

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 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:

Klemen Sinkovič

TEHNOLOGIJA GRADNJE MOSTOV Z METODO NARIVANJA

Diplomska naloga št.: 3110

Mentor:
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **KLEMEN SINKOVIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»TEHNOLOGIJA GRADNJE MOSTOV S TEHNIKO NARIVANJA«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 18.03.2010

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.21(043.2)
Avtor:	Klemen Sinkovič
Mentor:	doc. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Tehnologija gradnje mostov s tehniko narivanja
Obseg in oprema:	97 str., 4 pregl., 67 sl., 44 en.
Ključne besede:	kljun za narivanje, prednapetje, ležišča, prekladna konstrukcija, narivanje, teoretični model interakcije kljuna in prekladne konstrukcije, upogibni moment

Izveček

Diplomsko delo obravnava tehnologijo gradnje mostov s tehniko narivanja in pri tem zajema različne vrste narivanja ter za njih potrebno delovno opremo. Podrobneje je opisana tehnika narivanja težkih prekladnih konstrukcij. Ta je bila v tem primeru prednapeta armiranobetonska in je imela škatlast prerez. Glavni cilj naloge je bil za računski primer preveriti ustreznost izbire kljuna za narivanje.

V uvodnem delu naloge je pripravljen kratek pregled zgodovine gradnje mostov. Predstavljene so tudi najpogostejše tehnike gradnje mostov, ter razlike med njimi.

V drugem poglavju je opisana razlika tehnologij gradnje z metodo narivanja za lahke in težke prekladne konstrukcije. Ker smo se v diplomski omejili na težje prekladne konstrukcije, so v nadaljevanju za take konstrukcije podrobneje opisana še izbira ležišč za fazo gradnje ter za fazo uporabe, in možnost uporabe kljuna za narivanje, začasnih podpor ter začasnega podpiranja z začasnim pilonom in poševnimi vrvmi.

V naslednjem poglavju je opisano potrebno prednapetje, s katerim prednapnemo prekladno konstrukcijo posebej za fazo gradnje in za fazo uporabe. V primeru narivanja mostov je prednapetje ključnega pomena, saj je v času gradnje konstrukcija podvržena velikim obremenitvam, ki jih sam betonski prerez brez prednapete armature ne bi mogel prevzeti. Obremenitve konstrukcije so velikega velikostnega reda tudi v zgrajenem stanju, vendar so te takrat manjše kot v prvem primeru.

V nadaljevanju diplomske naloge smo preizkušali, kakšen vpliv ima izbira različnega kljuna za narivanje na velikostni red obremenitev. To smo preizkušali za primer viadukta Dobruša, ki je bil zgrajen leta 2008 na avtocestnem odseku Vrba – Peračica. Velikostni red obremenitev smo najprej določevali s pomočjo teoretičnega modela, ki je zajemal samo vplive lastne teže, ter nato še s pomočjo programskega paketa Sofistik. V drugem primeru smo lahko za mejno stanje nosilnosti upoštevali vse vplive, ki dejansko obtežijo obravnavani viadukt.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	624.21(043.2)
Author:	Klemen Sinkovič
Supervisor:	Prof. Jože Lopatič (Ph.D.)
Title:	The technology of building bridges with launching technique
Notes:	97 p., 4 tab., 67 fig., 44 eq.
Key words:	launching nose, prestressing, bearings, superstructure, launching, a theoretical model of the nose-deck interaction, bending moment

Abstract

This Thesis describes the technology of building bridges with the launching technique, and it includes different types of launching techniques and their working equipment. Launching of heavy superstructures is described in detail. In our case that was the type of superstructure with reinforced concrete which had a box cross section. The main goal of this Thesis was to check the suitability of the chosen launching nose.

In the introduction there is a brief overview of the history of building bridges. It also presents the most common techniques of building bridges, and the differences between them.

The second chapter describes the difference between construction techniques of bridges with a launching method for light and heavy superstructures. Since the Thesis concentrates mainly on heavy superstructures, the following chapter describes the choice of bearings for the launching phase and the service phase in more detail as well as the possibility of using the launching nose, temporary piers and cable – stayed front system.

The next chapter describes the necessary prestressing, where the superstructure is prestressed separately for the construction phase and the service phase. In the case of launching bridges the prestressing is essential, because during construction the superstructure has to withstand a lot of load, which would not be possible without prestressing. Loads on the superstructure are enormous even in the completed form, but still smaller than in the beginning phase.

The final part of Thesis describes the testing of the impact that a choice of launching nose has on the loading, particularly on the viaduct Dobruša which was built in 2008 on the highway Vrba - Peračica. First, the size of loading was determined with a theoretical model which included only the effects of its own weight, and later the software package Sofistik was used. In the second case all the impacts that actually have influence on the viaduct Dobruša have been taken into account for determining the load limit.

ZAHVALA

Zahvaljujem se članom svoje družine, ki so mi pustili prosto pot pri izbiri študija, me ob samem študiju maksimalno podpirali in mi v slabem in dobrem vedno stali ob strani!

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju, doc. dr. Jožetu Lopatiču.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	SPLOŠNO O NARIVANJU MOSTOV	8
2.1	Tehnike narivanja mostov.....	10
2.1.1	Narivanje lahkih prekladnih konstrukcij.....	10
2.1.1.1	Sistem za vlečenje vrvi oz. palic.....	10
2.1.1.2	Samopritrdilni potisni sistem.....	12
2.1.2	Narivanje težkih prekladnih konstrukcij z izkoriščanjem trenja	13
2.2	Konstrukcijski sistemi mostov	14
2.2.1	Stalna ležišča za fazo uporabe	15
2.2.1.1	Različni tipi stalnih ležišč	15
2.2.1.2	Razporeditev stalnih ležišč	18
2.2.2	Začasna ležišča in stranska vodila za usmerjanje prekladne konstrukcije....	21
2.3	Napetosti v fazi narivanja.....	22
2.3.1	Kljun za narivanje	25
2.3.2	Začasno podpiranje s poševnimi vrvmi preko pomožnega pilona	27
2.3.3	Začasne podpore	29
3	PREDNAPETI BETONSKI MOSTOVI	31
3.1	Določitev začetnih dimenzij prečnega prereza prekladne konstrukcije	31
3.2	Faze gradnje betonskega segmenta	35
3.2.1	Dvostopenjsko betoniranje v enojnem opažu.....	36
3.2.2	Dvostopenjsko betoniranje v dvojnem opažu.....	36
3.3	Prednapetje.....	37
3.3.1	Centrična prednapeta armatura za fazo narivanja.....	38
3.3.1.1	Notranji med seboj povezani ravni kabli.....	40
3.3.1.2	Prekrivanje notranjih ravnih kablov	42
3.3.1.3	Ravni zunanji kabli.....	42
3.3.1.4	Nasprotni kabli.....	44

3.3.2	Prednapetje za fazo uporabe	45
3.3.2.1	Notranji kabli.....	46
3.3.2.2	Zunanji kabli.....	47
3.3.2.3	Prednapenjanje v prečni smeri	49
3.3.2.4	Vertikalno prednapenjanje.....	50
4	DOLOČITEV OPTIMALNIH DIMENZIJ NOSU ZA NARIVANJE.....	51
4.1	Teoretični model interakcije kljuna in prekladne konstrukcije	51
4.1.1	Potek minimalnega upogibnega momenta nad podporo B.....	55
4.1.2	Potek minimalnega upogibnega momenta nad podporo C.....	58
4.1.3	Potek maksimalnih upogibnih momentov v prvem in drugem razponu.....	59
4.2	Računski primer – viadukt Dobruša	61
4.2.1	Tehnični opis konstrukcije.....	62
4.2.1.1	Zasnova konstrukcije	62
4.2.2	Analiza statične obtežbe.....	67
4.2.2.1	Izračun stalne obtežbe voziščne konstrukcije.....	68
4.2.2.2	Izračun obtežbe snega	68
4.2.2.3	Izračun obtežbe vetra.....	69
4.2.2.4	Izračun temperaturne obtežbe	73
4.2.2.5	Posedki podpor	74
4.2.2.6	Spremenljiva obtežba delavcev in delovne opreme.....	74
4.2.3	Kombinacije za MSN	75
4.2.4	Račun linijske konstrukcije.....	76
4.2.4.1	Račun kombinacije vplivov št. 1.....	77
4.2.4.2	Račun kombinacije vplivov št. 2.....	84
4.2.4.3	Račun kombinacije vplivov št. 3.....	86
4.2.4.4	Grafični prikaz obremenitev posameznih obtežb.....	88
5	ZAKLJUČEK	93
	VIRI	96

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Glavne karakteristike pomembnejših tehnologij gradnje (Markelj, Pipenbaher, 1996, str.275)	7
Preglednica 2: Tipi običajnih ležišč in pripadajoče oznake (Radić, 2005, str. 235).....	15
Preglednica 3: Tipi stalnih ležišč v mostogradnji (Radić, 2005, str. 236).....	16
Preglednica 4: Dimenzije različnih tipov kljuna za narivanje	66

SLIKOVNO KAZALO

Slika 1: Potisni sistem z dvojnimi batom pri narivanju jeklenega U nosilca (Rosignoli, 2002, str. 34)	11
Slika 2: Potisni sistem zasidran v opornik (Rosignoli, 2002, str. 35)	11
Slika 3: Potisni hidravlični bati na koncu prekladne konstrukcije in hidravlična pritrdila (Rosignoli, 2002, str. 40).....	12
Slika 4: Sistem z možnostjo varovanja pri narivanju po poševnini navzdol (Rosignoli, 2002, str. 42)	13
Slika 5: Delovni cikel potisne naprave z izkoriščanjem trenja (Rosignoli, 2002, str. 45)	14
Slika 6: Variante tlorisne razporeditve ležišč mostu z enim razponom	19
Slika 7: Variante tlorisnega razporeda ležišč kontinuiranega mostu	20
Slika 8: a) tangencialna razporeditev, b) polarna razporeditev, c) alternativna razporeditev ležišč mostu v krivini	20
Slika 9: Začasno ležišče (Rosignoli, 2002, str. 153)	21
Slika 10: Stranska vodila za usmerjanje konstrukcije (Rosignoli, 2002, str. 155).....	22
Slika 11: Ovojnica upogibnih momentov za primer mostu z razponom 58.0m in porazd. obtežbo 0.296 MN/m	24
Slika 12: Tipični sestav kljuna za narivanje (Rosignoli, 2002, str. 76).....	25
Slika 13: Začasno podpiranje prekladne konstrukcije s poševnimi vrvmi (Rosignoli, 2002, str. 89)	28
Slika 14: Prečni prerez prekladne konstrukcije.....	33
Slika 15: Dvofazno betoniranje v dvojnem opažu (Rosignoli, 2002, str. 146)	37
Slika 16: Prefabricirani betonski bloki s pripravljenimi sidrišči (Rosignoli, 2002, str. 180)...	39
Slika 17: Kabli spojeni v vsakem vozlišču in napeti v vsakem drugem vozlišču	41
Slika 18: Prednapenjanje dveh segmentov hkrati.....	41
Slika 19: Prednapeti kabli za narivanje v kombinaciji s stalnimi notranjimi in začasnimi zunanji kabli	43
Slika 20: Prednapeti kabli za fazo uporabe	43
Slika 21: Oblika centričnega prednapetja v primeru nasprotnih kablov (Rosignoli, 2002, str. 186)	45

Slika 22: Sidrišča za prekrivanje paraboličnih kablov.....	47
Slika 23: Redukcija strižnih sil v prekladni konstrukciji.....	49
Slika 24: Izmenično sidranje prečnega prednapetja v zgornji plošči (Rosignoli, 2002, str. 199)	50
Slika 25: Interakcija kljuna in prekladne konstrukcije v prvi fazi tipičnega koraka narivanja.	52
Slika 26: Interakcija kljuna in prekladne konstrukcije v drugi fazi tipičnega koraka narivanja	54
Slika 27: Potek upogibnega momenta M_B (dolžina kljuna $L_n/L=0,80$ in relativna teža $q_n/q=0,10$) v odvisnosti od relativne upogibnih togosti $E_n I_n/EI$	56
Slika 28: Potek upogibnega momenta M_B (dolžina nosu $L_n/L = 0.50$ in relativna teža $q_n/q =$ 0.10) v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n/EI$	56
Slika 29: Potek upogibnega momenta M_B (dolžina nosu $L_n/L = 0.65$ in relativna teža $q_n/q =$ 0.10) v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n/EI$	57
Slika 30: Potek upogibnega momenta M_B za $L_n/L=0,65$ in $E_n I_n/EI=0,200$ v odvisnosti od relativne teže q_n/q	58
Slika 31: Potek upogibnega momenta M_C za različne razmerje dolžin L_n/L	59
Slika 32: Potek maksimalnega upogibnega momenta v prvem razponu za primer $L_n/L = 0.80$ in $q_n/q = 0.10$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n/EI$	60
Slika 33: Potek maksimalnega upogibnega momenta v prvem razponu za primer $L_n/L = 0.65$ in $q_n/q = 0.10$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n/EI$	60
Slika 34: Potek maksimalnega upogibnega momenta v drugem razponu za primer $L_n/L = 0.65$ in $q_n/q = 0.10$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n/EI$	61
Slika 35: Razponi prekladne konstrukcije.....	62
Slika 36: Prečni prerez voziščne konstrukcije.....	64
Slika 37: Oblika kljuna za narivanje.....	65
Slika 38: Statični model konstrukcije.....	67
Slika 39: Nagib voziščne konstrukcije in smer pihanja vetra (SIST EN 1991-1-4:2005).....	72
Slika 40: Upogibni momenti nad podporo 5 v primeru dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,80$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n/EI$	78
Slika 41: Upogibni momenti nad podporo 4 v primeru dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,80$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n/EI$	79

Slika 42: Upogibni momenti v polju med podporo 5 in 6 v primeru dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,80$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	79
Slika 43: Upogibni momenti nad podporo 5 v primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	80
Slika 44: Upogibni momenti nad podporo 4 v primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	81
Slika 45: Upogibni momenti v polju med podporo 5 in 6 v primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	81
Slika 46: Upogibni momenti nad podporo 5 v primeru optimalno dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,67$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	82
Slika 47: Upogibni momenti nad podporo 4 v primeru optimalno dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,67$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	83
Slika 48: Upogibni momenti v polju med podporo 5 in 6 v primeru optimalno dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,67$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$	83
Slika 49: Upogibni moment M_y nad podporo 5 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 2.....	85
Slika 50: Upogibni moment M_y nad podporo 4 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 2.....	85
Slika 51: Upogibni moment M_y v polju v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 2.....	86
Slika 52: Upogibni moment M_y nad podporo 5 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 3.....	87
Slika 53: Upogibni moment M_y nad podporo 4 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 3.....	87
Slika 54: Upogibni moment M_y v polju v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 3.....	88
Slika 55: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi lastne teže.....	89
Slika 56: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi obtežbe vetra $F_{w,z}^{(+)}$	89
Slika 57: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi obtežbe vetra $F_{w,z}^{(-)}$	89
Slika 58: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi obtežbe snega.....	90
Slika 59: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi neenak. temp. sprem. $\Delta T_{M,heat}$	90

Slika 60: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi neen. temp. sprem. $\Delta T_{M,cool}$	90
Slika 61: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 1	91
Slika 62: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 2	91
Slika 63: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 3	91
Slika 64: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 4	91
Slika 65: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 5	92
Slika 66: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 6	92
Slika 67: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi spremenljive obtežbe.....	92

1 UVOD

Most je v gradbeniškem smislu konstrukcija, ki omogoča prehod reke, doline, soteske, morske ožine, ceste ali železnice. Gradnjo mostov in uporabo gradbenega materiala pri gradnji le-teh sta podrobno opisala Markelj in Pipenbaher (1996). Za gradnjo mostov sta dejala, da je tesno povezana s civilizacijo, njenimi potrebami, možnostmi tehnike ter razvojem materialov in znanja. Za promet so nekoč oviro predstavljale v glavnem reke, doline pa le izjemoma, saj se jim je takratni promet z lahkoto prilagodil. To pa ne velja za akvadukte iz časov starega Rima, ki so za svoje delovanje potrebovali ustrezno hidravlično niveleto.

Kamniti mostovi so bili prva ohranjena inženirska dela in so bili zgrajeni povsem iz namenskih in funkcionalnih razlogov, vendar jih danes zaradi lepote in trajanja uvrščamo v dosežke ter spomenike umetnosti in znanosti. Leseni mostovi so se gradili mnogo lažje, po potrebi so se obnavljali ali pa na novo gradili na drugih lokacijah.

Po propadu Rimskega cesarstva v Evropi niso več gradili velikih mostov vse do XII. stoletja. Še naprej sta ves srednji vek kot glavna gradbena materiala prevladovala les in kamen, vse do začetka industrijskega razvoja in do praktične uporabe litega železa v prvem litoželeznem mostu, zgrajenem leta 1779 na reki Severn v mestu Coalbrookdale v Angliji, ki stoji še danes. Most ima razpon 30 m in je prav tako ločne oblike kot dotedanji kamniti mostovi. Lito železo zaradi svoje krhkosti namreč ne prenaša večjih nateznih napetosti. Razvoj v proizvodnji jekla je v drugi polovici XIX. stoletja omogočil gradnjo velikih jeklenih mostov za potrebe britanske železnice. Leta 1873 je bil zgrajen tudi prvi veliki viseči most Brooklyn Bridge prek reke East River v New Yorku z glavnim razponom 486 m, znameniti Golden Gate v San Franciscu s takratnim rekordnim razponom 1280 m pa leta 1937.

Vzporedno s tem se je razvijala tudi gradnja mostov v betonu, armiranem betonu ter kasneje v prednapetem betonu, seveda šele po letu 1844, ko Issac Jonson v Angliji vpelje prvo proizvodnjo cementa. Prvi večji betonski most (akvadukt) se je gradil v letih 1870 do 1873

prek reke Yonne v Franciji, dolžine 1460 m s 156-imi ločnimi oboki. Zaradi nepoznavanja materiala so imeli velike težave pri razodranju, saj se je material pri glavnih treh razponih večkrat porušil, tako da zaupanje v nov material ni bilo ravno najboljšo. V času, ko se pojavi prvi patent za armirani beton (Joseph Monier 1873 v Franciji), so še vedno najbolj priljubljeni kamniti mostovi v statičnem sistemu tričlenskega loka. Šele veliki konstruktorji (Paul Sejourne' 1851-1939, Francois Hennebique 1842-1921 ter Robert Maillart 1872-1940) dokončno uveljavijo armiranobetonske konstrukcije on koncu XIX. ter v začetku XX. stoletja.

Leta 1928 Eugene Frayssinet patentira prednapenjanje betona, istočasno pa Dischinger že zgradi prvi prednapeti most Saale-Bruecke v Nemčiji, in to s kabli zunaj prereza. Pomembna zgodovinska prelomnica je konec druge svetovne vojne, ko se začne nov ciklus razvoja z obnovo porušenih objektov ter kasneje z izgradnjo avtocestnih sistemov v Evropi in Ameriki. Novosti pri materialih in tehnologijah si sledijo s tako naglico, da ni mogoče več določevati letnic in imen, ker se novosti istočasno pojavljajo v več državah hkrati. Pri manjših in srednjih razponih prevzamejo primat predvsem armiranobetonski in prednapeti mostovi, kjer gre razvoj predvsem v smeri zmanjševanja stroška za delo. To se kaže v razvoju novih tehnologij gradnje z raznimi pomičnimi opaži ter pri razvoju montažne in segmentne gradnje. Pri še večjih razponih uspešno konkurirajo sovprežni in jekleni mostovi, pri največjih razponih pa imajo primat viseči mostovi ter mostovi s poševnimi kabli.

