični prečni prerez

Priloga B: Vzdolžni prerez

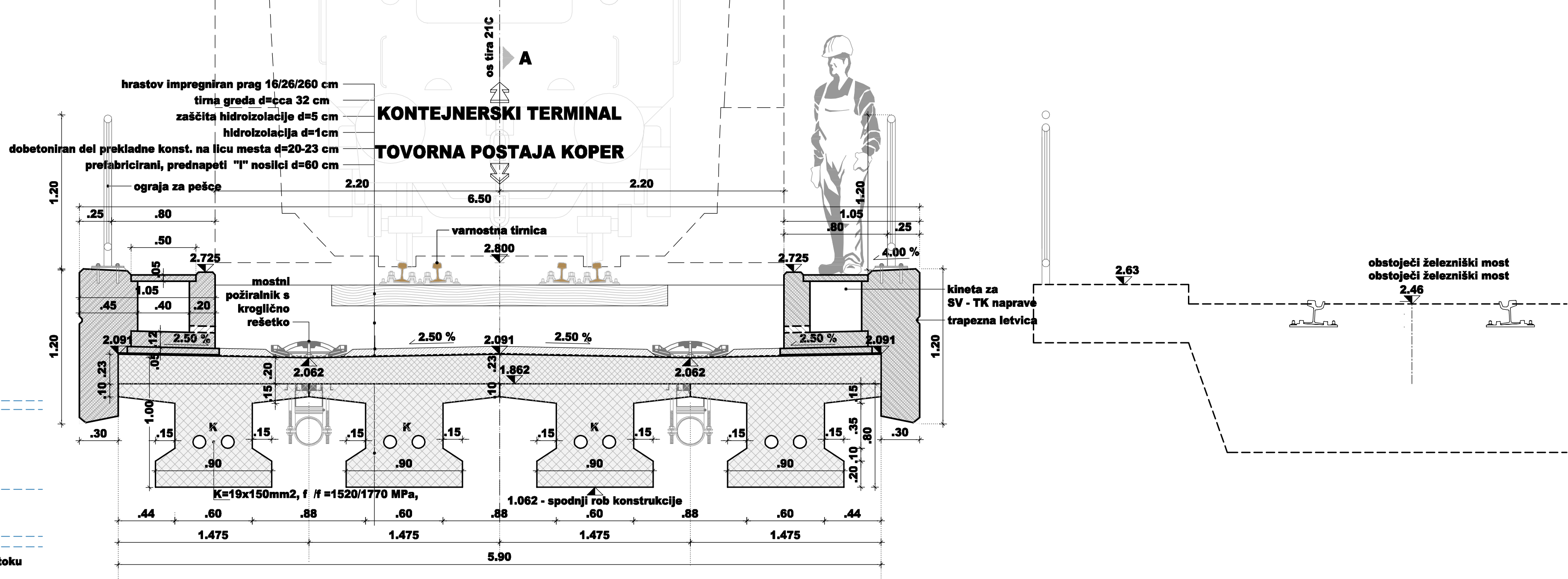
Priloga C: Prečni prerez 1-1 in 2-2

Priloga D: Armaturni načrt