Mostovi spadajo med najzahtevnejše inženirske gradnje predvsem zaradi težavnosti izdelave celotne nosilne konstrukcije. Posebej pri večjih objektih običajno za ta namen uporabljamo posebne načine izdelave ter razne pomožne konstrukcije in naprave, kar razumemo pod skupnim pojmom tehnologija izgradnje. Oblika in izvedba mostu sta odvisni od njegove razpetine, višine, vrste podlage in obremenitve, ki jo mora prenašati. Glede na to, da so mostovi v splošnem velike gradbene konstrukcije, jih načeloma gradimo po odsekih po enem izmed naslednjih načinov:

1. Gradnja polje za poljem na fiksnem odru, podprtem s tal:

To je bil nekoč edini način gradnje betonskih konstrukcij. Včasih lesene odre so v celoti zamenjali lahki ali težki jekleni odri v kombinaciji s horizontalnimi nosilnimi tipskimi

elementi. Danes je ta način primeren samo za manjše in nizke objekte (podvozi, nadvozi in manjši viadukti) ali za objekte, ki so geometrijsko zelo zahtevni (manjše ločne konstrukcije in podobno). S tem načinom gradnje lahko torej izvedemo konstrukcije poljubnih unikatnih oblik, poleg tega pa je tu možno betoniranje v enem kosu. Velik minus pri tej tehnologiji gradnje predstavljajo izredno veliki stroški dela, odrskega in opažnega materiala ter počasna izvedba, zlasti opažnega sistema, ki je v veliki meri odvisna od temeljnih tal.

2. Gradnja polje za poljem na fiksnem odru, podprtem na stebrih:

Jekleni palični nosilci lahko premoščajo večje horizontalne razpone, s čimer se zmanjša strošek vertikalnega podpiranja, posebej pri višjih odrih. Tipski palični elementi višine 1.5 do 2.5m se običajno sestavljajo v nosilce dolžine 10 do 25m. Naslonijo se lahko direktno na steber objekta, ali pa dodamo še začasno jekleno podporo, ki mora biti ustrezno temeljena, s čimer podvojimo dolžino podpiranja oz. razpon objekta. Na ta način podpremo in betoniramo eno ali več polj konstrukcije v odvisnosti od števila razpoložljivih podpornih konstrukcij. Po strditvi in napenjanju betoniranega dela, oder prestavimo in postopek ponavljamo do izdelave celotnega objekta.

Ta tehnologija gradnje omogoča dobro kakovost izvedbe, saj naredimo največ en delovni stik na polje, v primerjavi s prejšnjo tehnologijo pa je zaradi manjše potrebe po opremi cenejša. S to tehnologijo gradnje je primerno premoščati predvsem manjše in srednje razpone ter krajše dolžine objektov, ekonomsko primerno pa je graditi predvsem enostavnejše prečne prereze, kot so plošča ali rebrasta plošča.

3. Gradnja polje za poljem na pomičnem odru:

Pomični oder je logična izpopolnitev prejšnje tehnologije, pri katerem nosilna jeklena konstrukcija (oder) potuje z opažem od stebra do stebra. Ena faza betoniranja je enaka dolžini tipičnega polja. Lažje palične konstrukcije omogočajo izvedbo plošče z dvema rebroma običajno do dolžine 35m, težje polnostenske pa izvedbo škatlastega prereza do razpona 50m in več. Glede na lego poznamo pomične odre z nosilno konstrukcijo

spodaj in zgoraj, glede na način premikanja pa eno ali dvofazno pomične odre. Odri z nosilno konstrukcijo zgoraj so se razvili kasneje ter omogočajo gradnjo v majhnih radijih in ne presegajo v svetlo višino pod objektom.

Ekonomične dolžine objektov so za lažje konstrukcije nad 250m ter nad 400m za težje. Prednosti te tehnologije gradnje so predvsem gradnja, ki je neodvisna od terena, kvalitetna monolitna izvedba z enim stikom na polje, ponavljanje enakega delovnega takta, velika trajnost objekta in hitra gradnja. Edina slabost te tehnologije je neprimernost pri gradnji mostov z razponi nad 50m, poleg tega pa je tu potrebna draga oprema, ki z večanjem razpona zelo raste.

4. Montažni nosilci z monolitno ploščo:

V Sloveniji je bila ta tehnologija pri gradnji prvih odsekov avtocest najpogosteje uporabljena. Primerna je za razpone od 20 do 45m ter poljubne širine, ki jih dobimo s sestavljanjem nosilcev. Nosilci so izdelani v obratu ali ob objektu na gradbišču. Daljši nosilci so predvsem zaradi prevoza sestavljeni iz manjših (običajno treh) kosov. Do nedavnega so se posamezni segmenti nosilcev sestavljali z lepljenim epoksi stikom, brez armature med elementi. V novejšem času je ta povezava izvedena z vmesnim betoniranjem, s tako imenovanim »mokrim stikom«, ki vsebuje tudi pasivno armaturo. Po sestavi in prednapenjanju sledi montaža nosilcev s posebno lansirno konstrukcijo ali pa z avtodvigali, če je to mogoče. Na nosilce se zabetonira voziščna plošča, ki nosilce poveže v branasti sistem. Prečniki in plošča se betonirajo in napenjajo po poljih, s čimer se dobi neke vrste kontinuirni sistem. Ta kontinuirni sistem (stalna obtežba deluje na prostoležečem sistemu) je stikovani ravno na mestu največjih obremenitev, to je nad podporo, kjer je težko zagotoviti polno prednapetost v vseh fazah.

Ker gre v tem primeru za montažno gradnjo glavnega nosilnega sistema prekladne konstrukcije, je tako možna industrijska izdelava nosilcev na zalogo. S to tehnologijo gradnje je možno most zgraditi v zelo kratkem roku in ob zmanjšanih stroških dela. Glavna negativna stran te tehnologije gradnje pa je zaradi povečanega števila stikov manjša trajnost objekta.

5. Montažna segmentna gradnja:

Pri tej tehnologiji gradnje je mostno polje razdeljeno drugače kot pri montažnih nosilcih, torej ne vzdolžno, ampak prečno. Gradnja torej poteka zvezno od enega opornika proti drugemu, pri čemer montažne segmente »zlagamo« enega za drugim in jih medseboj povezujemo s prednapeto armaturo. Posamezen montažni element predstavlja celotni prečni prerez, ki je v tem primeru segment škatle – običajno dolžine 2 do 4m. Dolžina segmenta je primarno odvisna od njegove teže in velikosti ter nosilnosti opreme za transport in montažo. Običajna teža segmenta znaša od 30 pa do 150 ton. V posebnih primerih, posebej nad plovnimi vodnimi površinami, so segmenti lahko tudi večji, saj so plovna dvigala praviloma precej močnejša.

Prednosti te tehnologije gradnje so predvsem hitra montaža in zato predvsem zmanjšan strošek dela, saj je to ob dovolj veliki količini elementov cenovno zelo ugodna tehnologija. Poleg tega sta v tem primeru manjša vpliva krčenja in lezenja, saj se tu napenjajo vsaj en mesec stari elementi. Slabost te tehnologije pa predstavlja veliko število stikov, ki segajo preko celotne prekladne konstrukcije. Tako obstaja predvsem velika verjetnost zamakanja solnice in je s tem ogrožena trajnost kablov, ki pa se ne smejo porušiti, saj vsa nosilnost temelji na njih. Zaradi manjše duktilnosti konstrukcije je ta tehnologija manj primerna za potresna območja. Poleg tega je dovoljena izredno majhna toleranca pri izdelavi in montaži segmentov, pri izdelavi stikov pa je potrebno paziti, da so v primeru uporabe epoksi lepil le-te temperaturno in vremensko pogojene. Stroški te tehnologije predstavljajo velik minus predvsem zaradi povečane potrebe po kabliah ter zaradi relativno drage potrebne opreme za samo gradnjo.

6. Prosta konzolna gradnja:

Metodo je leta 1950 vpeljala nemška firma Dyckerhoff & Widmann, gradnja pa poteka z betoniranjem simetričnih lamel z vrha stebra konzolno na vsako stran proti sredini tipičnega razpona. Tam se naredi še zaključek oz. vozlišče s konzolo iz predhodnega podpornega stebra. Tehnologija je namenjena za gradnjo večjih razponov. Prečni prerez je običajno škatlast, in sicer, ponavadi konstantne višine za razpone od 60 do 100m ter

spremenljive višine za razpone od 80 do 300m. Dolžina posamezne lamele je odvisna od nosilnosti odra, ki konzolno pridrži sveži beton ter običajno znaša od 3 do 5m. Podpiranje lamel se izvaja z dvignjeno pomožno jekleno konstrukcijo ali pa, kot je bolj običajno, s konzolnimi vozički. Hitrost gradnje je torej 2 lameli (običajno $2 \times 5\text{m} = 10\text{m}$) na teden z enim parom opreme.

Podobno lahko na ta način gradimo tudi montažne mostove. Prefabricirane škatlaste profile s posebnim sistemom »pripeljemo« do mesta vgradnje, kjer vsak segment posebej s prednapeto armaturo povežemo s predhodnim. Pri tej gradnji gre torej za premagovanje velikih negativnim momentov, ki jih povzroča lastna teža konstrukcije (konzole). Uporaba konzolne gradnje se je dandanes razširila tudi na gradnjo ločnih mostov in na gradnjo mostov s poševnimi kabli.

Ta tehnologija gradnje je torej primerna za premagovanje večjih razponov (do 300m), ko odpovedo druge tehnologije za gradnjo betonskih mostov. Slaba stran te tehnologije je velik strošek dela in s tem večja cena objekta. Poleg tega je pri načrtovanju konstrukcije potrebno paziti na določevanje nadvišanj in na končno niveleto, saj se povesi konstrukcije tekom gradnje z povečevanjem razponov večajo.

7. Narivanje mostov s krajnega opornika:

Tehnologija gradnje mostov po postopku postopnega narivanja je v svetu zelo razširjena za gradnjo dolgih kontiniranih betonskih prednapetih mostov z razponi do 60m in skupno dolžino do 2000m. Po tej tehnologiji se prekladna konstrukcija izvaja v segmentih na stalnem proizvodnem mestu – delavnici, kjer se po prednapetju segmentov izvrši potiskanje konstrukcije s pomočjo hidravlične opreme v nov položaj, s čimer se sprostí opaz in plato za izdelavo novega segmenta. Ta tehnologija gradnje se izvede s pomočjo betonske delavnice, kjer izdelamo posamezen segment, s pomočjo sinhrono vezane hidravlične opreme z izvotlenimi jeklenimi ploščami in nosilci za narivanje, jekleno konzolno konstrukcijo (kljun), napravo za pridrževanje glavne konstrukcije, drsnimi začasnimi ležišči na stebrih s teflonskimi vložki, bočnimi hidravličnimi vodili s senzorji na stebrih in platojem na vrhu stebra za prisotnost

delevcev v toku postopnega narivanja ter z opremo za prednapenjanje segmentov in glavne prekladne konstrukcije.

Postopek gradnje s postopnim narivanjem spada v industrijski način izgradnje segmentov. Prekladna konstrukcija, ki se gradi po segmentih na istem mestu in se postopno nariva v končni položaj, na svoji poti prehaja skozi različne statične sisteme in to kot konzola, prostoležeč nosilec ter na koncu kot kontinuirni nosilec, tako da se v istem prerezu pojavljajo negativni in pozitivni momenti. Za prevzem statičnih vplivov v fazi gradnje se napnejo centrični kabli, ki v celoti pokrivajo vplive lastne teže konstrukcije. Za prevzem statičnih vplivov koristne obremenitve in prometa, se vgradijo kabli izven betonskega prereza v notranjosti škatle. Kabli so ponavadi poligonalni in se vodijo preko deviatorjev.

Na primernost določene tehnologije za gradnjo izbranega objekta medsebojno vpliva cel kup parametrov med katerimi so najpomembnejši višina nivelete nad terenom in velikost ovire, razponi, širina objekta in razpoložljiva gradbena višina konstrukcije, pogoji temeljenja, pogoji okolja in oblikovanja, pogoji obratovanja ter vzdrževanja. Najpomembnejši med njimi so za vsako tehnologijo gradnje prikazani v spodnji preglednici.

Preglednica 1: Glavne karakteristike pomembnejših tehnologij gradnje (Markelj, Pipenbaher, 1996, str.275)

Tehnologija	Primerni razponi (m)	Primerne dolžine objektov (m)	Hitrost gradnje (m/mes)
	10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120	100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000	20 40 60 80 100 120 140 160 180 200
Fiksni oder podprt na terenu	0 - 50	0 - 100	0 - 40
Fiksni oder podprt na stebre	10 - 30	100 - 300	40 - 80
Pomični oder	20 - 50	300 - 1000	60 - 120
Montažni nosilci z lito ploščo	20 - 40	100 - 500	80 - 120
Mont. segmentna gradnja	50 - 100	400 - 1000	120 - 200
Prosta konzolna gradnja	80 - 120 Dp 300 m	300 - 1000	80 - 120
Narivanje	30 - 60	300 - 1000	120 - 180

2 SPLOŠNO O NARIVANJU MOSTOV

Narivanje je posebna tehnika gradnje mostov, ki je različna za prednapete betonske mostove, sovprežne mostove in za prednapete sovprežne mostove. Ta tehnika ima veliko prednosti v primerjavi s klasično monolitno gradnjo. Oprema, ki jo pri narivanju potrebujemo, je dokaj enostavna in poceni. Delo posameznega segmenta lahko poteka nemoteno od vremenskih pogojev, saj je ponavadi opaž pod streho v delavnici. Poleg tega je delo v sami delavnici varnejše in bolj kvalitetno kot pa delo na terenu oz. v tem primeru na določeni višini mostu. Material, kot je npr. jeklo za armiranje in prednapenjanje, je za delo hitro in lahko dostopen, saj je shranjen v neposredni bližini delavnice, za njegovo premikanje pa je ponavadi potreben samo en žerjav. To v končni fazi pomeni prihranek pri času in denarju. Splošen opis tehnologije gradnje mostov s tehniko narivanja in opis posameznih tehnik narivanja je narejen po Rosignoliju (2002).

Gradnja mostu s tehniko narivanja je primerna takrat, ko premoščamo npr. reko, morje, avtocesto, železnico ali katerokoli drugo oviro, kjer zaradi te ovire nebi mogli v tla opreti opaža. V primerjavi s prosto konzolno gradnjo ima ta tehnika prednost, saj lahko tu delamo posamezne betonske segmente daljše od 20 metrov in se na ta način izognemo večjemu številu konstrukcijskih stikov in šibkih mest v sami konstrukciji. Ta ukrep vodi tudi k hitrejši izgradnji konstrukcije.

Gradnja mostov s tehniko narivanja je primerna tudi v primeru montažnih mostov, kjer prefabricirane betonske elemente oz. segmente enostavno povežemo med seboj in jih narivamo v prekladno konstrukcijo.

V primeru prednapetih betonskih mostov kaže ta tehnologija gradnje edino pomankljivost v veliki porabi armature za prednapetje, saj je zaradi velike lastne teže betonske konstrukcije tekom faze gradnje ta močno obremenjena.

V primeru gradnje sovprežnih mostov s tehniko narivanja imajo ti proti prednapetim betonskim konstrukcijam marsikatero prednost, saj imajo jekleni nosilci visoko strižno in natezno odpornost, medtem ko beton dobro prenaša tlak. V območju negativnih momentov, so spodnje pasnice nosilcev močno odebljene, ali pa so bočno podprte s prečnimi ojačitvami, saj je zaradi velikih tlačnih napetosti tu problematična lokalna stabilnost tankih jeklenih profilov. Pri zelo velikih razponih pride v poštev tudi spodnja betonska plošča, ki v tem primeru prevzame tlačne napetosti. V območju nateznih napetosti, pa so v betonski plošči potrebne vzdolžne ojačitve, da preprečimo nastanek razpok.

Omejitve pri narivanju sovprežnih mostov predstavljata predvsem vnos koncentrirane sile v stojino profila ter upogibne napetosti, ki tekom narivanja obremenijo vsak prerez konstrukcije. Lastna teža betonske plošče predstavlja od 75 do 85% celotne lastne teže konstrukcije. Zaradi tega razloga se ponavadi nariva samo jeklene nosilce, medtem ko se na njih izdelata betonska plošča v fazi, ko so jekleni nosilci že postavljeni. Ta ukrep zmanjša upogibne napetosti v jeklenih nosilcih ter se z njim v večini izognemo nateznim napetostim v betonski plošči. Pri tem se lahko prefabricirane betonske plošče nariva po jeklenih nosilcih, ali pa se na njih pripravi opaž, na katerega zabetoniramo še monolitno betonsko ploščo. Pri sovprežnih mostovih lahko torej izkoristimo možnost, da se večina konstrukcije zgradi v tovarni. To predstavlja veliko prednost pri kvaliteti in hitrosti izvedbe samega mostu.

Narivanje prednapetih sovprežnih mostov, kjer je betonska plošča na spodnji in zgornji strani, je zelo redko ter predstavlja več večjih težav. V praksi se je uveljavil način, kjer se celoten prečni prerez, torej spodnja in zgornja betonska plošča ter dve jekleni stojini, nariva hkrati. Prisotnost betonskih plošč predstavlja veliko potrebo po njihovem prednapetju.

V tem primeru, upogibne momente kot dvojico osnih sil prenašata obe betonski plošči, medtem ko strižne napetosti prenašata predvsem jekleni stojini sovprežnega prereza. Strižne napetosti se v končni fazi reducirajo zaradi uporabe prednapete armature.

2.1 Tehnike narivanja mostov

Sila, ki jo moramo tekom narivanja premagati, je proporcionalna sili teže konstrukcije. Čeprav je v večini primerov ta sila velikostnega reda nekaj MN, lahko pri daljših prednapetih betonskih mostovih preseže vrednost 10 MN. Za potiskanje lažjih mostov se je nekoč uporabljal vitel, preko katerega so z nizko cenovnimi hidravličnimi napravami vlekli jeklene vrvi ter tako potiskali celotno prekladno konstrukcijo. Za take konstrukcije se sedaj večinoma uporablja samopritrdilni sistem za potiskanje. V primeru težjih mostov pa se za narivanje izkoristi silo trenja, preko katere s pomočjo hidravličnih batov narivamo prekladno konstrukcijo.

Neodvisno od tehnike narivanja je pri tem postopku vedno nujno potreben nek sidrni element, ki ga zasidrano v tla. Ponavadi je za postavitev tega sidrnega elementa zelo primeren temelj opornika. V kolikor sam opornik ni dovolj nosilen, da bi prenesel vlečno silo celotne konstrukcije, se lahko za rešitev tega problema med seboj poveže temelj opornika in temelj delavnice ali pa se posebej v ta namen naredi temeljni blok, na katerega se kasneje postavijo hidravlični bati za narivanje prekladne konstrukcije.

2.1.1 Narivanje lahkih prekladnih konstrukcij

Naprave za narivanje lahkih prekladnih konstrukcij predstavljajo hidravlični bati, ki delujejo direktno na konec posameznega segmenta. Edina negativna stran teh batov je ta, da nobena izmed dveh tehnik, ki sta primerni za narivanje takih konstrukcij, ne more zagotoviti potiskanja v vzratni smeri. Le ta je občasno potrebna npr. v primeru, ko imamo pri narivanju po poševnici navzdol probleme pri zaviranju.

2.1.1.1 Sistem za vlečenje vrvi oz. palic

Pri tej tehniki sta potrebni dve visokovredni jekleni palici ustrezne dolžine ter dva votla hidravlična bata, ki sta pritrjena na prekladno konstrukcijo (slika 1) ali pa na opornik (slika 2). Visokovredni jekleni palici za vlečenje ponavadi postavimo pod ali ob prekladno

konstrukcijo. V primeru velikih vlečnih sil palice zamenjamo s kabli za prednapenjanje, s katerimi lahko vlečemo s silo do 2.5 MN. Vrvi so v vsakem kablju še pred začetkom vlečenja posamezno prednapete. Vsak korak potega je omejen in sicer lahko povlečemo do največ 1m. V primeru, ko vlečemo po poševnini navzgor, je potrebno tekom vsakega koraka prekladno konstrukcijo zasidrati, da se izognemo nekontroliranemu drsenju v vzratni smeri. Pri uporabi dveh visokovrednih jeklenih palic se temu pojavu avtomatsko izognemo.



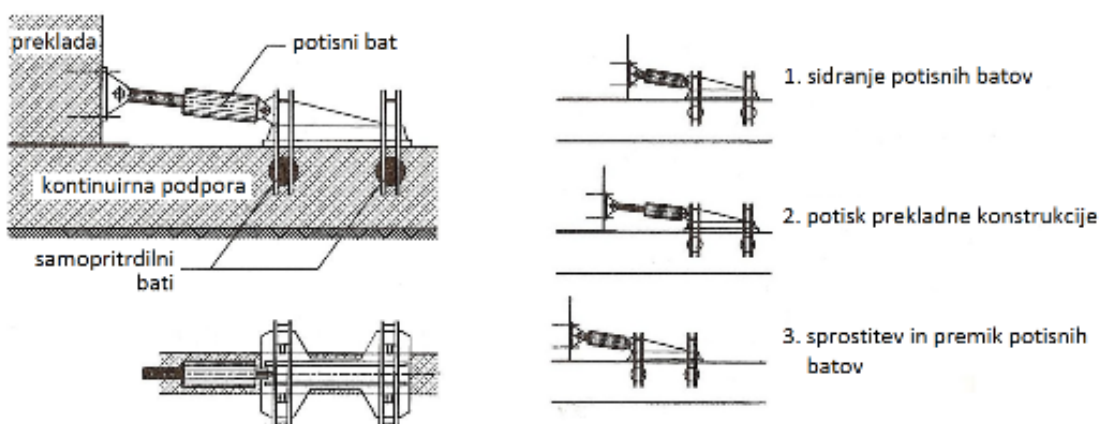
Slika 1: Potisni sistem z dvojnimi batmi pri narivanju jeklenega U nosilca (Rosignoli, 2002, str. 34)



Slika 2: Potisni sistem zasidran v opornik (Rosignoli, 2002, str. 35)

2.1.1.2 Samopritrdilni potisni sistem

Pri tehniki narivanja lahko za prenos potisne sile uporabimo hidravlične bate, ki jim namestimo toge podpore in jih opiramo direktno v konec posazmeznega segmenta prekladne konstrukcije. Ker hidravlični bati ne omogočajo dovolj velike izhodne dolžine, jih je zato potrebno večkrat premakniti in sidrati vzdolž kontinuirne podpore. Tehnika narivanja tega sistema je prikazana na sliki 3.

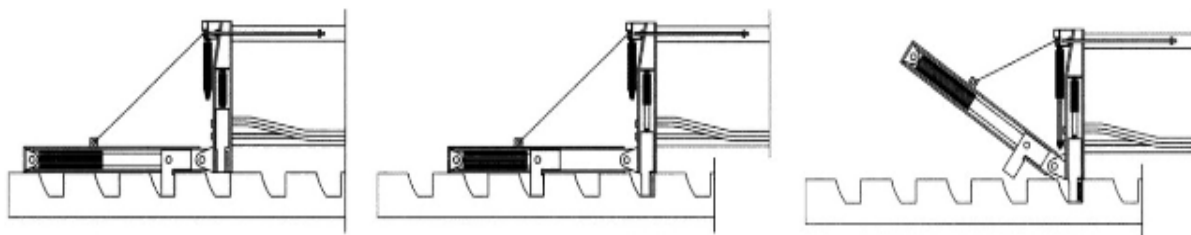


Slika 3: Potisni hidravlični bati na koncu prekladne konstrukcije in hidravlična pritrdila (Rosignoli, 2002, str. 40)

V primeru, ko narivamo po poševnini navzgor, je bolj uporabna malo dražja varianta podobnega sistema s hidravličnimi bati, ki jih premikamo po nazobčani podpori.

Uporaba samopritrdilnega potisnega sistema je omejena na narivanje lahkih in srednje težkih prekladnih konstrukcij v horizontalni smeri, saj v primerih, ko imamo opravka s težjimi konstrukcijami, cena tega načina narivanja kmalu postane neekonomična. Ta sistem torej uporabimo pri srednje dolgih prednapetih betonskih mostovih, dolgih jeklenih U-nosilcih za sovprežne mostove ter za prednapete sovprežne mostove. Slabosti samopritrdilnega potisnega sistema se kažejo predvsem pri onemogočenem potiskanju v vzratni smeri. Poleg tega prisotnost hidravličnih batov otežuje izgradnjo opaža in ovira razporeditev armature in kablov za prednapenjanje v delu stika.

V primerjavi s sistemi za vlečenje ta sistem ponuja nekatere prednosti, saj je tako narivanje veliko hitrejše. Pri narivanju vsakega segmenta so potrebni le dva ali pa trije delavci, tako da ti stroški v končni fazi prevladajo nad uporabo malo dražje opreme. Poleg tega je narivanje lažje, če narivamo ukrivljen nosilec. V primeru, ko narivamo po poševnini navzdol (tudi do 8% padca), lahko uporabimo sistem za zaviranje, ki je prikazan na naslednji sliki.



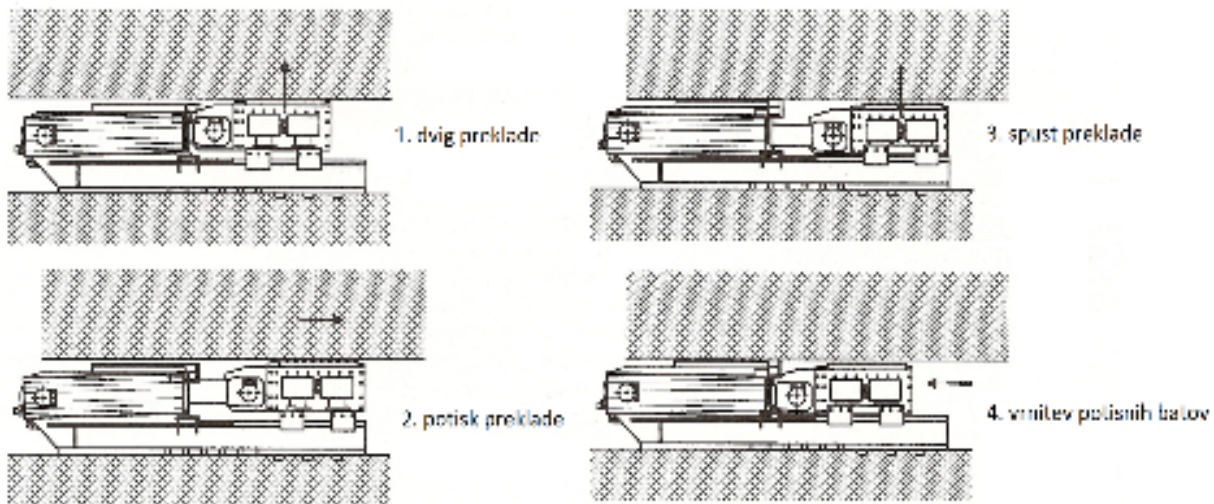
Slika 4: Sistem z možnostjo varovanja pri narivanju po poševnini navzdol (Rosignoli, 2002, str. 42)

2.1.2 Narivanje težkih prekladnih konstrukcij z izkoriščanjem trenja

Pri najtežjih mostovih dosežemo potisno silo za narivanje z izkoriščanjem trenja, pri čemer uporabimo enega ali več parov posebnih potisnih naprav, ki jih postavimo pod stojini prekladne konstrukcije. Najbolj enostavna naprava za narivanje je sestavljena iz vertikalne dvigalke, ki je na zgornji strani zelo hrapava, da je mogoče doseči čim večje trenje in je v kontaktu z dnom prekladne konstrukcije. Dvigalko v horizontalni smeri po ustrezno pripravljeni površini v obliki drsnih sani potiska hidravlični bat. Te sani so ponavadi jeklene in prekrite s teflonom, saj le na ta način dosežemo, da dvigalka drsi po saneh skoraj brez trenja. Dolžina enega koraka pri narivanju je odvisna od prostega hoda hidravličnega bata. Ta se običajno giblje med 0.25 in 1.0 metra. Ko dosežemo to dolžino, se vertikalna dvigalka spusti in za isto dolžino brez prekladne konstrukcije premakne v vzratno smer ter ponovi celoten cikel. Celoten proces takega narivanja je viden na sliki 5.

Uporaba sistema za narivanje, ki izkorišča trenje, ne predstavlja večjih problemov v primeru, ko hočemo konstrukcijo med narivanjem zaustaviti ali pa jo potegniti v vzratni smeri. Kakršnikoli premik lahko torej naredimo brez zdrsa. Poleg tega lahko hidravlične bate elektronsko kontroliramo. Na ta način lahko npr. nastavimo maksimalno silo narivanja, da le ta nebi preobremenila vmesnih podpornih stebrov. Hitrost narivanja je v tem primeru zelo

velika in lahko hitro doseže 10 m/h. Pri tem pa je dovolj, da dogajanje v območju potiskanja spremlja le en nadzornik. Cena takega postopka je torej zelo nizka že zaradi samega hitrega postopka, pa tudi zaradi majhne potrebe po delovni sili. Poleg tega je po končanem narivanju delavnica takoj pripravljena za izdelavo naslednjega segmenta.



Slika 5: Delovni cikel potisne naprave z izkoriščanjem trenja (Rosignoli, 2002, str. 45)

2.2 Konstrukcijski sistemi mostov

V praksi se je izkazalo, da se most kot gradbena konstrukcija najbolj obnaša, če ima obliko t.i. kontinuirnega nosilca. Tak konstrukcijski model ima kar nekaj prednosti pred npr. navadnim prostoležečim ali pa Gerberjevim nosilcem, saj so tu upogibni momenti in povesi bolje kontrolirani. Poleg tega se tu izognemo uporabi konstrukcijskih vezi in s tem izboljšamo potresno odpornost konstrukcije ter zmanjšamo njeno ceno.

Tekom narivanja je konstrukcijski sistem mostu vedno kontinuirani nosilec. To ima za posledico, da so upogibni momenti v polju zelo podobni upogibnim momentom nad podporo, le da so nasprotnega predznaka. Konstrukcija je v tej fazi podprta na začasnih ležiščih, ki povzročijo zelo malo trenja in tako omogočijo, da most narivamo s kar se da majhno silo. Ob straneh na stebrih so nameščena še stranska vodila z namenom, da most narivamo po točno določeni poti po nameščenih ležiščih. Po končanem narivanju, se statični



model celotne konstrukcije minimalno spremeni. Zamenjati je potrebno namreč le začasna ležišča s stalnimi in dokončati prednapenjanje.

2.2.1 Stalna ležišča za fazo uporabe

2.2.1.1 Različni tipi stalnih ležišč

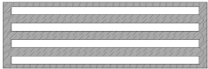
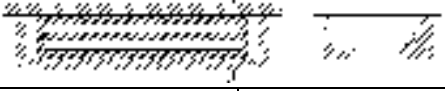
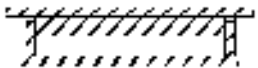
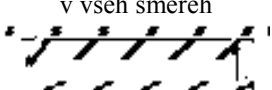
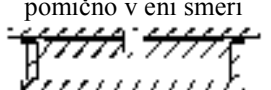

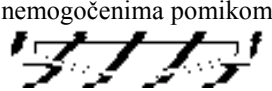
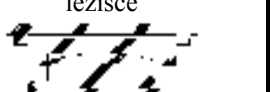
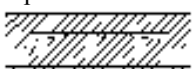

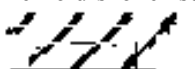
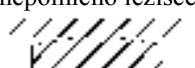
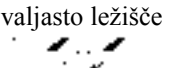

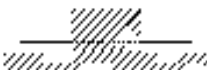
Ležišča so konstruktivni elementi mostu, ki služijo prenosu horizontalnih in vertikalnih sil iz prekladne konstrukcije na podpore, t.j. na opornike in stebre. Pri tem so ležišča oblikovana tako, da omogočajo ali preprečujejo pomike in rotacije. Teoretično se v točki podpiranja lahko pojavi 6 posplošenih premikov (po trije pomiki in tri rotacije) in 6 notranjih sil, tako da lahko glede na to ločimo ležišča, ki iz enega elementa na drugega prenašajo sile ali dopuščajo premike. Opisi tipov stalnih ležišč in njihovih razporeditev so bili povzeti po Radiću (2005).

Preglednica 2: Tipi običajnih ležišč in pripadajoče oznake (Radić, 2005, str. 399)

SIMBOL	FUNKCIJA	KONSTRUKCIJA ELEMENTA
	<ul style="list-style-type: none"> - preprečeni vsi translatorsni pomiki - omogočene rotacije v vseh smereh 	<ul style="list-style-type: none"> - točkasta rotacijska ležišča - lončna nepomična ležišča - elastomerna ležišča z napravo za preprečevanje pomikov - sferna ležišča
	<ul style="list-style-type: none"> - omogočen horizontalni pomik v eni smeri - omogočene rotacije v vseh smereh 	<ul style="list-style-type: none"> - lončna enosmerno pomična ležišča - sferna ležišča pomična v eni smeri
	<ul style="list-style-type: none"> - omogočen horizontalni pomik v obeh smereh - omogočene rotacije v vseh smereh 	<ul style="list-style-type: none"> - vrtljiva točkasta ležišča z omogočenimi horizontalnimi pomiki v obeh smereh (z drsno ploščo) - lončna pomična ležišča (drsna) - sferna ležišča z drsno ploščo
	<ul style="list-style-type: none"> - preprečeni vsi translatorsni pomiki - rotacija omogočena okoli ene osi 	<ul style="list-style-type: none"> - linijska vrtljiva ležišča
	<ul style="list-style-type: none"> - omogočen horizontalni pomik v eni smeri - rotacija omogočena okoli ene osi 	<ul style="list-style-type: none"> - kotaljujoča ležišča
	<ul style="list-style-type: none"> - preprečeni vsi translatorsni pomiki - omogočene rotacije v vseh smereh 	<ul style="list-style-type: none"> - ležišča za prenos horizontalne sile (ne prevzema vertikalne reakcije)
	<ul style="list-style-type: none"> - omogočen horizontalni pomik v eni smeri - omogočene rotacije v vseh smereh 	<ul style="list-style-type: none"> - ležišča za prenos horizontalne sile (ne prevzema vertikalne reakcije)

V preglednici 2 so bile prikazane oznake običajnih ležišč, ki se ponavadi pojavijo v načrtih za gradnjo mostov. Nepomična ležišča omogočajo samo rotacijo prekladne konstrukcije in prenose horizontalnih sil na podpore, medtem ko pomična ležišča teoretično omogočijo realizacijo vseh premikov, ne da bi se pri tem v njih pojavile notranje sile. Zaradi trenja v ležiščih ali zaradi deformacijske odpornosti v različnih elastomerih se te notranje sile dejansko pojavijo, vendar jih lahko pri računu zanemarimo.

Preglednica 3: Tipi stalnih ležišč v mostogradnji (Radić, 2005, str. 400)

TIP	STANDARDNI TIP	MODIFIKACIJA	
Elastomerni	armirano elastomerno ležišče 	elastomerno ležišče z napravo za preprečevanje pomikov 	
Lončasti	lončno ležišče 	drsno lončno ležišče pomično v vseh smereh 	drsno lončno ležišče pomično v eni smeri 
Sferni	drsno sferno ležišče 	Dršno sferno ležišče s onemogočenima pomikoma 	enosmerno pomično sferno ležišče 
Točkasti	nepomično ležišče 	drsno ležišče 	enosmerno dršno ležišče 
Linijski	nepomično ležišče 		enosmerno pomično valjasto ležišče 
Za horizontalne sile	za horizontalne sile 	usmerjeno ležišče 	

Stalna ležišča za fazo uporabe se dandanes redko projektirajo, saj je v praksi navada, da se tipsko ležišče nabavi od za to specializiranih proizvajalcev, pri čemer je potrebno biti pozoren na ustrezno atestno dokumentacijo, ki mora potrjevati in jamčiti kakovost, funkcionalnost, trajnost ležišča ter opisati njihov način vzdrževanja in pregledovanja. V [preglednici 3](#) so bili prikazani tipi stalnih ležišč, ki se v mostogradnji največ uporabljajo, v nadaljevanju pa so opisani še osnovni trije tipi.

Armirano elastomerno ležišče:

Armirana elastomerna ležišča so enostavna in razmeroma poceni in se večinoma uporabljajo pri manjših mostovih. V osnovi so ta sestavljena iz kombinacije lamel gume in jekla, pri čemer se v primeru delovanja vertikalne sile elastomer deformira le minimalno, saj mu to preprečujejo jeklene lamele. Zaradi velike strižne deformabilnosti lamel gume s temi ležišči ne moremo preprečiti niti horizontalnih deformacij niti majhnih rotacij. Vsaka deformacija ležišča tako dovede do pojava reaktivnih sil, s katerimi je potrebno računati. V primeru da želimo te deformacije preprečiti, je za to potrebno vgraditi ustrezne dodatne elemente.

Osnovne značilnosti elastomernih armiranih ležišč so vertikalna elastičnost, enakomerna porazdelitev tlačnih napetosti ter majhna konstruktivna višina, enostavna oblika in vgradnja. Taka ležišča so tudi sposobna prevzemati in prenašati horizontalne sile, vendar le v primeru, ko te ne delujejo stalno. Ob delovanju horizontalne sile na ležišče nastanejo pomiki, ki povzročijo reakcijo. Ta reakcija se s trenjem prenese iz prekladne konstrukcije na ležišče, pri čemer je potrebno preveriti, ali se pri vsaki obliki obtežbe pojavi dovolj velika vertikalna sila, ki ustvari to trenje. V primeru, da to ni izpolnjeno, se v tako ležišče vgradijo npr. sidrni trni, vijaki ali nazobčena sidrna plošča, ki prepreči morebitne zdrse med ležiščem in zgornjo oz. spodnjo konstrukcijo.