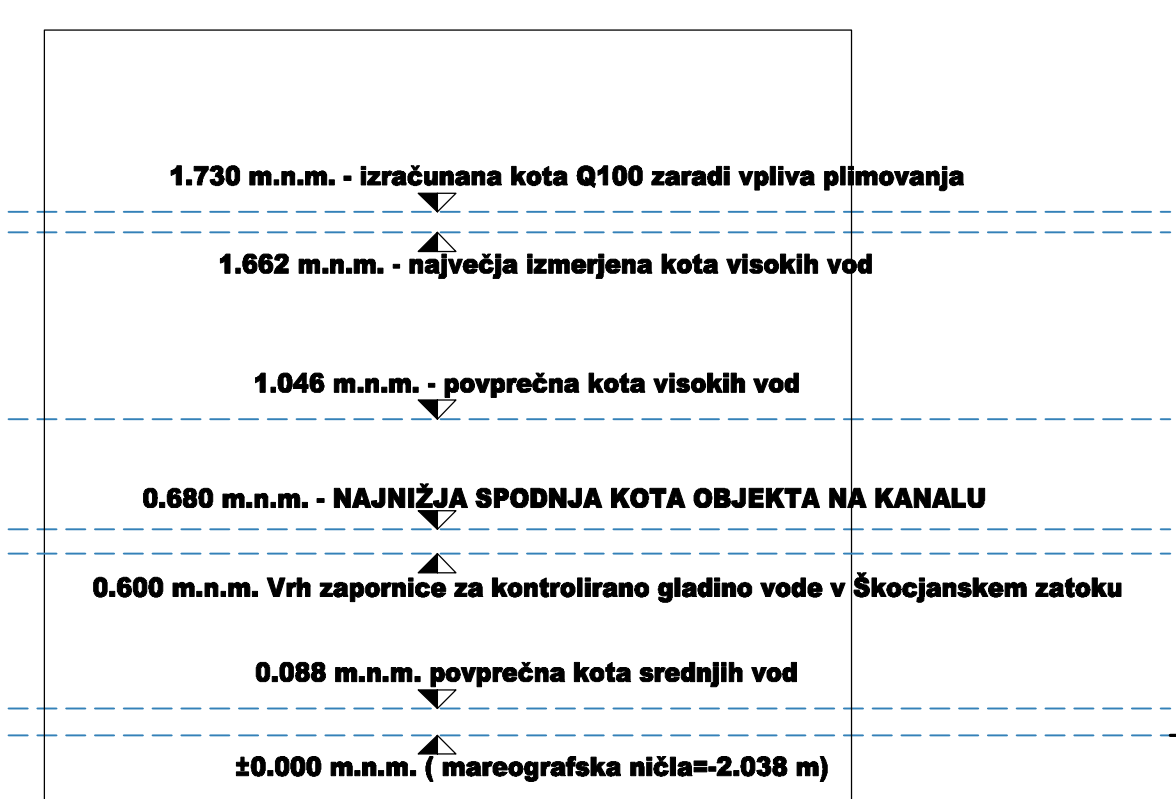
TLORIS KONSTRUKCIJE
M 1:100



KARAKTERISTIČNI PREČNI PREREZ 5-5
M 1:25



KOTE SREDNJIH IN VISOKIH VOD ZA KOPRSKI ZALIV:



UNIVERZA V LJUBLJANI
FAKULTETA ZA GRADNENIŠTVO IN GEODEZIJO

ŠTUDIJSKI PROGRAM: UNIVERZITETNI PROGRAM GRADNENIŠTVA
SMER: KONSTRUKCIJSKA SMER

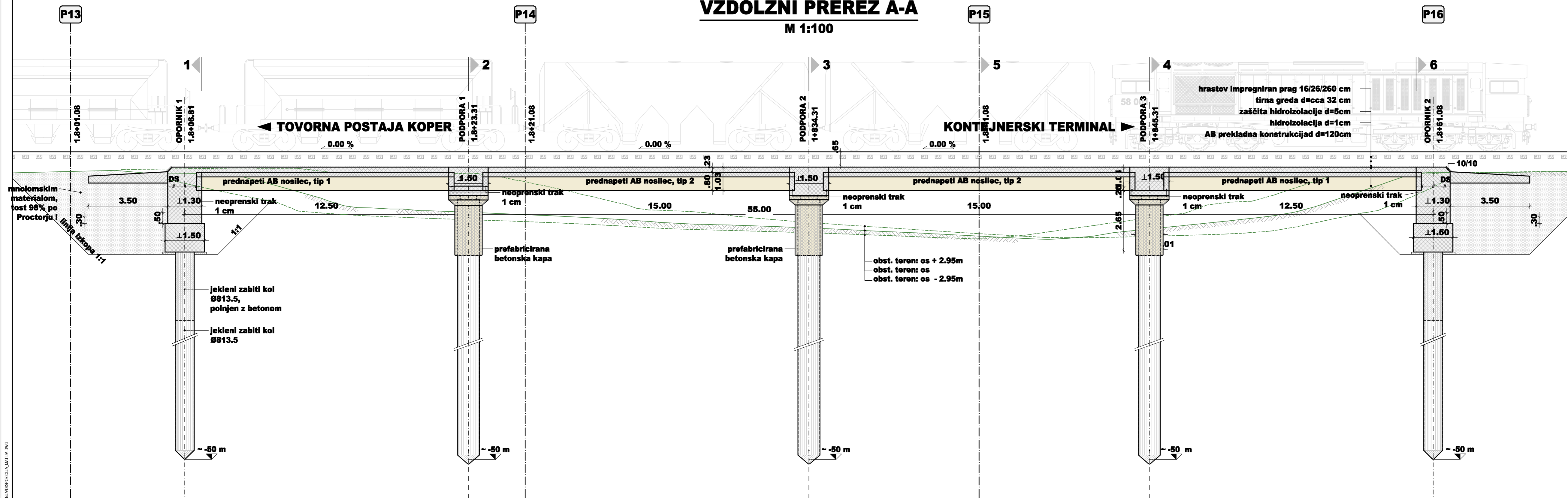
OPREDELBA VIZUALIZACIJE: ANALIZA IN PROJEKTIRANJE PREDNAPETE PREKLADNE KONSTRUKCIJE ŽELEZNIŠKEGA MOSTU
KONVEKT: MATIJA CEJ