Za nekatera armirana elastomerna ležišča velja, da so dopustni pomiki pri seizmični kombinaciji obtežbe tudi do dvakrat večji kot pri statični kombinaciji. V principu ni dovoljeno, da se taka ležišča stalno deformirajo, zato je primerno, da se pomiki v primeru ponavljajočih se deformacij prevzamejo z uporabo ležišč z drsno ploščo.

Lončna ležišča:

Lončna ležišča se ponavadi predvidijo na podporah, kjer se pojavljajo reakcije večjih velikostnih redov. Osnovna izvedba je sestavljena iz jeklene posode v katero je vložen elastomerni disk, tesnila in pokrova. Taka izvedba velja za nepomično ležišče z omogočenimi rotacijami v vseh smereh. V primeru, da želimo ležišče narediti pomično, je potrebno vgraditi drsno ploščo, ki je običajno prekrita s teflonom (komercialno ime za PTFE –

polytetrafluoroethylene). Teflon velja za material, ki ima od vseh najmanjši količnik trenja, tako da na ta način skoraj popolnoma preprečimo trenje med različnimi deli in tako omogočimo enostavno pomičnost ležišča.

Izbira lončnih ležišč se opravi na podlagi največje vrrtikalne sile, ki jo prenesemo v podporni steber ali opornik. V primeru nepomičnih lončnih ležišč je potrebno preveriti, ali bo ležišče tudi preneslo največjo horizontalno silo, ki se pojavi v fazi obratovanja mostu. Če je ta sila večja od nosilnosti ležišča, lahko proizvajalec po potrebi poveča ležišče in prilagodi njegovo nosilnost.

Sferna ležišča:

Osnovni tip sfernega ležišča je sestavljen iz treh delov: konkavne plošče, sfernega elementa in gornje plošče. Pomiki med sestavnimi elementi se omogočajo z drsnimi ploščami na kontaktih. Tako ima spodnji konkavni element PTFE ploščo na gornji strani, medtem ko ima sferni element spolirano drsno ploščo na spodnji strani in PTFE ploščo na zgornji strani. Osnovni tip takega ležišča je pomičen, za preprečevanje nastanka pomikov pa lahko dodatno vgradimo jeklen obroč, ki ga vstavimo po obodu ležišča.

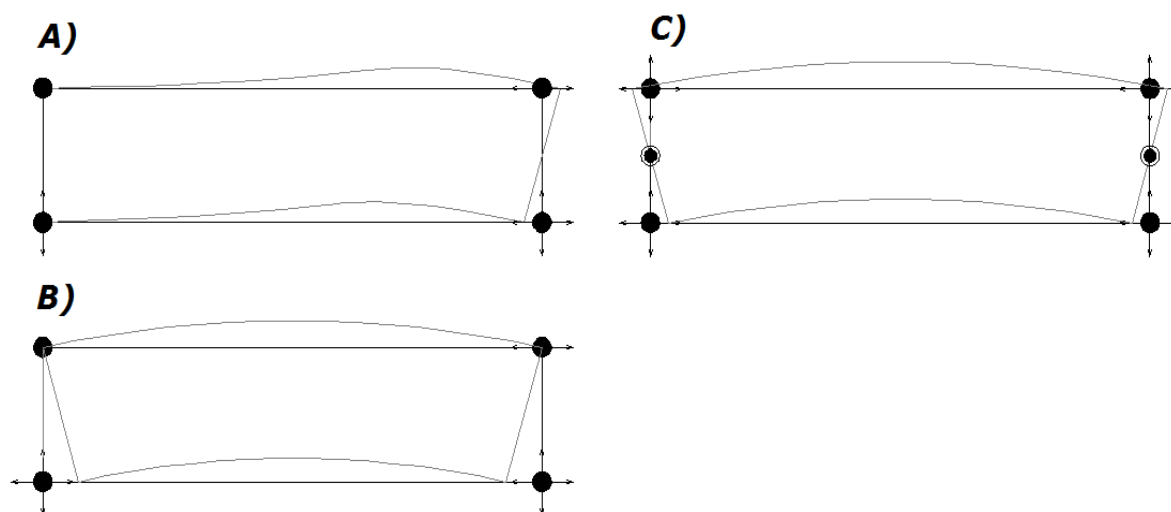
Glavna prednost standardnih sfernih ležišč v primerjavi z lončastimi ležišči predstavlja elastomerni element, ki se tu ne pojavi. Po naravi ima ta element manjšo trajnost od jekla in tako ne vpliva na zmanjšanje trajnosti ležišča.

2.2.1.2 Razporeditev stalnih ležišč

Prekladno konstrukcijo »položimo« na podpore na tak način, da dosežemo optimalno konstrukcijsko zasnovo in temu podrejen odnos notranjih sil in deformacij. To se doseže s pravilno izbiro in uporabo nepomičnih, pomičnih in delno pomičnih ležišč. Treba se je zavedati, da lahko poleg pomičnih ležišč premike prekladne konstrukcije dosežemo tudi s stebri (še posebej z višjimi in vitkejšimi), ki te premike omogočijo s svojo deformabilnostjo. Po drugi strani pa pomična ležišča, kakršnakoli so pač že, zaradi trenja prevzamejo del

horizontalne sile. Na konstrukcijsko zasnovano razporeda ležišč torej vplivajo omogočanje pomikov in prenos horizontalnih sil.

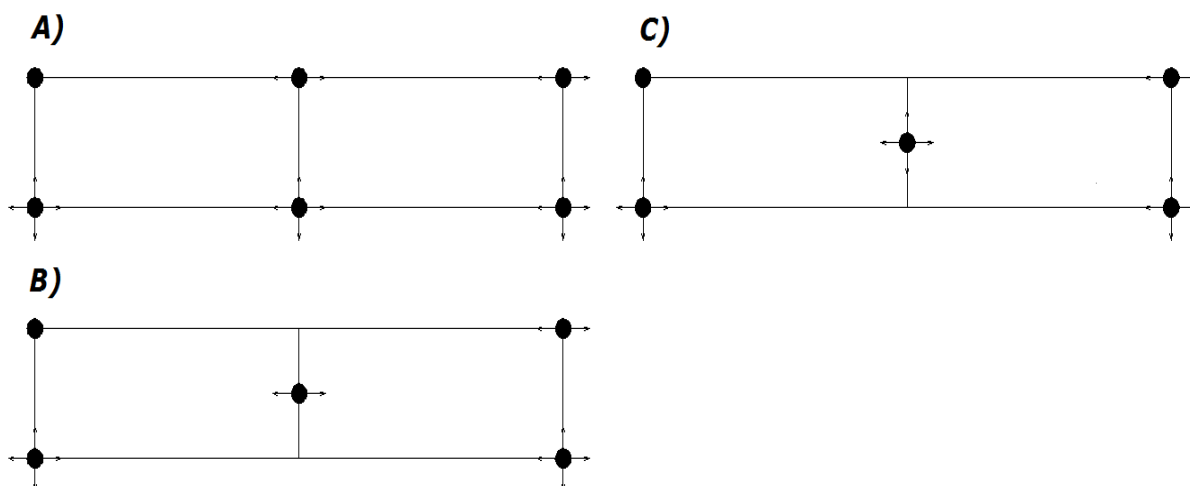
Florisna razporeditev ležišč mostu z enim razponom je zelo enostaven. Prvi primer (slika 6a) zagotavlja raznos vzdolžnih sil na en opornik, prečne horizontalne sile (npr. veter ali potres) pa povzročajo dodatne obremenitve v tej smeri na spodnjo konstrukcijo zaradi preprečenih pomikov. Da bi se tem pojavom izognili, je možna uporaba razporeda ležišč b) in c), vendar je taka razporeditev primerna le v primeru zelo gibke prekladne konstrukcije.



Slika 6: Variante florisne razporeditve ležišč mostu z enim razponom

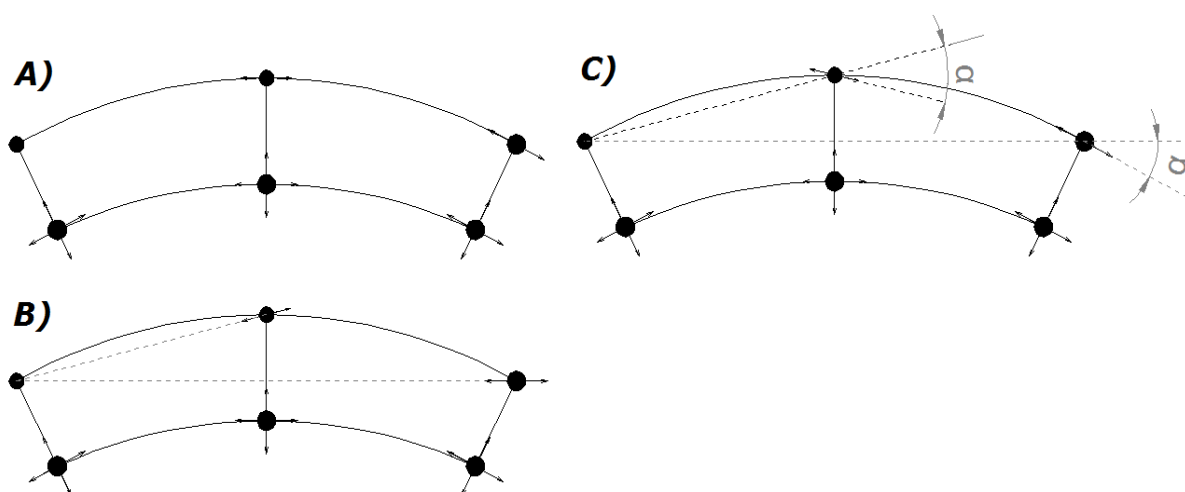
V primeru kontinuirne prekladne konstrukcije postavljamo na stebrih praviloma ležišča s preprečenim prečnim pomikom (slika 7a in b). Na ta način dosežemo enakomerno porazdelitev obtežbe v prečni smeri na vse stebre in opornike ter tako preprečimo, da bi preobremenili npr. le dva opornika ali stebra. Poleg tega je to podpiranje odvisno tudi od horizontalne togosti prekladne konstrukcije, pri čemer je možno od tega pravila odstopiti le v primeru horizontalno zelo toge prekladne konstrukcije, pri kateri se lahko vse vodoravne sile prenesejo na opornika (slika 7c).

V prečni smeri običajno postavimo na vsak opornik in steber vsaj po en par vertikalnih ležišč, tako da na ta način ustrezno prevzamemo torzijske deformacije. Na srednjem stebri je možna rešitev z enim vertikalnim ležiščem.



Slika 7: Variante tlorisnega razporeda ležišč kontinuiranega mostu

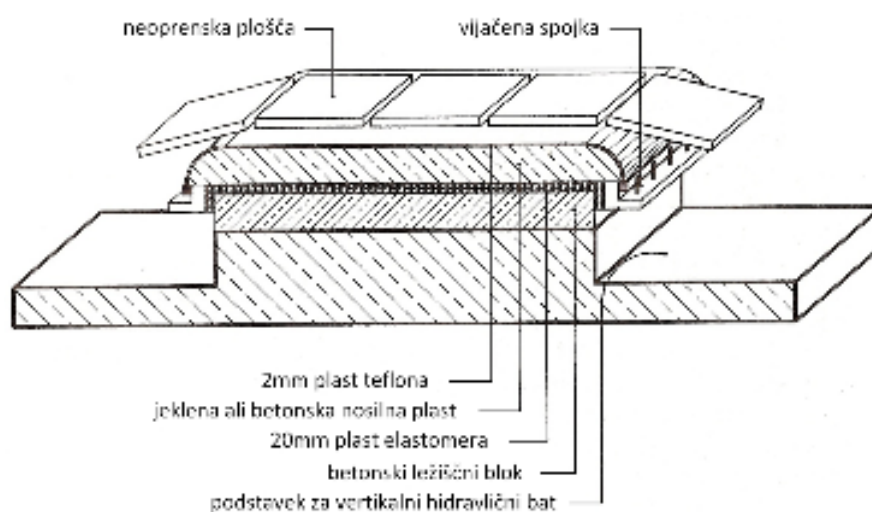
Za primer mostu v krivini bi se morali največji pomiki zgoditi v smeri prometnice, v splošnem pa ta smer ni enaka smeri linije od nepomičnega do pomičnega ležišča. Tako so osnovni razporeditve ležišč kontinuirnih mostov v krivini tangencialni (slika 8a) in polarni (slika 8b). Polarni razpored je od obeh primernejši za vplive prednapenjanja, lezenja, neenakomerne temperaturne spremembe in pomikov, ki jih povzročajo zaviralne sile vozil. Še boljši razpored ležišč od tangencialnega predstavlja razpored na sliki 8c. Tu so vsa enosmena pomična ležišča usmerjena za isti kot, ta kot pa tvorita smer linije od nepomičnega do pomičnega ležišča ter pomična smer ležišča.



Slika 8: a) tangencialna razporeditev, b) polarna razporeditev, c) alternativna razporeditev ležišč mostu v krivini

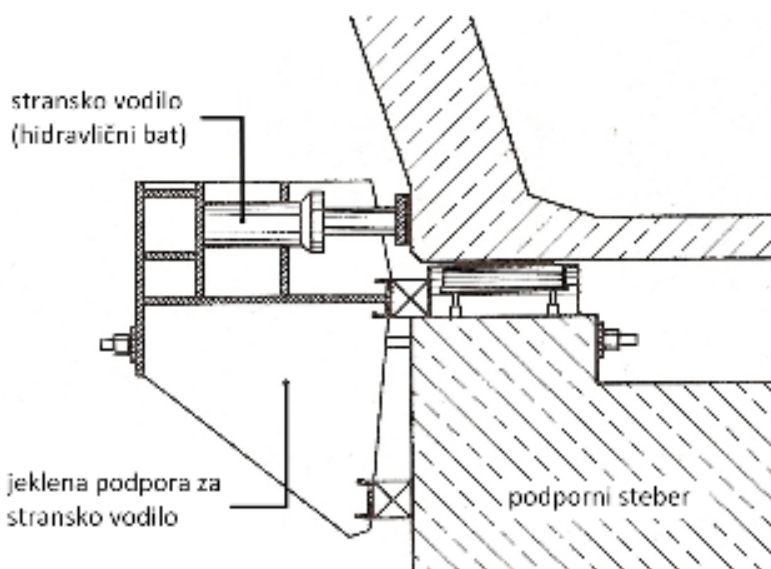
2.2.2 Začasna ležišča in stranska vodila za usmerjanje prekladne konstrukcije

Opis začasnih ležišč in stranskih vodil za usmerjanje prekladne konstrukcije je podal Rosignoli (2002). Začasna ležišča za narivanje so drugačna za prednapete betonske konstrukcije, sovprežne konstrukcije ter za prednapete sovprežne konstrukcije. Pri prednapetih betonskih mostovih, je najhitrejši in najcenejši način uporaba t.i. neoprenskih plošč, ki jih vstavimo med prekladno konstrukcijo in začasnimi ležiščnimi bloki. Opisano ležišče je prikazano na sliki 9. Začasni ležiščni bloki so narejeni iz plasti umetne gume ter jekla, na katerega je prilepljena še plast teflona. Možnost vstavitve neoprenskih plošč brez dvigovanja prekladne konstrukcije omogoča, da narivanje poteka kontinuirno in vsaj dvakrat hitreje, kot bi potekalo sicer. Večslojno elastomerno ležišče izboljša enakomerno porazdelitev kontaktnih napetosti, absorbira rotacije zaradi upogiba prekladne konstrukcije in zaradi geometrijskih nepravilnosti površja, pri čemer površje ležišča, ki je iz teflona, tekom narivanja zmanjšuje trenje med prekladno konstrukcijo in začasnimi ležiščnimi bloki.



Slika 9: Začasno ležišče (Rosignoli, 2002, str. 153)

Stranska vodila za usmerjanje konstrukcije so tekom narivanja nujno potrebna, saj je prekladno konstrukcijo potrebno narivati v točno določeni smeri. Poleg tega je tekom gradnje v prečni smeri potrebno prevzeti silo vetra oz. silo ob morebitnem potresu. Stranska vodila je potrebno namestiti na vse podporne stebre ter na začetni opornik. Skoraj v vsakem primeru jih namestimo na zunanji strani stojin, tako kot to prikazuje primer na sliki 10.



Slika 10: Stranska vodila za usmerjanje konstrukcije (Rosignoli, 2002, str. 155)

2.3 Napetosti v fazi narivanja

Pri gradnji mostov z narivanjem se je potrebno zavedati, da vsak prečni prerez prekladne konstrukcije potuje najprej nad podpornimi stebri ter nato še po polju med dvema podporama in je tako obremenjen enkrat z ekstremno vrednostjo negativnega in drugič pozitivnega upogibnega momenta. Pri kombinaciji z negativnim momentom je ta prerez obenem še obremenjen z maksimalno prečno silo.

Pri prednapetih betonskih mostovih so prerezi v poljih tekom narivanja redkokdaj preobremenjeni, saj so pozitivni upogibni momenti manjši kot v stanju, ko je konstrukcija obtežena še s spremenljivo obtežbo. V tem območju so strižne napetosti majhne. Zaradi oblike škatlastega prereza, je prerez dobro odporen na pozitiven moment, saj široka zgornja plošča predstavlja veliko površino tlačne cone. Za prevzem nateznih napetosti poskrbi vzdolžna prednapeta armatura, ki je nameščena v spodnji plošči. Prednapeta vzdolžna armatura je potrebna tudi v zgornji plošči, saj bo isti prerez nad podporo obremenjen tudi z negativnim momentom, zaradi katerega se bodo natezne napetosti pojavile na zgornjem robu prereza. Armatura v stojinah škatlastega prereza je projektirna za prevzem strižnih napetosti.

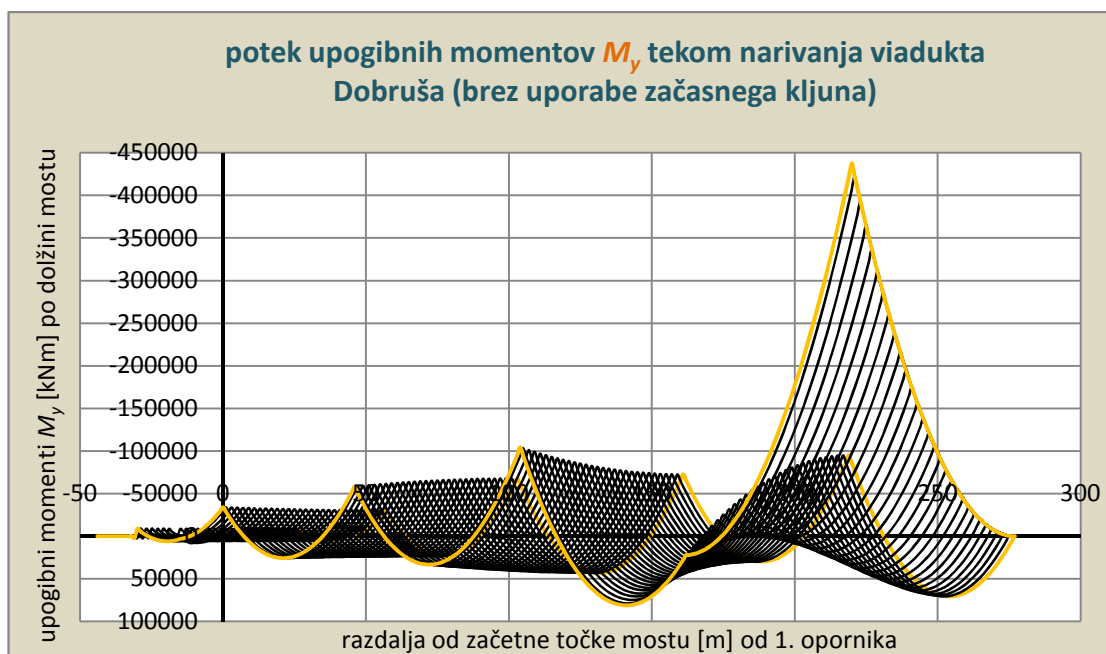
Poligonalne ali parabolične kable za ponapenjanje pa namestimo po končanem narivanju in v končni fazi prispevajo k večji strižni nosilnosti prereзов.