TITUL: TLORIS KONSTRUKCIJE IN KARAKTERISTIČNI PREČNI PREREZ
DATUM: MAREC 2014

ŠKALA: 1:100, 1:25
PRILOGA: A

VZDOLŽNI PREREZ A-A

M 1:100



UNIVERZA V LJUBLJANI
 FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

STUDIJSKI PROGRAM:
 UNIVERZITETNI PROGRAM GRADBENIŠTVA

SMER:
 KONSTRUKCIJSKA SMER

DIPLOMSKA NALOGA:
 ANALIZA IN PROJEKTIRANJE PREDNAPETE
 PREKLADNE KONSTRUKCIJE ŽELEZNIŠKEGA MOSTU

KANDIDAT:
 MATIJA CEJ

RISBA:
 VZDOLŽNI PREREZ

DATUM:
 MAREC 2014

MERILO:
 1:100

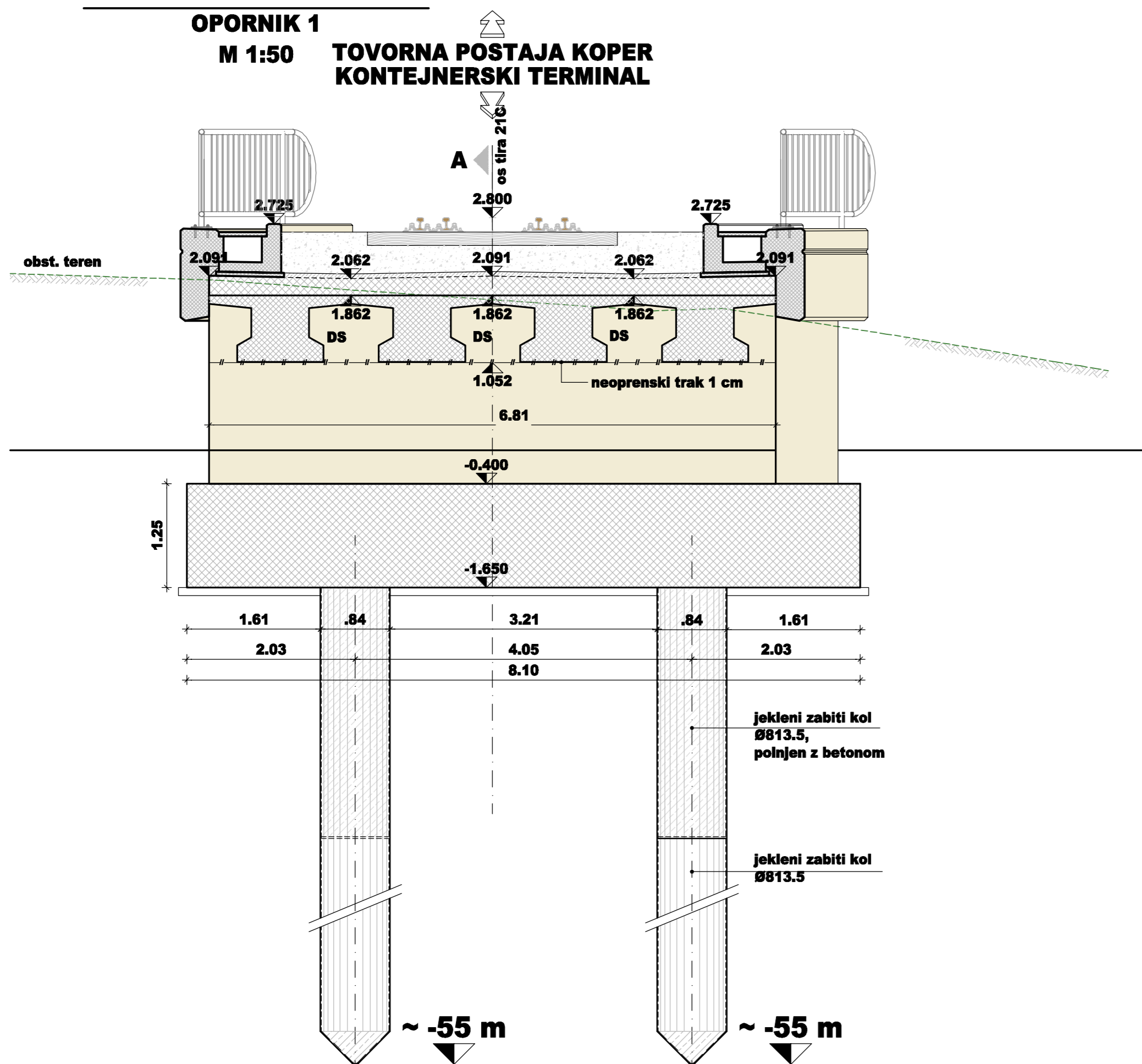
PRILOGA:
 B

SLOVENIJA UNIVERZA V LJUBLJANI

PREČNI PREREZ 1-1

OPORNIK 1
M 1:50

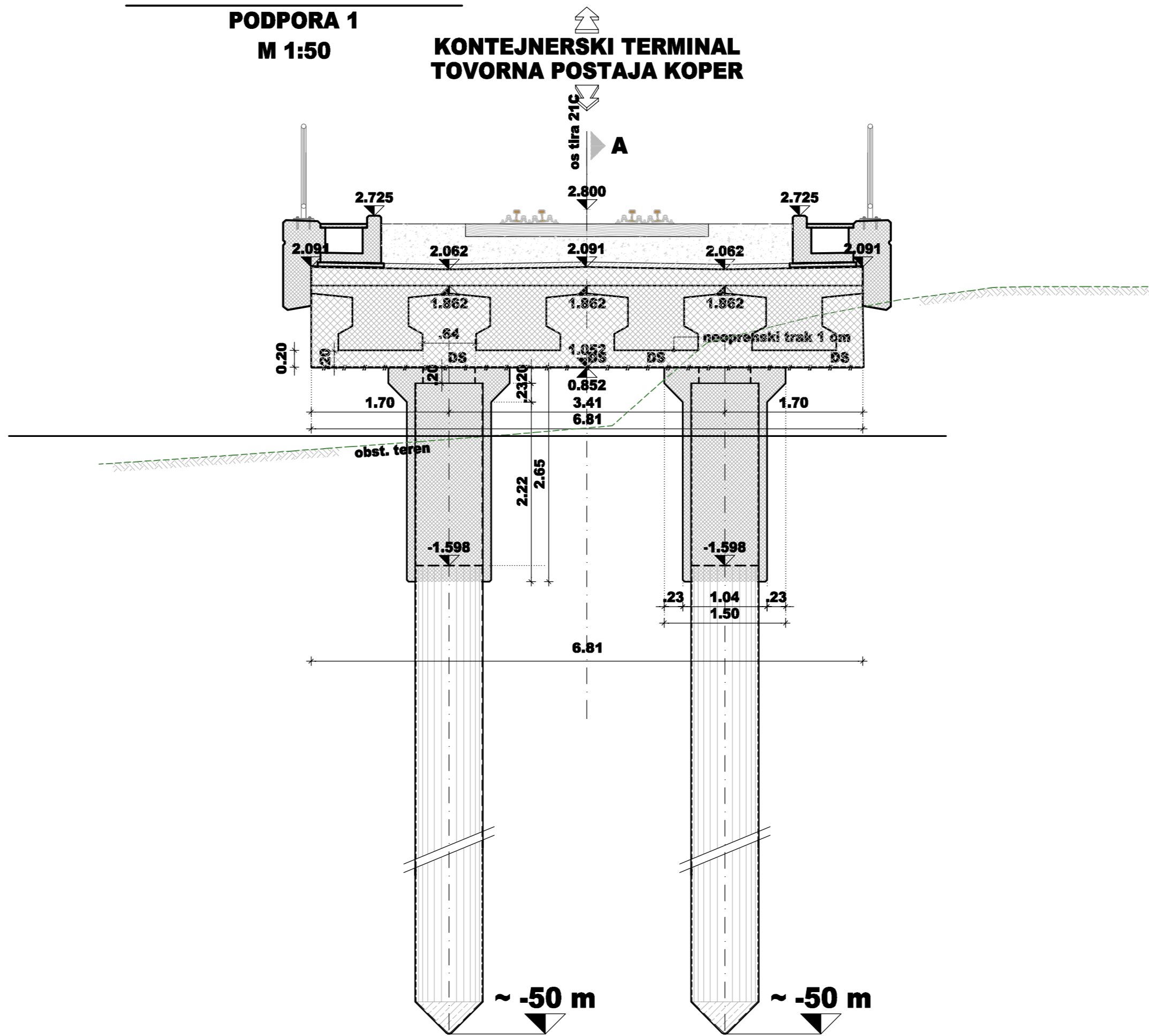
TOVORNA POSTAJA KOPER
KONTEJNERSKI TERMINAL