Ker je tekom narivanja vsak prerez prekladne konstrukcije obremenjen s spreminjajočimi napetostmi, je nujno potrebno, da sta vztrajnostni moment okoli šibke osi in debeline stojin konstante skozi celotno konstrukcijo. Po eni strani to preprečuje, da bi v polju naredili konstrukcijo nekoliko lažjo, po drugi strani pa s tem povzročimo predimenzioniranje celotne zgornje in spodnje betonske plošče. V končni fazi so nekateri deli tlačno obremenjenega prereza tako le še dodatno tlačeni, kar lahko predstavlja večji problem. Ciklično spreminjanje napetosti obenem tudi prepreči, da bi tekom narivanja uporabili prednapeto armaturo s poligonalnim potekom, saj bi bilo potrebno to armaturo ves čas premikati. Tako to armaturo namestimo po končanem narivanju.

V kolikor je prednapeti betonski most kontinuiran nosilec, ki ima veliko enakih razponov, lahko po končanem narivanju eno polje med dvema podpornima stebroma približno obravnavamo kot nosilec, ki je na obeh straneh togo podprt. Tekom narivanja, tik preden sprednji konzolni nosilec doseže naslednji podporni steber, je lahko prečni prerez nad podporo obremenjen tudi s 6-krat večjim negativnim momentom, s katerim bo ta nosilec obremenjen ob dotiku s podpornim stebrom. Strižna sila je v tem primeru dvakrat večja. Ovojnica upogibnih momentov, ki jo dobimo tekom faze narivanja mostu je za primer narivanja viadukta Dobruša z razponom 58,00 m in enakomerno lastno težo 0,296 MN/m prikazana na sliki 11. Torej tako razporeditev upogibnih momentov bi dobili v primeru narivanja mostu brez uporabe kljuna. Minimalni upogibni moment bi nastopil v prerezu nad prvo podporo, ko bi bil konzolni del prekladne konstrukcije najdaljši.

Zaradi očitno preobremenjenih delov prekladne konstrukcije je nujno potrebna uvesti nove rešitve, ki bodo tekom narivanja zmanjšale napetosti v sprednjem delu mostu. Naša želja je namreč ta, da so maksimalne napetosti v sprednji konzoli enake tistim napetostim iz primera idealno obojestransko togo vpetega nosilca. To lahko dosežemo le, če bo dolžina sprednje konzole enaka L_{cr} :

$$\frac{qL_{cr}^2}{2} = \frac{qL^2}{12} \quad (2.1)$$



Slika 11: Ovojnica upogibnih momentov za primer mostu z razponom 58.0m in porazd. obtežbo 0.296 MN/m

Iz enačnice (2.1) sledi, da je kritična dolžina konzole enaka $L_{cr} = 0.41 L$. Da dosežemo manjše napetosti so torej na voljo tri možnosti:

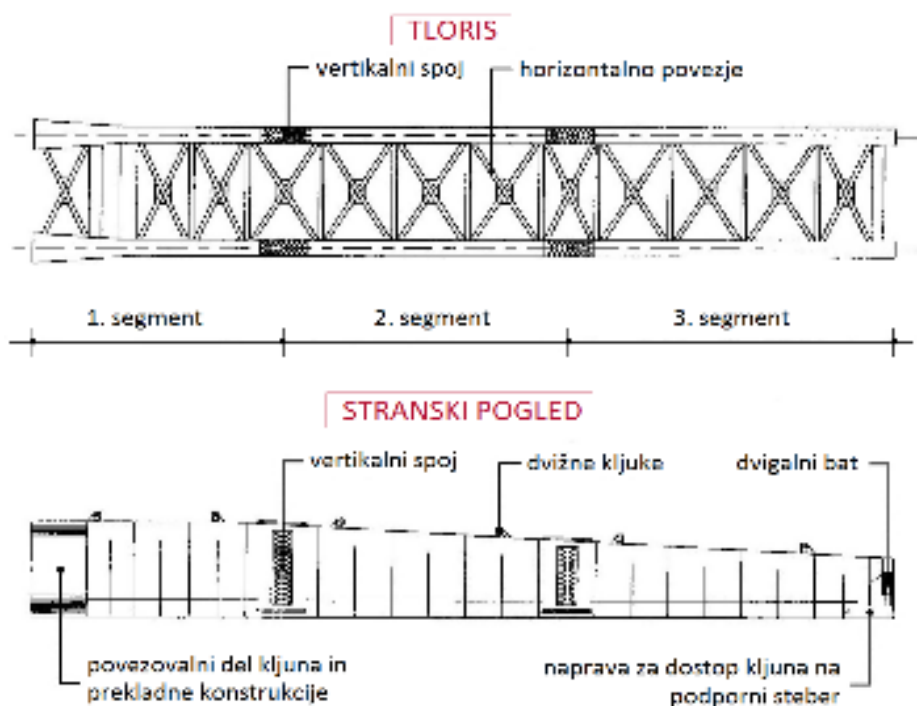
- 1) Zmanjšanje začasnih napetosti z zmanjšanjem razponov oz. z uvedbo začasnih podpor.
- 2) Zmanjšanje začasnih napetosti s podpiranjem previsnega dela z začasnim pilonom in poševnimi vrvmi.
- 3) Zmanjšanje teže previsnega dela z uporabo pomožnega kljuna.

Varianta z uporabo začasnih podpornih stebrov se je izkazala za izjemno drago, poleg tega se ogromno časa porabi za izgradnjo samega podpornega stebra. Ta rešitev pride tako v poštev samo pri mostovih z velikimi razponi. Pri uporabi sistema z začasnimi poševnimi zategami je potrebno na zgornjo stran mostne konstrukcije vgraditi začasni pilon, preko katerega simetrično povežemo jeklene visokovredne kable s koncem previsnega dela in določenega dela konstrukcije, ki je od previsnega dela oddaljen za dva razpona. Ko napnemo silo v kablkih, se previsni del pomakne navzgor. Tik preden prekladna konstrukcija doseže naslednji podporni steber, je torej potrebno paziti na to, da vertikalna sila, ki se pojavi v začasnem pilonu, ne poveča pozitivnega upogibnega momenta v sprednjem razponu. Ker je ta tehnika tekom narivanja zelo zamudna in kompleksna, je ponavadi ne uporabimo. Še najbolj običajna

in ugodna rešitev za zmanjšanje napetosti v prekladni konstrukciji tekom narivanja je uporaba kljuna za narivanje. Ta tehnika je najbolj varna, najhitrejša in najbolj ekonomična, tako da je uporaba kljuna pri prednapetih betonskih mostovih že standardna. Skupaj z uporabo začasnih podpornih stebrov je mogoče premostiti tudi največje razpone.

2.3.1 Kljun za narivanje

Tekom 40 letne zgodovine narivanja mostov so se uporabljali različni tipi kljunov za narivanje. Najpogosteje uporabljeni so tisti, ki so sestavljeni iz dveh polnostenskih nosilcev, ki ju medseboj povežemo s horizontalnim povezjem. Ti nosilci so zaradi lažjega transporta sestavljeni iz večih delov, ki so medseboj togo povezani z vertikalnimi spoji (slika 12). Kljun narejen iz prednapetega betona ni najbolj uporaben iz ekonomskega stališča zaradi skoraj nemogoče ponovne uporabe, pa tudi zaradi težavnega transporta. Prednapeti sovprežni kljuni (ploščata jeklena stojina in prednapete betonske pasnice) se uporabljajo pri narivanju ekstremno težke in toge prekladne konstrukcije. V kolikor ni omejitve pri globini oz. višini pomožnega kljuna za narivanje, je le ta lahko narejen v obliki paličja. Taka oblika kljuna pa je primerna le za narivanje jeklenih nosilcev pri sovprežnih mostovih.



Slika 12: Tipični sestav kljuna za narivanje (Rosignoli, 2002, str. 76)

Horizontalno povezje pomožnega kljuna za narivanje se skoraj vedno načrtuje za vsak most posebej, saj je potrebno, da se spodnji in zunanji rob narivalnega kljuna ujame s spodnjim in zunanjim robom začetnega prereza prekladne konstrukcije, ter da se obenem pri narivanju uporabljajo ista ležišča in stranska vodila za kljun in za prekladno konstrukcijo.

Pri načrtovanju kljuna ponavadi najprej izberemo njegovo začetno dolžino, ki je običajno enaka L_n ,

$$L_n \approx 0.65 L \quad (2.2)$$

njegovo lastno težo q_n pa izračunamo po naslednji enačbi:

$$q_n = kL_n^2 \quad (2.3)$$

Pri tem se za avtocestne prednapete betonske mostove vzame $0.0012 \leq k \leq 0.020$ in $0.0018 \leq k \leq 0.030$ za železniške mostove. Podane vrednosti za L_n in q_n so približne začetne vrednosti, ki jih izberemo pri začetnem koraku optimizacije kljuna za narivanje.

Višino kljuna ponavadi določimo tako, da je ta kar enaka višini prekladne konstrukcije. Ta višina je najvišja višina kljuna in je konstantna le nekaj metrov od stičnega prereza, nato pa se z oddaljevanjem od vozlišča zmanjšuje. Ta ukrep se naredi zaradi zmanjšanja mase začasnega kljuna in posledično zaradi prihranka, omogoča pa ga razvoj negativnega upogibnega momenta v konzoli, ki je prav tako kot višina kljuna manjši z oddaljevanjem od vozliščnega prereza.

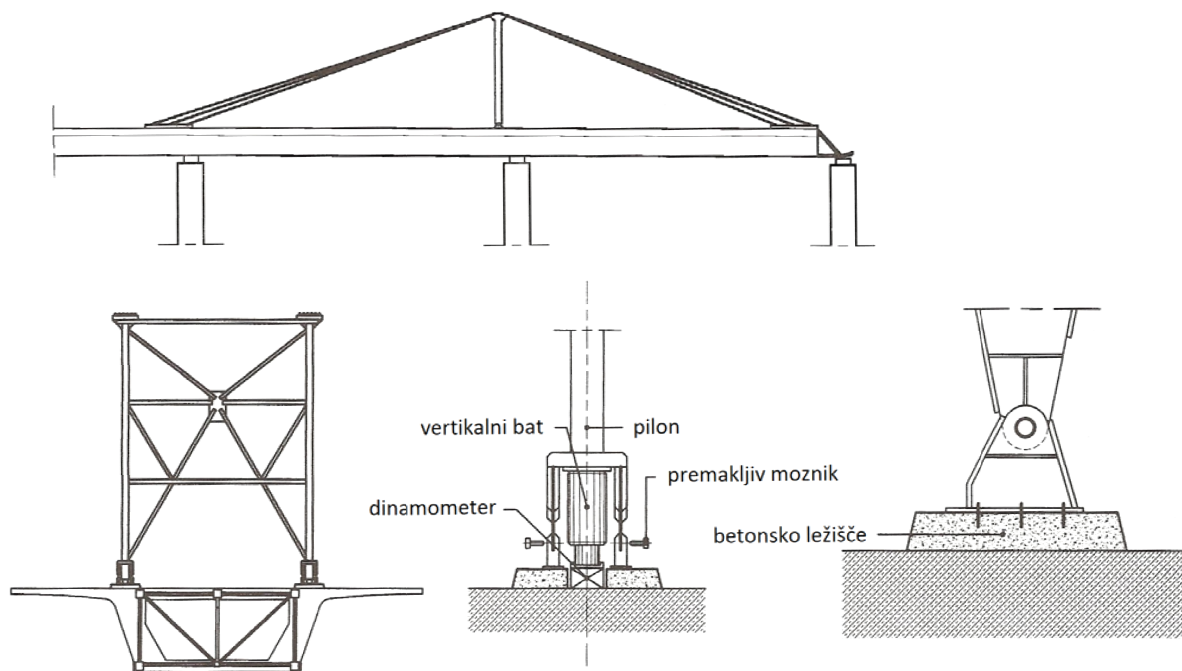
Prerazporeditev obremenitve na oba jeklena nosilca začasnega kljuna je lahko izrazito neenakomerna, še posebej v primeru, ko sta jeklena nosilca preblizu skupaj. Zato posledično vsak jekleni nosilec posebej projektiramo na 75-100% celotne reakcije, ki se prenese na začasni kljun. Ta kriterij ponavadi upoštevamo tudi pri lokalnem prednapetju, ko povežemo kljun in prekladno konstrukcijo.

Ko se tekom narivanja približujemo naslednjemu podpornemu stebri, je vertikalni položaj kljuna nekoliko oddaljen od položaja, s katerim bi morala kljun in kasneje prekladna konstrukcija nalegati na podporni steber. Elastičen povos je nastal zaradi previsnega stanja konstrukcije, ki se upogne zaradi svoje lastne teže. V primeru podobnosti vseh razponov in podpornih stebrov z enako osno togostjo, lahko upogib konzolne konstrukcije prekorači vrednost 10 cm. Za nadaljevanje gradnje z narivanjem je v tem primeru torej potrebno začasni kljun skupaj s prekladno konstrukcijo dvigniti za to vrednost. V ta namen se v večini primerov na koncu kljuna naredi dodatni jekleni konzolni del, ki ima vgrajene hidravlične bate. Ko ta konzolni del doseže začasna ležišča, se le tega spusti na neoprenske plošče, po katerih drsi vse dokler ni potrebno dvigniti kljun za ustrezen elastični povos prekladne konstrukcije. Celoten opis kljuna za narivanje je bil povzet po Rosignoliju (2002).

2.3.2 Začasno podpiranje s poševnimi vrvmi preko pomožnega pilona

Drugi način za zmanjševanje prehodnih napetosti, ki so posledica previsnega stanja konstrukcije, je uporaba sistema začasnega podpiranja s poševnimi vrvmi, s katerim podpiramo sprednji del prekladne konstrukcije. Ta naprava je sestavljena iz pilona, ki je pritrjen na prekladno konstrukcijo, ter iz večih kablov, ki so pritrjeni na vrhu vgrajenega pilona in simetrično na vsaki strani prekladne konstrukcije. Pilon je postavljen tako, da v času, ko kratek kljun za narivanje doseže podporni steber, je le ta nekaj metrov pred predhodnim podpornim stebrom. Pri tem morata biti obe nogi pilona postavljeni na mestu, ki leži točno nad stojino prekladne konstrukcije (slika 13).

Da bi ta sistem deloval pravilno v vseh fazah narivanja, je za to potrebna kontinuirana sprememba napenjalne sile v kablju, saj se s povečanjem te sile poveča tudi vertikalna koncentrirana sila, ki se preko pilona prenese v prekladno konstrukcijo. To je predvsem pomembno v fazi, ko začasni kljun doseže podporni steber. Takrat je sila v kablju največja, prav tako pa tudi vertikalna sila na prekladno konstrukcijo. Ker se pilon takrat nahaja tik ob prejšnjem podpornem stebri, ta sila bistveno ne poveča pozitivnega momenta v polju. Vpliv na pozitiven moment bi bil velik, če bi se pilon nahajal npr. na sredini predhodnega razpona.



Slika 13: Začasno podpiranje prekladne konstrukcije s poševnimi vrvmi (Rosignoli, 2002, str. 89)

V praksi se ta sistem skupaj z dolgim oz. običajnim kljunom uporablja pri prednapetih betonskih mostovih za premagovanje največjih razponov. Kljub temu obstajajo omejitve, ki preprečujejo uporabo tega sistema. Za uporabo tega sistema namreč potrebujemo dovolj dolgo delavnico za izgradnjo betonskih segmentov. Ta mora biti dolga za vsaj dva razpona, da lahko na že narejeno prekladno konstrukcijo na obeh straneh pilona zasidramo kable ter da preprečimo prevrnitev celotne konstrukcije. Poleg tega je potrebno ves čas kontrolirati in uravnavati napetosti v pilonu in v kablji. Izračuni so za ta primer zato zelo kompleksni, saj so natezne napetosti v vrveh odvisne tako od elastičnih deformacij v začasnem podpornem sistemu kot tudi od elastičnih deformacij v sami prekladni konstrukciji. Prav tako je pomembna natančna postavitev ležišč na vrhu podpornega stebra. Koncentracija napetosti tik pod samim pilonom je zelo velika, zato se kljub potrebnim ojačitvam ponavadi pojavijo problemi z razpokami. Pri uporabi tega sistema so na samem začetku potrebni daljši betonski segmenti, ki potrebujejo večjo osno prednapenjanje kot pa v primeru običajnega narivanja z uporabo običajnega kljuna za narivanje.

Zaradi vseh omenjenih razlogov, se skupaj s s sistemom za začasno podpiranje prekladne konstrukcije uporabi še malo krajši kljun za narivanje dolžine L_n :

$$0.4 \leq \frac{L_n}{L} \leq 0.6 \quad (2.4)$$

Priporočljivo višino pilona h_t določimo iz naslednje enačbe:

$$0.40 \leq \frac{h_t}{L-L_n} \leq 0.44 \quad (2.5)$$

V taki kombinaciji lahko narivamo težke prekladne konstrukcije z razponi od 60–70-m. V kolikor želimo premagovati večje razpone, je skoraj nujno potrebna uporaba začasnih podpor. Celoten opis začasnega podpiranja s poševnimi vrvmi preko začasnega pilona je bil povzet po Rosignoliju (2002).

2.3.3 Začasne podpore

Prvi mostovi, ki so bili narejeni s tehniko narivanja, so bili izvedeni s pomočjo začasnih podpor. Njihov glavni namen je bil zmanjšati oz. v večini primerov razpoloviti posamezne razpone. Zdaj se ta rešitev pojavlja vedno bolj redko, saj jo uporabimo samo takrat, ko premagujemo zelo velike razpone. Torej samo v tem primeru, z izgradnjo začasnega podpornega stebra, njegovih temeljev in skupaj s potrebno delovno silo, pokrijemo stroške prednapetja, ki bi bili sicer potrebni, da bi prekladno konstrukcijo narivali preko prvotnega razpona. Poleg tega je uporaba začasnih podpornih stebrov priporočljiva le v primeru majhne višine teh stebrov, direktnega temeljenja, lahko dostopnega terena ali pa v primeru gradnje dveh ali večih vzporednih mostov, kjer podporni steber premaknemo z ene lokacije na sosednjo, ki je zelo blizu prejšnji. V vseh drugih primerih je pri gradnji velikih razponov priporočljivo zmanjšati vitkost prekladne konstrukcije (npr. na $12 \leq H/L \leq 15$) in uporabiti dolg kljun za narivanje, ali pa uporabiti krajši narivalni kljun v kombinaciji s sistemom z začasnim pilonom in poševnimi vrvmi.