PREČNI PREREZ 2-2

PODPORA 1
M 1:50

KONTEJNERSKI TERMINAL
TOVORNA POSTAJA KOPER



UNIVERZA V LJUBLJANI
FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

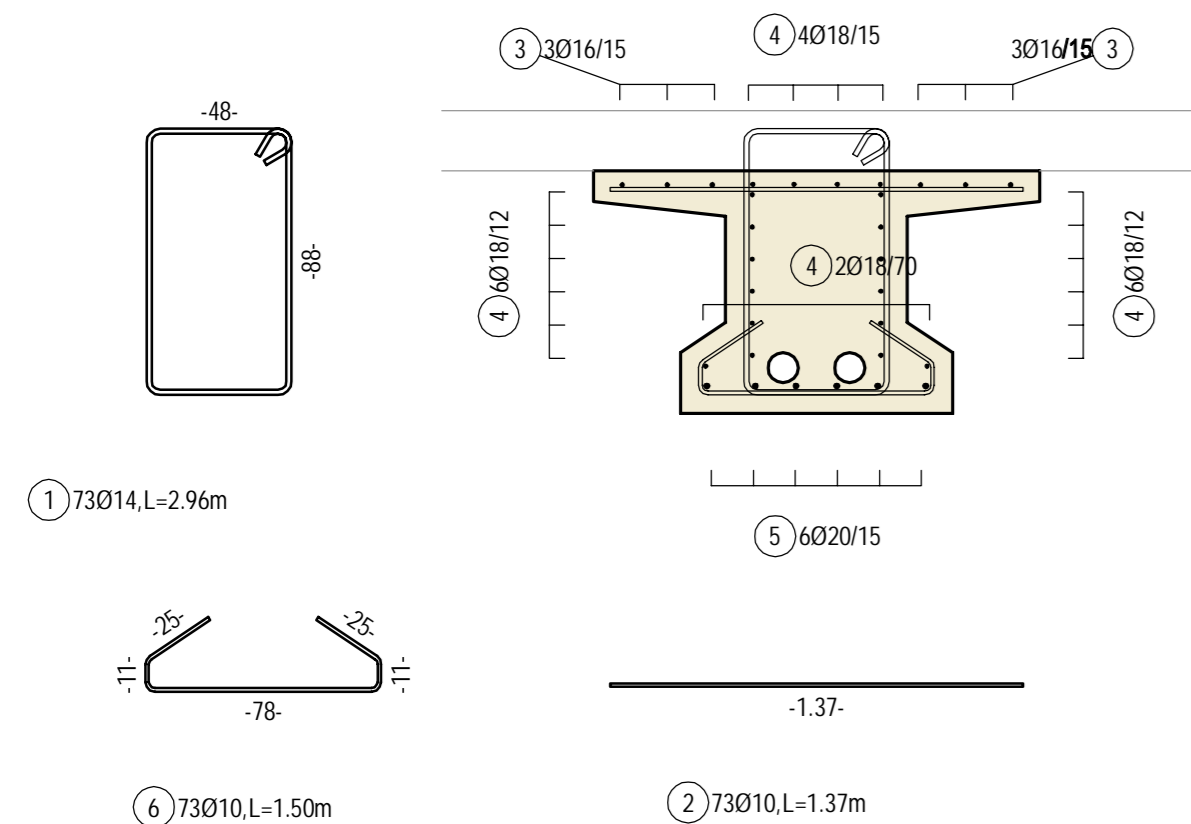
STUDIJSKI PROGRAM:
UNIVERZITETNI PROGRAM GRADBENIŠTVA
SMER:
KONSTRUKCIJSKA SMER
DIPLOMSKA NALOGA:
ANALIZA IN PROJEKTIRANJE PREDNAPETE
PREKLADNE KONSTRUKCIJE ŽELEZNIŠKEGA MOSTU
KANDIDAT:
MATIJA CEJ