Začasni podporni stebri so običajno bolj vitki kot stalni podporni stebri, saj so le ti začasni, poleg tega pa je zaželeno, da so čim lažji. Klub vsemu je tekom narivanja vertikalno posedanje začasnega podpornega stebra η_Z večje kot posedanje stalnega podpornega stebra η_S .

V kolikor je torej začasni podporni steber prisoten pri posameznem razponu, je relativno posedanje tega razpona η naslednje:

$$\eta = \eta_Z - \eta_S \quad (2.6)$$

To posedanje neugodno vpliva na pozitivni moment v prerezu nad začasnim podpornim stebrom in na negativni moment v prerezu nad sosednjim stalnim podpornim stebrom. Za most s stebri podobnih višin in končnih razponskih dolžin L , sta oba omenjena momenta enaka:

$$M \cong \pm \frac{24EI}{L^2} \eta \quad (2.7)$$

Pripadajoči robni napetosti

$$\sigma_{u,1} \cong - \frac{24E\eta}{L^2} z_{u,l} \quad (2.8)$$

sta linearno odvisni od višine prekladne konstrukcije in sta neodvisni od vztrajnostnega momenta prečnega prereza. Pri tem $z_{u,l}$ označuje oddaljenost od težišča do zgornjega oz. spodnjega roba prečnega prereza.

Začasni podporni stebri so zelo različnih oblik. Dandanes se največkrat uporabljajo podporni stebri, ki so sestavljeni iz montažnih modularnih stebrov ali sten, narejenih iz armiranega betona. Ti stebri/stene so postavljeni pod stojino prekladne konstrukcije, prečno pa so razmaknjeni z jeklenimi, navadno linijskimi elementi. Betonski modularni elementi so ponavadi ponovno uporabljivi, manj deformabilni kot so jekleni in manj občutljivi na temperaturne spremembe. Po drugi strani pa so jekleni podporni stebri lažji ter jih zato lažje prestavljamo iz enega mesta na drugega (sosednjega), v primeru da narivamo dve sosednji konstrukciji. Celoten opis začasnih podpor je bil povzet po Rosignoliju (2002).

3 PREDNAPETI BETONSKI MOSTOVI

3.1 Določitev začetnih dimenzij prečnega prereza prekladne konstrukcije

Pri projektiranju mostov je zelo pomembno, da izberemo začetne dimenzije prečnega prereza prekladne konstrukcije tako, da bo sam prerez prevzel vse napetosti, ki se bodo pojavile tako v končnini fazi kot tudi v fazi gradnje. To je toliko bolj pomembno, saj gradnja mostov z metodo narivanja predstavlja veliko različnih obtežnih primerov in mora tako določen prerez prevzeti vse prekomerne napetosti, ki se pojavijo v eni izmed faz narivanja, obenem pa je potrebno poskrbeti, da v končni fazi ta prerez ne bo predimenzioniran. Postopek izbora začetnih dimenzij prednapete armiranobetonske prekladne konstrukcije škatlastega prečnega prereza je podal Rosignoli (2002).

Upogibna nosilnost prednapetega betonskega prereza narekuje višina jedra prereza h_c , ki je odvisna od upogibne učinkovitosti ρ_f in od celotne višine H prečnega prereza,

$$h_c = \frac{I}{z_u z_l A} H = \rho_f H \quad (3.1)$$

pri čemer je upogibna učinkovitost prečnega prereza ρ_f definirana kot razmerje med kvadratom vztrajnostnega polmera r^2 in kvadratom maksimalnega vztrajnostnega polmera r_{max}^2 prečnega prereza:

$$\rho_f = \frac{r^2}{r_{max}^2} = \frac{I}{z_u z_l A} \quad (3.2)$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad (3.3)$$

$$r_{max}^2 = z_u z_l \quad (3.4)$$

Največja sprememba upogibnega momenta med narivanjem je enaka,

$$\Delta M_{max} = k\gamma AL^2 \quad (3.5)$$

pri čemer je γ specifična teža betona, A je površina prečnega prereza prekladne konstrukcije in L je dolžina razpona. Če zanemarimo temperaturne spremembe in različne postavitve ležišč, potem je $k = 0.16 \div 0.22$ v sprednjem delu in $k = 0.12 \div 0.15$ v zadnjem delu prekladne konstrukcije. Pri tem se sprednji del nanaša na del prekladne konstrukcije, ki je tekom narivanja v konzolnem stanju, zadnji del pa predstavlja ves ostali del prekladne konstrukcije, ki se nahaja za prvim podpornim stebrom.

Prednapenjanje betonskega prereza, ki ga uporabimo v fazi gradnje za narivanje prekladne konstrukcije, lahko povzroči stanje dekompresije prečnega prereza le v primeru, ko je rezultirajoča sila spremembe upogibnega momenta znotraj jedra prereza. V tem primeru je minimalno osno prednapenjanje F_{min} enako

$$F_{min} = \frac{\Delta M_{max}}{h_c} = \frac{k\gamma AL^2}{\rho_f H} \quad (3.6)$$

Za nek karakteristični razpon je F_{min} premo sorazmeren lastni teži in obratno sorazmeren višini prečnega prereza in upogibni učinkovitosti. V kolikor zapišemo upogibno učinkovitost še malo drugače, lahko zapišemo minimalno osno prednapenjanje za fazo narivanja z naslednjo enačbo:

$$F_{min} = k z_u z_l \gamma \frac{A^2 L^2}{IH} \quad (3.7)$$

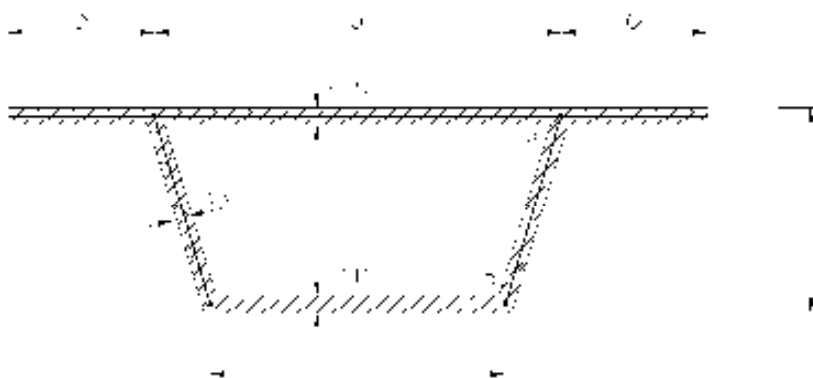
Glede na to, da je F_{min} kvadratna funkcija ploščine prečnega prereza, je priporočljivo le-to čim bolj zmanjšati. Pri tem pa je potrebno paziti, da z zmanjšanjem prečnega prereza bistveno ne zmanjšamo vztrajnostnega momenta prereza. Na ta način lahko močno privarčujemo pri samem osnem prednapenjanju, ki ga rabimo med narivanjem.

Da bi dosegli čim večjo odpornost prečnega prereza za negativni moment, je potrebno težiščno os prereza spustiti čim nižje. To lahko dosežemo tako, da povečamo debelino spodnje plošče, vendar s tem ukrepom povečamo prečni prerez in s tem zmanjšamo upogibno učinkovitost. Zato je v praksi bolj primerno, da se poslužujemo široke zgornje plošče ter da povečamo vztrajnostni moment s povečanjem višine prečnega prereza. To višino določimo s pomočjo empiričnih enačb za avtocestne mostove (v metrih),

$$H = 0.04 + \frac{L}{21.8} \quad (3.8)$$

za železniške mostove pa se ponavadi uporabi relacija $12 \leq H/L \leq 14$.

V primeru visokega prečnega prereza obe stojini največkrat naredimo poševno. To se naredi zaradi estetskega izgleda, pa tudi z namenom, da zmanjšamo izrazite konzolne dele zgornje plošče. Da naredimo prečni prerez čim boljši, upoštevamo razmerje dolžin enega previsnega dela zgornje plošče proti celotni dolžini. To razmerje naj bi bilo enako 0.24 in naj bi bilo različno za različne tipe prekladne konstrukcije. Priporočeno razmerje dolžin spodnje in zgornje plošče pa je neodvisno od tipa prekladne konstrukcije in je vedno enako 0.44.



Slika 14: Prečni prerez prekladne konstrukcije

Debelino zgornje plošče v primeru avtocestnih mostov določimo po naslednji enačbi (v metrih, simboli so iz slike 14),

$$t_{zg} = \frac{a}{25 \div 30} \quad (3.9)$$

pri čemer upoštevamo minimalne vrednosti od 0.22 do 0.26 m, odvisno od razdalje med stojinama in prisotnostjo/odsotnostjo prečnega prednapenjanja. Debelina spodnje plošče se določi glede na pogoj, da je potrebno težiščno os spustiti čim nižje:

$$t_{sp} = (b - t_w) \left(0.07 - \frac{L}{3700} \right) \quad (3.10)$$

Ponovno upoštevamo minimalne vrednosti 0.18 in 0.24 m v tistih območjih, ki so obremenjena z vzdolžnim prednapetjem. Omenjene vrednosti malenkost narastejo v območjih podpor z namenom, da prerez bolje prenese negativni moment. V primeru železniških mostov je minimalna debelina obeh plošč enaka 0.30 m.

Debelino stojine prečnega prereza narekujejo strižne napetosti, ki so posledica narivanja oz. lastne teže konstrukcije. Pri vsem tem se je potrebno zavedati, da se v fazi gradnje pojavijo večje strižne napetosti kot pa v končnem stanju konstrukcije. Zato je potrebno debelino stojine izbrati na podlagi teh začasnih napetosti, ter na podlagi razpetine razpona. V primeru avtocestnih mostov in notranjega prednapenjanja je debelina posamezne stojine enaka (v metrih),

$$t_w = b \left(\frac{L}{2100} + 0.02 \right) \quad (3.11)$$

v primeru zunanjega prednapenjanja pa:

$$t_w = \frac{bL-500}{2000} + 0.30 \quad (3.12)$$

Ponovno je potrebno upoštevati minimalno debelino, ki znaša 0.30 m. Za primer končane faze konstrukcije ponavadi ni potrebno delati ojačitev v stojinah, saj poligonalna ali parabolična razporeditev kablov, ki jih napnemo po končanem narivanju, zmanjšuje strižne napetosti v stojini.

3.2 Faze gradnje betonskega segmenta

Cikel gradnje posameznega betonskega segmenta pomeni zaporedje posameznih operacij, ki so potrebne, da ta betonski segment narivamo iz ene lege na naslednjo. Ta cikel je v splošnem odvisen od časa, ki ga beton potrebuje, da doseže zadostno trdnost. Poleg tega je odvisen še od postavitve mehke armature in same procedure betoniranja. Ponavadi ta cikel traja od 7 do 10 koledarskih dni.

Načrtovanje gradnje prekladne konstrukcije (priprava delavnice in opreme za narivanje, frekvence betoniranja posameznih segmentov, oblike prednapenjanja,...) je odvisno od dolžine mostu, razpoložljivega časa za samo gradnjo in od dolžine posameznega betonskega segmenta v primerjavi z dolžino tipičnega razpona. Pri tem je sama razdelitev na segmente prekladne konstrukcije odvisna od dolžine razpona. Pri mostovih, ki imajo veliko število kratkih in medseboj enakih razponov, je dolžina posameznega segmenta lahko kar enaka dolžini razpona, tako da s tako razdelitvijo zmanjšamo število vozlišč v prekladni konstrukciji. V primeru daljših razponov so dolžine posameznih segmentov običajno enake eni polovici ali eni tretjini celotnega razpona.

Pri gradnji vozlišč je potrebno paziti, da ima vsako izmed njih zadostno strižno nosilnost. Vsako vozlišče se torej naredi tako, da se pred betoniranjem z olji premaže površino predhodnega že zabetoniranega segmenta. Pri novem segmentu bosta krčenje in adhezija povzročila horizontalne razpoke, ki bodo pravokotne na površino vertikalnega vozlišča. Tem razpokam se lahko izognemo tako, da odkrušimo kontaktno površino. Kontaktna površina s svojo hrapavostjo deluje kot porazdeljeni strižni mozni. Razpokam se lahko izognemo tudi tako, da zmočimo kontaktno površino, nanjo pa nato postavimo mrežasto žico. Ostali bolj specifični strižni mozni niso potrebni, saj palice za vzdolžno armaturo, ki prečkajo vozlišče, ponavadi nudijo zadostno strižno odpornost v vozliščih.

Opis cikla gradnje posameznega betonskega segmenta ter opisi načinov betoniranja so bili povzeti po Rosignoliju (2002).

3.2.1 Dvostopenjsko betoniranje v enojnem opažu

Pri gradnji mostov z metodo narivanja se najpogosteje uporablja betoniranje določenega segmenta v dveh stopnjah, pri čemer naredimo med prvo in drugo stopnjo horizontalni delovni stik, ki je ponavadi v ravnini stičišča vertikalnih stojin in zgornje plošče.

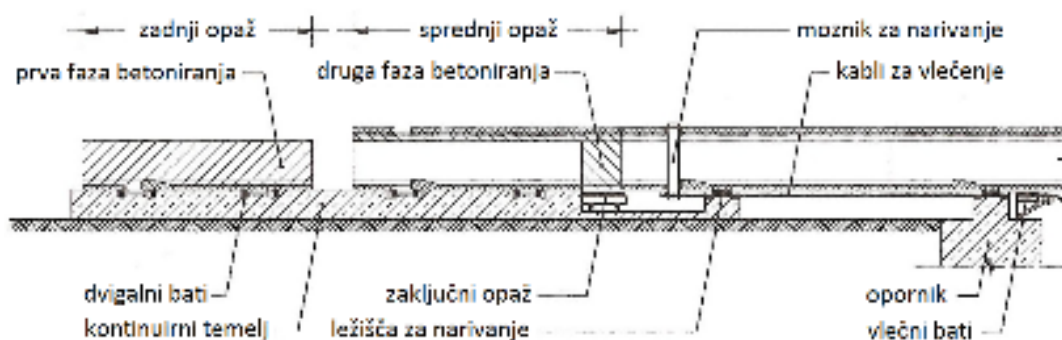
V tem primeru najprej postavimo zunanji opaž. Postavitev tega ne predstavlja večjih problemov, saj je le-ta dokaj enostavna, poleg tega pa se vsa uporabljena oprema lahko v večini primerov ponovno uporabi. Malo težavnejšo postavitev predstavlja notranji opaž, katerega oblika je odvisna od lege horizontalnega delovnega stika. Po postavitvi obeh opažev se opravi prva faza betoniranja. Po končanem betoniranju se pripravi še opaž za zgornjo ploščo, nakar se opravi še druga faza betoniranja.

3.2.2 Dvostopenjsko betoniranje v dvojnem opažu

Speciliziranost delovne sile je pri gradnji posameznih segmentov prinesla določene novosti. Pri gradnji določenega segmenta imamo namreč dve vrsti kvalificirane delovne sile in sicer tesarje, ki skrbijo za izgradnjo delovnega odra in opaža ter železokrivce, ki skrbijo za postavitev vzdolžne in prednapete armature. Ker v primeru enojnega opaža dejavnosti ene skupine delavcev ovirajo delo druge skupine, se je pri gradnji segmentov uveljavil način dela z daljšim zunanjim opažem in malo krajšim notranjim opažem. Notranji opaž je lahko v določenih primerih tudi pomičen, njegova dolžina pa mora biti vsaj enaka dolžini grajenega segmenta. Na ta način je možno delovno silo razporediti na različna mesta, ter s tem pospešiti gradnjo segmentov. Hitrejši proces gradnje je predvsem posledica dela železokrivcev, katerih delo na enem mestu poteka neodvisno od dela tesarjev na drugem mestu. Ker je delo ene skupine skoraj neodvisno od dela druge skupine, je zato možno v določenih primerih tudi podaljšati čas dela določene skupine. Negativna stran dvojnega opaža je predvsem višja cena izgradnje opaža, ki je v tem primeru najmanj dvakrat daljši kot je sicer potrebno.

V tem primeru je torej delovna površina razdeljena na dva dela (slika 15). Zadnji del je krajši, kot bo v končni fazi dolg segment, namenjen pa je betoniranju spodnje plošče in obeh stojin. Zabetonirani U-segment se v tej fazi ne ujema s predhodnim segmentom, saj se ta povezuje

naredi šele v naslednji fazi betoniranja. Sprednji del je po drugi strani namenjen betoniranju gornje plošče in omogoča gradnjo povezave med dvema segmentoma.



Slika 15: Dvofazno betoniranje v dvojnem opažu (Rosignoli, 2002, str. 146)

Betoniranje posameznega segmenta s pomočjo dvojnega opaža poteka torej tako, da se najprej po pripravljenem opažu ter vstavljeni armaturi za spodnjo ploščo in obe stojini pripravljeni U-segment še zalije z betonom. Med samim betoniranjem še pripravimo pomični opaž za zgornjo ploščo. U-segment se nato dvigne iz fiksnega opaža le za toliko, da med segment in izvlečnimi ležišči vstavimo neoprenske plošče. Dvig segmenta ne povzroči večjih napetosti, saj omenjeni segment v tej fazi še ni povezan s predhodnim. V nadaljevanju se U-segment izvleče po izvlečni progi iz zadnjega opaža. Opaž za zgornjo ploščo, ki je še vedno v zadnjem delu, povlečemo naprej in ga namestimo nad U-segment, v nadaljevanju pa to ploščo še zabetoniramo. Potem naredimo še kratek betonski odsek, ki povezuje pravkar narejeni segment s predhodnim. S takim načinom gradnje segmentov lahko torej gradimo od 20–30 m dolg segment na teden.

3.3 Prednapetje

Tekom narivanja mostov, se zaradi lastne teže mostu na določenih robovih pojavljajo natezne napetosti. Te napetosti je najučinkoviteje izničiti z uporabo prednapete armature. To armaturo uporabimo ločeno, in sicer v fazi gradnje ter po končani gradnji za fazo uporabe. V fazi gradnje se zaradi stalnega spreminjanja predznaka upogibnega momenta in prečne sile ne sme uporabiti paraboličnega ali poligonalnega poteka prednapete armature, saj bi bil njen učinek v nekaterih fazah narivanja neugoden. Tak način prednapetja torej uporabimo za fazo uporabe.

V fazi gradnje se tako lahko uporabi le centrično prednapetje. Namen takega prednapetja je torej zmanjšanje robnih nateznih napetosti do določene mere (delno prednapetje), ali pa popolno izničenje robnih nateznih napetosti oz. stanje dekompresije (popolno prednapetje). Centrično prednapetje je posebej neučinkovito v fazi uporabe mostu, saj lahko z dodatnimi tlačnimi napetosti na nasprotnem robu prekoračimo dopustne tlačne napetosti. Poleg tega ravna linija prednapetih kablov ne zmanjša strižne obremenitve, ki je posledica delovanja lastne teže.

V praksi se povprečna vrednost vnešenih tlačnih napetosti v določen prečni prerez giblje nekje od 5–7 MPa. Ta vrednost je razmeroma velika, za njo pa so potrebne sile prednapetja velikostnega reda nekaj 10 MN. V takih primerih je tako nujna uporaba zelo dragih naprav za prednapenjanje ter naprav za sidranje.

Prve mostove, ki so jih gradili s tehniko narivanja, so gradili tako, da so po končanem narivanju premaknili kable iz centrične v ekscentrično lego. Na ta način se je nekaj malega prihranilo pri materialu, vendar pa so bili toliko večji stroški delovne sile, ki je premikala te prednapete kable. Zaradi omenjenega se premikanje prednapete armature iz centrične lege ne uporablja več, poleg tega pa ta armatura služi kot dodatni faktor varnosti za stanje dekompresije v primeru nepredvidljivih pojavov, kot sta posedanje podpor in seizmično vzbujanje konstrukcije. Centrično prednapenjanje prispeva tudi k izboljšanju obnašanja prekladne konstrukcije blizu ničnih točk diagrama upogibnih momentov, ki so zaradi prisotnosti oz. odstotnosti koristne obtežbe na različnih mestih.

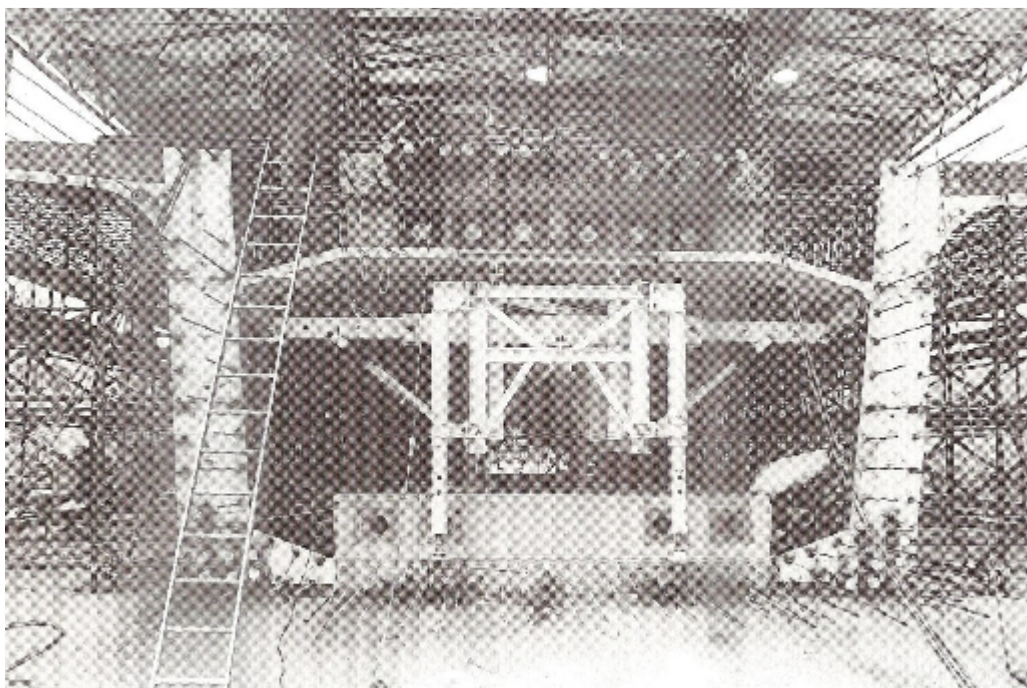
Opis prednapetja za fazo gradnje in za fazo uporabe je bil povzet po Rosignoliju (2002).

3.3.1 Centrična prednapeta armatura za fazo narivanja

Predno prično z narivanjem določenega segmenta, se prednapetje izvede predvsem zaradi problemov z razpokami, ki so posledica krčenja betona, in zaradi majhnih nateznih napetosti, ki so posledica izvlečenja tega segmenta iz narejenega opaža in narivanja preko območja podpor v delavnici ter nato še preko prvega razpona.

Prednapeto armaturo za narivanje se izvede na enega izmed naslednjih štirih načinov:

1. Z uporabo trajnih notranjih ravnih kablov, ki so medseboj v območju vozlišč sosednjih betonskih segmentov povezani s posebnimi spojkami.
2. Z uporabo začasnih ali trajnih notranjih ravnih kablov, ki so sidrani v dostopnih sidriščih, medseboj pa so v conah sidranja povezani z vzdolžnim prekrivanjem.
3. Z uporabo začasnih ali trajnih zunanjih ravnih kablov, ki se jih uporabi samostojno ali v kombinaciji z enim izmed prejšnjima dvema načinoma.
4. Z uporabo začasnih ali trajnih paraboličnih kablov (zunanjih ali notranjih), ki jih uporabimo v kombinaciji skupaj z začasnimi nasprotnimi (paraboličnimi) kabli. Rezultirajoča sila obeh kablov ima na ta način konstantno ekscentričnost. Poleg tega se pri tem načinu uporabi še ravne zunanje kable, ki približajo rezultirajočo silo prednapetja bližje k težiščni osi prečnega prereza.



Slika 16: Prefabricirani betonski bloki s pripravljenimi sidrišči (Rosignoli, 2002, str. 180)

Prednapeta armatura za narivanje predstavlja po zabetoniranju določenega segmenta veliko nevarnost za porušitev svežega betona v sidriščih. Da bi se izognili temu pojavu, lahko uporabimo npr. prefabricirane betonske bloke, ki imajo že pripravljena sidrišča za sidranje

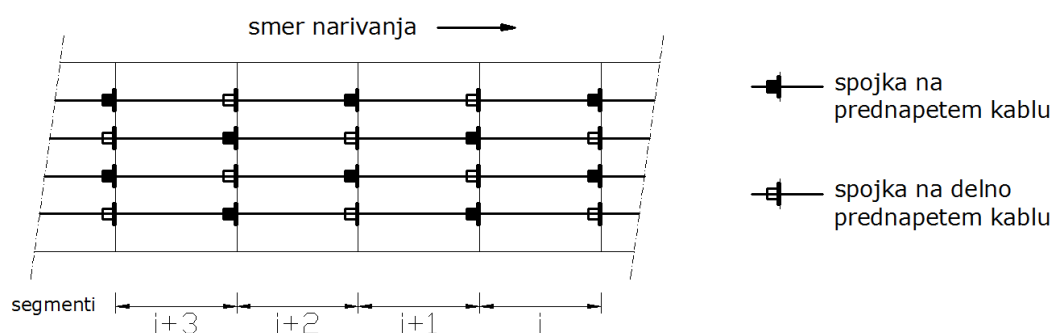
kablov (slika 16). Poleg tega je lokalno okoli sidrišč možno segreti beton in s tem doseči boljšo kontinuirnost ojačitve, kot v primeru uporabe betonskih blokov. V conah okoli sidrišč pa je možna tudi uporaba betona z višjo trdnostjo.

3.3.1.1 Notranji med seboj povezani ravni kabli

Po začetnih izkušnjah s premikanjem kablov se je prednapetje za narivanje najprej izvajalo z ravnimi kabli. Ti kabli so bili enako dolgi kot posamezni betonski segmenti, medseboj pa so bili v vsakem vozlišču dveh segmentov povezani s posebnimi pomičnimi spojkami. Omenjena spojena vozlišča ponujajo nekatere prednosti, kot so majhne sekundarne napetosti, majhne izgube prednapetja, enostavna izvedba spojev in enostavne ojačitve okoli spojev. Po drugi strani pa je ta način prednapenjanja omejen z nekaterimi drugimi stvarmi, saj je cena takega prednapenjanja visoka, saj so v povprečju ti kabli zelo kratki. Poleg tega svojo ceno predstavljajo potrebne spojke ter zahteva po izkušeni delovni sili. Po končani gradnji je to prednapetje nemogoče odstraniti. Običajno je potrebno tudi povečati debelino obeh plošč v bližini vozlišča dveh betonskih segmentov. V kolikor je to potrebno narediti vzdolž celotne prekladne konstrukcije, se s tem ukrepom obenem poveča lastna teža konstrukcije. Potrebno je tudi natančno preveriti vozliščne prereze, saj spojke močno zmanjšajo njihove vztrajnostne momente.

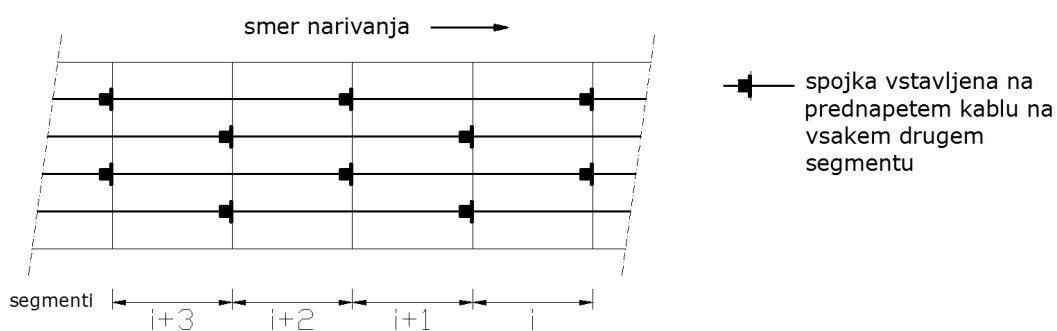
Pri tem načinu prednapenjanja se pogosto pojavijo porazdeljene razpoke v vozliščnem prerezu blizu sidrišč. Te se pojavijo zaradi cepilnih napetosti v betonu. Z vnešeno silo prednapetja se v vsakem sidrišču beton lokalno deformira, z njim pa se deformira še posamezno vozlišče, katerega izvedemo s prednapenjanjem ob priključku predhodnega in naslednjega betonskega segmenta. S tem, ko napremo na novo dodane kable, obenem minimalno zmanjšamo vnešene tlačne napetosti v prejšnjem segmentu in na ta način povzročimo nastanek razpok. Zaradi tega je v primeru prednapenjanja, ki je manjše od okoli 4 MPa, potrebno cone vozliščnih prerezov dodatno ojačati z mehko armaturo. Poleg tega vsi uporabljeni kabli, ki skrbijo za ustrezno porazdelitev sile prednapetja, zelo zakomplicirajo geometrijo samega vozlišča.

Zaradi omenjenih problemov, sta se pri tem načinu prednapenjanja razvili dve novi shemi prednapetja. Pri prvi so kabli spojeni v vsakem vozlišču med dvema segmentoma, vendar so prednapeti v vsakem drugem vozlišču (slika 17). Na ta način se prednapenjanje izvaja še malce hitreje. Po drugi strani pa je tak način spajanja malo dražji in po nekaterih standardih nedopusten (npr. AASHTO zahteva, da se v posameznem prečnem prerezu ne sme spajati več kot 50% vzdolžnih prednapetih kablov).



Slika 17: Kabli spojeni v vsakem vozlišču in napeti v vsakem drugem vozlišču

Pri drugem načinu moramo z enim kablom prednapeti dva zaporedna segmenta ter na vsakem kablom postaviti spojko posledično v vsakem drugem vozlišču. Na ta način izvedemo enkrat manj spojev, kot jih bi sicer (slika 18). V kolikor je delavnica ustrezne dolžine, je mogoče spajati tudi po tri segmente skupaj in na ta način še pospešiti prednapenjanje.



Slika 18: Prednapenjanje dveh segmentov hkrati

Kljub vsem neugodnostim, ki jih ta sistem s spojkami povzroča, pa je vseeno zelo uporaben pri vitkih oz. tankih prečnih prerezih prekladnih konstrukcij. V kolikor so prečni prerezi malo debelejši, pridejo s svojimi prednostmi v poštev prednapeti kabli, ki jih izvedemo z vzdolžnim prekrivanjem.

3.3.1.2 Prekrivanje notranjih ravnih kablov

Prenos sile prednapetja za narivanje s prekrivanjem ravnih kablov predstavlja nekaj prednosti, saj so posamezni kabli, ki jih napenjamo, v tem primeru malo krajši, kar pripomore k lažji montaži mehke in prednapete armature ter k manjši potrebi po delovni sili. Med samim vgrajevanjem betona se lahko opravlja še postavljanje prednapete armature v vnaprej pripravljene kanale. To posledično omogoča boljšo rotacijo delovne sile. Povprečna dolžina kablov se v tem primeru lahko poveča, kar dovede do nižje cene sidrišč in izgub v prednapetju. Poleg vsega se izgube v trenju pri daljših kablilih lahko zmanjšajo s simetričnim napenjanjem iz obeh strani.

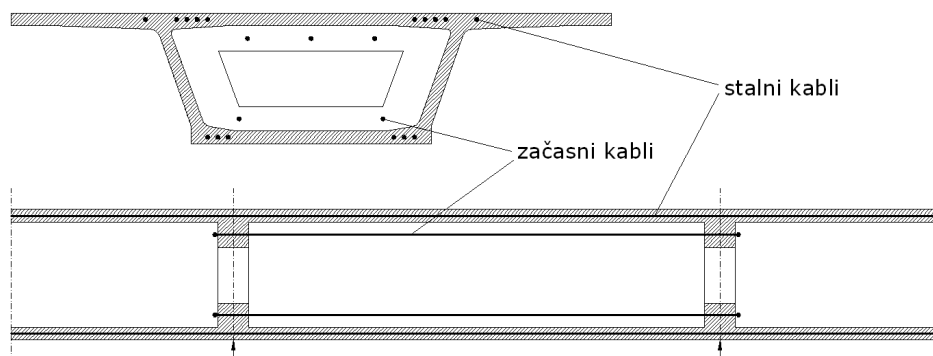
Tudi pri tem načinu je potrebno ravne kable sidrati na začetku in na koncu vsakega kabla. V kolikor postavimo sprednja sidrišča na mesta vozlišč dveh betonskih segmentov, imamo lahko ponovno težave z nastankom razpok. Tem težavam se na podoben način izognemo z dodatnimi ojačitvami z mehko armaturo.

Izvedba sidranja te armature je priporočljiva z uporabo dostopnih sidrišč, saj je dostop do kablov tako vedno mogoč, poleg tega pa je možno kable po končanem narivanju razbremeniti oz. ponovno obremeniti do željene mere. S tem dejanjem zmanjšamo stalno prednapetje v prekladni konstrukciji in se ga zato največkrat ne poslužujemo ter ga uporabimo samo v primeru, ko želimo popraviti nezaželjene učinke prednapetja za narivanje. Poleg tega so ponovno napeti kabli slabo uporabni, sidrišča in kanali za kable pa se pri tem delno uničijo. Kanale je posledično potrebno injektirati s posebno injekcijsko maso.

3.3.1.3 Ravni zunanji kabli

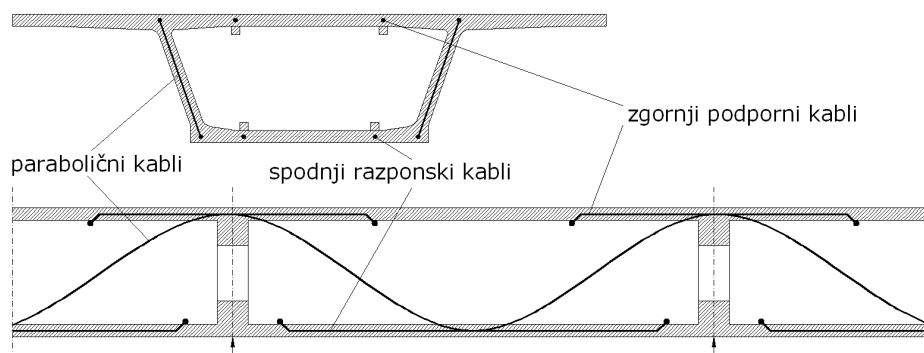
Pri narivanju nekaterih mostov se je pojavila uporaba prednapetih kablov v kombinaciji, kot to prikazujeta sliki 19 in 20. V ploščah prekladne konstrukcije postavimo ravne notranje stalne kable tako, da tvorijo centrično silo prednapetja. Poleg omenjenih kablov lahko uporabimo še ravne zunanje začasne kable, ki prav tako povzročijo centrično prednapetje. Te kable se po končanem narivanju razbremenijo tako, da z njihovim popuščanjem ne povzročimo sekundarnih obremenitev z upogibnimi momenti. V primeru popolnega prednapetja lahko ti

dodatni kabli služijo za prevzem upogibnih momentov, ki so posledica temperaturnih sprememb ali neenakaomernega posedanja podpor. Njihova vrednost prednapetja redkokdaj prekorači 25% vrednosti celotnega prednapetja. Za fazo uporabe konstrukcije napnemo po končanem narivanju še parabolične in ravne zgornje podporne ter ravne spodnje razponske kable (slika 20).



Slika 19: Prednapeti kabli za narivanje v kombinaciji s stalnimi notranjimi in začasnimi zunanji kabli

Uporaba zunanjih prednapetih kablov za narivanje dodatno zakomplicira postavitev mehke armature. Kljub temu s temi kabli prihranimo na času, saj se tu ne pojavlja vstavljanje kablov v zaščitne kanale ter kasneje še injektiranje. Odstranitev teh kablov je enostavnejša, njihova lega izven prereza pa pozitivno vpliva na mehanske lastnosti prečnega prereza. Odpornost prečnega prereza je v tem primeru zaradi manjšega števila lukenj večja. Z namenom, da še izboljšamo učinkovitost takega načina prednapenjanja, se zunanje kable zasidra direktno v prečnike nad podporo, te pa naredimo še pred začetkom narivanja.



Slika 20: Prednapeti kabli za fazo uporabe

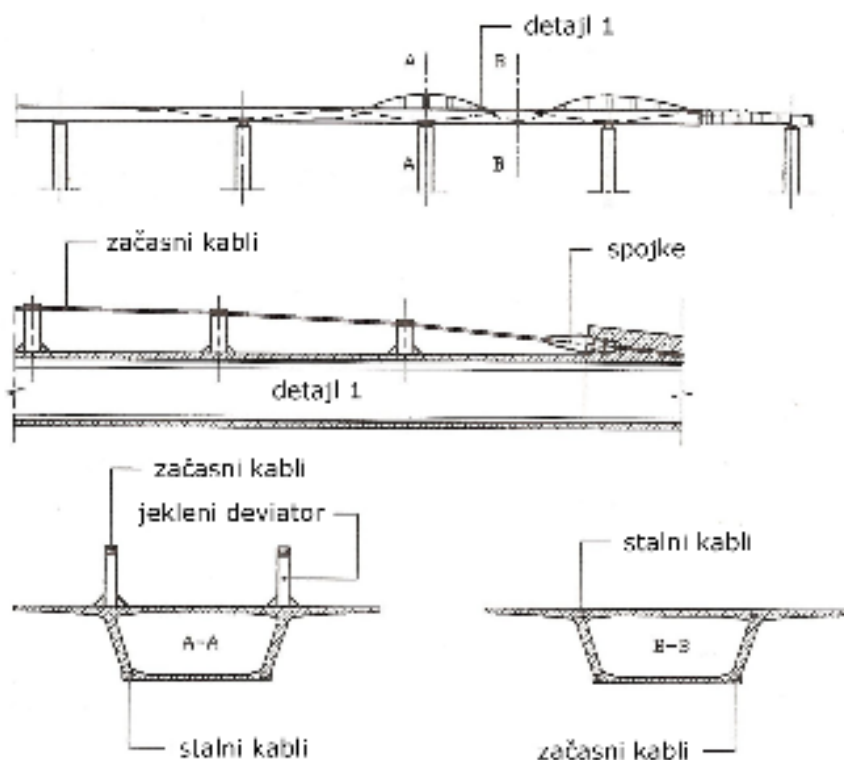
Uporaba velikega števila začasnih kablov je zelo neprimerna, razen v primeru, ko večkratna uporaba teh kablov pri različnih prekladnih konstrukcijah opraviči ceno uporabljenega materiala, ali v primeru, ko se začasni kabli lahko ponovno uporabijo pri paraboličnem ali poligonalnem končnem napenjanju. Po drugi strani zunanje kable uporabimo tudi za prevzemanje konic nateznih napetosti.