RISBA:
PREČNI PREREZ 1-1 IN 2-2
DATUM:
MAREC 2014

MERILO:
1:50
PRILOGA:
C

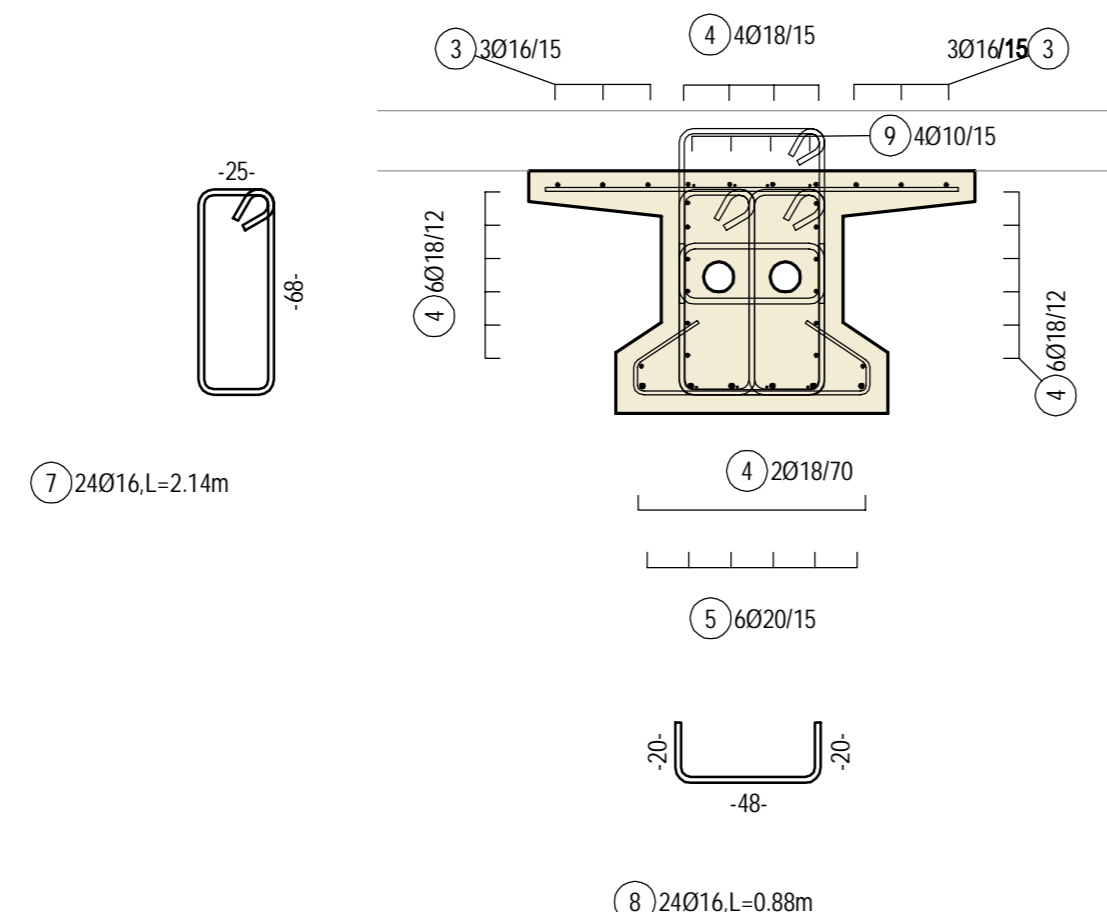
Prečni prerez nosilca v polju

M 1:25



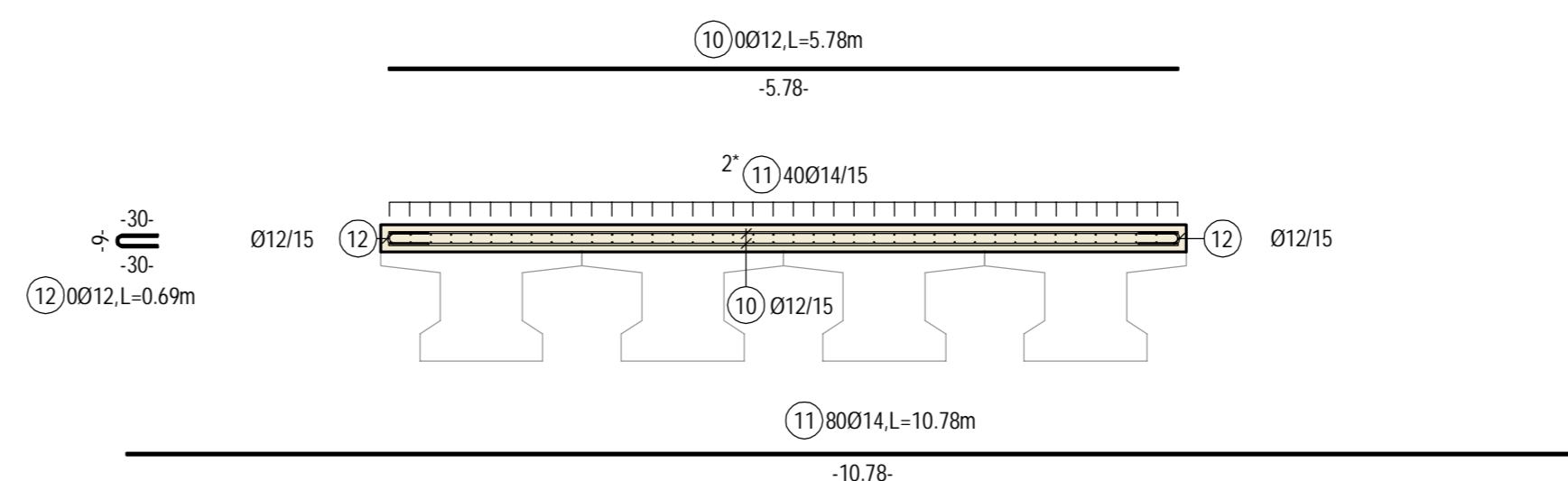
Prečni prerez nosilca ob vpetju

M 1:25



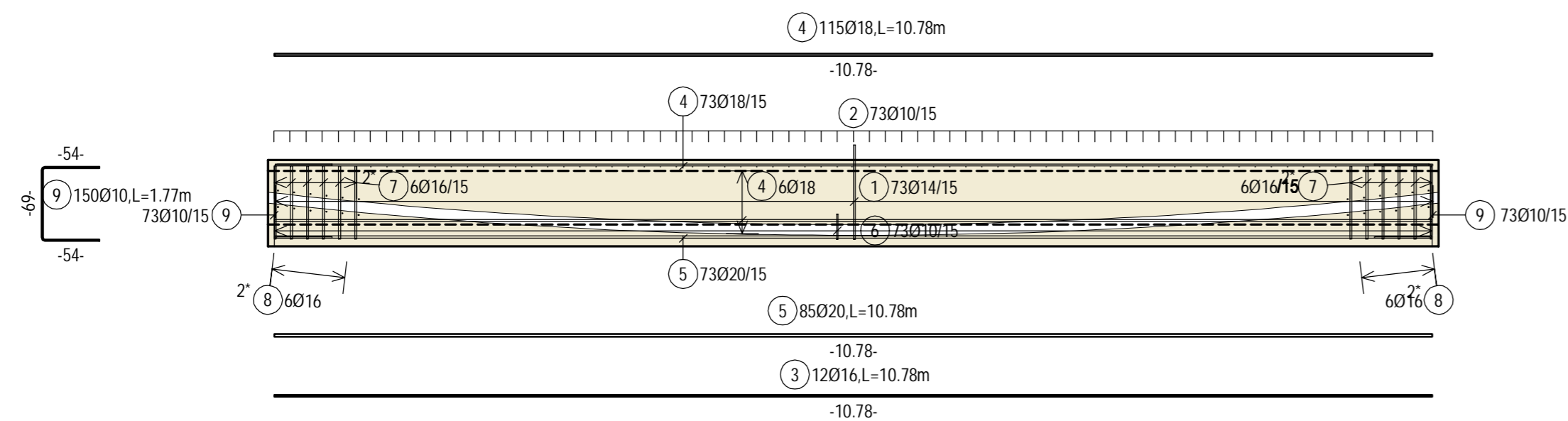
Prečni prerez plošče

M 1:50



Vzdolžni prerez nosilca

M 1:50



UNIVERZA V LJUBLJANI
FAKULTETA ZA GRADBENISTVO IN GEODEZIJO

STUDIJSKI PROGRAM:
UNIVERZITETNI PROGRAM GRADBENISTVA
SMER:
KONSTRUKCIJSKA SMER

DIPLOMSKA NALOGA:
ANALIZA IN PROJEKTIRANJE PREDNAPETE
PREKLADNE KONSTRUKCIJE ŽELEZNIŠKEGA MOSTU
KANDIDAT:
MATIJA CEJ

VRSTA:
ARMATURNI NAČRT
DATUM:
MAREC 2014

MERILO:
1:25, 1:50
PRILOGA:
D