3.3.1.4 Nasprotni kabli

Nasprotni kabli se v zadnjih letih uporabljajo vedno bolj pogosto. Princip takega prednapetja je, da se loči končno prednapenjanje od začasnega. Končno prednapetje ima tipično obliko s paraboličnimi notranjimi ali poligonalni zunanji kabli, ki jih ponavadi dopolnjujejo ravni spodnji razponski in ravni zgornji podporni kabli. Začasno prednapenjanje sestavljajo kabli, ki izravnavajo ekscentričnost končnih kablov za narivanje, dokler ne dosežemo centrične sile prednapetja.

Začasni kabli so lahko kratki in ravnočrtni ter postavljeni znotraj ali blizu spodnji plošči v podpornih območjih oz. ob zgornji plošči na sredi razpona. Lahko pa so tudi dolgi in parabolični oz. poligonalni ter so glede na gravitacijsko os postavljeni simetrično stalnim kablom. V tem primeru je vzdolž razpona potrebna gradnja deviatorjev (slika 21).

S tem načinom prednapenjanja je omogočena optimizacija prednapetja tako v fazi gradnje kot v fazi uporabe. Kljub krajšemu času gradnje, ki je po končanem narivanju posledica prednapenjanja manjšega števila kablov, je ponovno napenjanje nasprotnih kablov dokaj težavno. Pri začasnem napenjanju kablov naj bi se kable namreč napelo na manj kot 85–90% dopustne natezne napetosti, saj je v nasprotnem primeru možna lokalna plastifikacija posameznih vrvi. Prednapete vrvi morajo pri tem biti galvanizirane in vstavljene v luknjaste polietilenske cevi, ki omogočajo kontrolo korozije. V primeru pretrganja vrvi ali pa celega kabla tekom napenjanja, te cevi nudijo dodatno varnost delovni sili, saj so cevi pripete na samo prekladno konstrukcijo.



Slika 21: Oblika centričnega prednapetja v primeru nasprotnih kablov (Rosignoli, 2002, str. 186)

3.3.2 Prednapetje za fazo uporabe

Ko je konstrukcija v fazi uporabe, diagrami upogibnih momentov in prečnih sil zaradi lastne teže v primerjavi s stanjem narivanja nekoliko spremenijo svoje vrednosti. V fazi uporabe mora konstrukcija prenesti lastno ter koristno obtežbo. Zaradi tega je centrično prednapetje, ki je služilo v fazi narivanja prekladne konstrukcije, precej neugodno. V tem stanju je najbolj primerno, da omenjene kable premaknemo na določeno ekscentričnost, da bodo tako bolje pripomogli k prevzemu zunanje obtežbe.

V kolikor želimo izračunati učinkovitost parabolično prednapetih kablov proti prenašanju stalne obtežbe, se lahko njihov upogibni učinek izenači s porazdeljeno linijsko obtežbo g_{par} , ki deluje v nasprotni smeri stalne obtežbe.

$$g_{par} = \frac{q_{par}}{R_k} \quad (3.13)$$

Pri tem je q_{par} sila prednapetja v paraboličnih kablilih, R_k pa je radij ukrivljenosti pripadajočega kabla.

Učinek prednapetih paraboličnih kablov delno uravnava stalno obtežbo (lastno težo g ter dodatno stalno obtežbo g_{perm}), zato je količnik linijske obtežbe zaradi prednapetih paraboličnih kablov proti stalni linijski obtežbi dober pokazatelj porazdelitve napetosti vzdolž prekladne konstrukcije. Vrednost tega količnika mora biti vsaj

$$\frac{q_{par}}{g+g_{perm}} > 0.60 \quad (3.14)$$

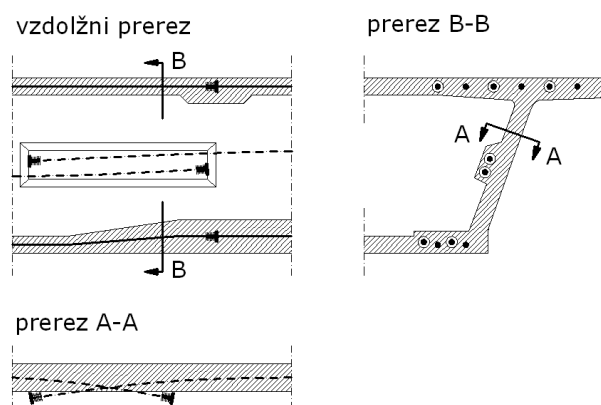
Zaradi reoloških pojavov je zaželejno, da ta količnik doseže vrednost vsaj okoli 0.70–0.80 in tako na ta način zagotovimo boljše trajnost konstrukcije.

Dodatni kabli za prednapetje se v prečni prerez vstavijo na najrazličnejše načine, odvisno od tega, kolikajna je potrebna končna sila prednapetja. V kolikor imamo v stojini prekladne konstrukcije nameščene notranje parabolične kable, jim lahko dodamo še zunanje poligonalne kable.

3.3.2.1 Notranji kabli

Dodatni notranji kabli (slika 22) so lahko razdeljeni na parabolične kable znotraj stojin, kable v zgornji plošči na območju podpor in na kable v spodnji plošči v razponskem območju.

Parabolične kable lahko prednapneno preko večih razponov hkrati, vendar v tem primeru pride pri prednapetju zaradi trenja do velikih izgub. Ko jih napnemo samo preko enega razpona, jih je potrebno sidrati v ničelnih momentnih točkah v naslednjem ali sosednjem polju, tako da se prekrivajo v preprezih nad podporami. V tem primeru smo podvojili učinek za prevzemanje negativnega upogibnega momenta nad podporo ter prečne sile. Prekrivanje teh kablov se lahko v bistvu naredi v katerikoli točki prekladne konstrukcije, pri čemer je sidranje potrebno narediti s posebnimi sidrišči (slika 22).



Slika 22: Sidrišča za prekrivanje paraboličnih kablov

Zgornje kable v območju podpor je ponavadi zelo težko napeti. V večini primerov so ti nepotrebni, saj parabolični kabli, ki jih dodamo centričnemu prednapetju za fazo narivanja, ponavadi pokrijejo obremenitev z negativnimi momenti. V nasprotju s tem so spodnji kabli v razporskem območju prekladne konstrukcije, saj je njihova vgradnja dokaj lahka, poleg tega pa je njihov učinek zaradi večje ročice do težiščne osi veliko večji.

Notranji kabli so napeti vedno po končanem narivanju. Da bi se izognili njihovi koroziji, posamezne vrvi vstavimo tik pred napenjanjem. Njihovi kanali so pripravljene in vstavljeni v sam prerez že med gradnjo posameznih segmentov, za kasnejšo uporabo pa jih je potrebno narediti toge ter vodotesne.

3.3.2.2 Zunanji kabli

Zunanji kabli za napenjanje se uporabljajo vedno bolj pogosto, saj se jih vgradi precej hitreje in lažje kot notranje kable. Poleg tega pri uporabi zunanjih kablov ni potrebno povečevati dimenzij prečnih prerezov, kar pomeni, da se lastna teža konstrukcije po nepotrebem ne poveča.

Beton v monolitnih stojinah je bolj nosilen kot beton, ki vsebuje številne kanale, poleg tega pa ti kanali zmanjšujejo odpornost prereza, ovirajo enakomerno porazdelitev napetosti in zakomplicirajo vibriranje. Z eliminiranjem notranjih paraboličnih kablov omogočimo

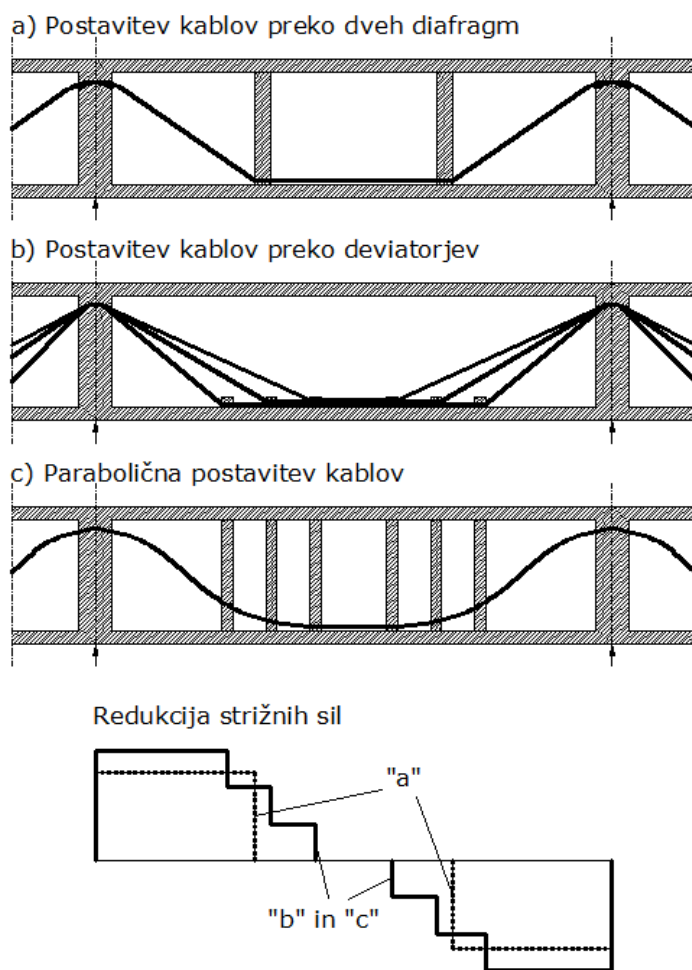
optimalno porazdelitev mehke armature ter njeno lažjo in hitrejšo postavitvev, poleg tega pa omejimo delo manj usposobljene delovne sile.

V primeru uporabe zunanjih kablov so izgube pri napenjanju majhne (izgube zaradi trenja se pojavijo sami v stiku z deviatorji, te pa lahko dodatno še zmanjšamo), kar nadalje vodi do večjih nateznih napetosti v vrveh in nadalje do večje učinkovitosti prednapenjanja za fazo uporabe. Razmeroma zanemarljivo trenje prav tako vodi do uporabe dolgih kablov, s katerimi prednapnemo več razponov hkrati. To ima za posledico manjše število sidrišč in nižjo ceno delovne sile.

Pojav razpok v betonu ne vpliva na zunanje kable (v primerjavi z notranjimi kabli, ki posledično pridejo v stik z okoljem v bližini razpoke), kar pomeni, da so ti bolj uporabni v primeru delnega prednapetja in tako niso izpostavljeni koroziji oz. zunanjim vplivom.

Stroški vzdrževanja so v primeru zunanjih kablov nižji, saj je te kable mogoče pregledati in zamenjati na enostavnejši način, ne da bi pri tem ogrozili uporabnost prekladne konstrukcije.

Zunanji kabli predstavljajo problem pri prevzemanju lokalnih obremenitev v bližini sidrišč. Rešitev za ta problem je ta, da te kable sidramo v masivne elemente oz. v prečnike nad podporo. Da pri tem ohranimo lego kablov za prevzem upogibnih momentov in prečnih sil, je potrebna vgradnja deviatorjev s sedli, rebri ali diafragmami. Debelina stojin prečnih prereзов je tako odvisna od redukcije strižnih sil v bližini podpor prekladne konstrukcije in od vzdolžne porazdelitve deviatorjev (slika 23). Ker teža deviatorjev pomeni dodatno obtežbo, jih je v vsakem razponu priporočljivo uporabiti čim manj. V kolikor uporabimo samo dva deviatorja na vsaki tretjini posameznega razpona, dosežemo trapezno obliko kablov in s tem predvsem upogibno učinkovitost le teh. V tem primeru torej ne dosežemo optimalne lege za strižno odpornost, saj so za ta primer potrebni vsaj trije deviatorji v vsakem razponu, postavljeni na četrtinah razpona.



Slika 23: Redukcija strižnih sil v prekladni konstrukciji

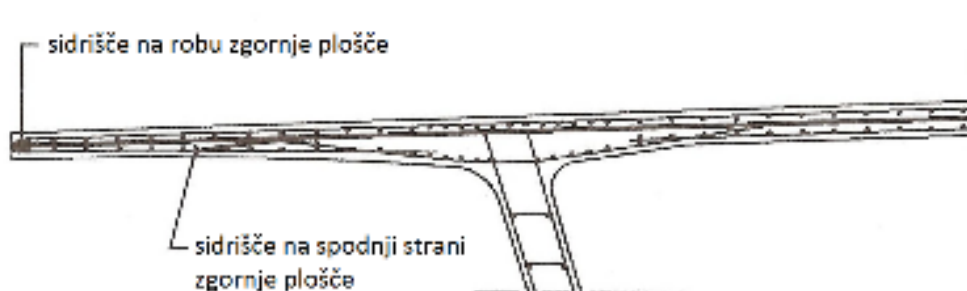
3.3.2.3 Prednapenjanje v prečni smeri

Prednapenjanje zgornje plošče prekladnih konstrukcij je priporočljivo, v kolikor je ta plošča širša od 12 m.

V primeru daljših razponov lahko zaradi prečnega prednapenjanja uporabimo tanjše plošče prekladne konstrukcije. To posledično pozitivno vpliva na konstrukcijo in sicer z zmanjšanjem njene lastne teže. Poleg tega s tem prednapenjanjem bolj kontrolirano vplivamo na deformacije in razpoke.

Stopnja prednapetja se izbere poljubno. Totalno prednapetje je v tem primeru nepotrebno in težko izvedljivo, saj je koristna obtežba na zgornjo ploščo veliko večja kot lastna obtežba.

Zaradi tega razloga je primerno delno prednapetje. Natezne napetosti v prečni smeri zaradi stalne obtežbe in npr. zaradi 30% koristne obtežbe lahko prevzamemo z rameroma na gosto razporejenimi (0.5 m do 1.0 m) kabli (300–600 kN). Sidranje te armature je izmenično in sicer s sidri na robu zgornje plošče in s sidri na spodnji strani zgornje plošče (slika 24), njihova majhna sidrišča pa pri tem ne povečajo debelino plošče.



Slika 24: Izmenično sidranje prečnega prednapetja v zgornji plošči (Rosignoli, 2002, str. 199)

3.3.2.4 Vertikalno prednapenjanje

Med narivanjem uporabimo centrično prednapetje prekladne konstrukcije in na ta način ne vplivamo na redukcijo strižnih sil. V fazi narivanja mora torej vsak prečni prerez prevzeti polno strižno silo. Posledično mora biti debelina stojin prečnih prerezov takšna, da so glavne tlačne napetosti znotraj dopustnih mej, medtem ko strižna armatura v stojini kontrolira širino razpok, ki so posledica glavnih nateznih napetosti.

V primeru, ko glavne natezne napetosti na določenih mestih prekoračijo dopustne vrednosti, je na teh mestih bolje uporabiti vertikalno prednapetje, kot pa povečati debelino stojin. Vertikalno prednapetje se lahko izvede z visokovrednimi palicami ali pa z vrvmi v obliki črke U, ki jih sidramo v zgornji plošči.

4 DOLOČITEV OPTIMALNIH DIMENZIJ NOSU ZA NARIVANJE

Pri gradnji mostov s tehniko narivanja je ena najpomembnejših nalog izbrati optimalen kljun za narivanje. Njegova pravilna izbira je predvsem pomembna zato, da v prekladni konstrukciji dosežemo čim bolj konstanten potek ekstremnih upogibnih momentov. Torej upogibne momente konzolnega dela konstrukcije je potrebno čim bolj približati vrednostim, ki jih dobimo za primer obojestransko vpetega nosilca.

Vpliv dolžine, upogibne togosti in teže kljuna sem v tem poglavju najprej pokazal s teoretičnem modelom interakcije kljun – prekladna konstrukcija, pri čemer sem rezultate ekstremnih vrednosti upogibnih momentov prikazal samo za vplive lastne teže. Dobljene diagrame sem v nadaljevanju primerjal z računskim primerom viadukta Dobruša, ki je bil tekom gradnje obremenjen z dejanskimi vplivi in sicer poleg lastne teže še s spremenljivo obtežbo delavcev in delovne opreme, obtežbo snega, vetrno obtežbo, temperaturno obtežbo in posedki podpor.

4.1 Teoretični model interakcije kljuna in prekladne konstrukcije

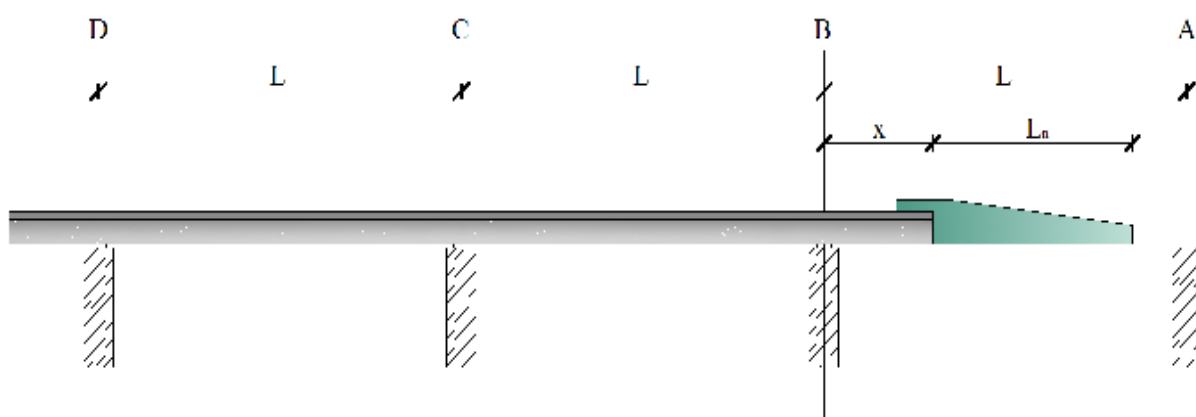
Teoretični model interakcije kljuna in prekladne konstrukcije je prikazal Rosignoli (1998), katerega vsebina je prikazana v nadaljevanju. Pri tem modelu je bilo najprej privzeto, da imata kljun in prekladna konstrukcija po svoji dolžini konstantno togost ter lastno težo. Poleg tega je bilo privzeto, da je število razponov za podporo C (slika 25) tako veliko, da lahko prekladno konstrukcijo obravnavamo kot neskončno dolg kontinuirni nosilec s karakterističnim razponom L . Prednapetje za fazo gradnje mora biti po celotni dolžini prekladne konstrukcije centrično, saj njegov vpliv ne sme povzročati nobenih upogibnih momentov.

Pri razvijanju teoretičnega modela je najprej potrebno definirati razdaljo x od podpore B do vozlišča med kljunom in prekladno konstrukcijo (slika 25). Razdalja predstavlja dolžino

konzole, ki jo med narivanjem naredi betonska prekladna konstrukcija in je tako navzdol omejena z $x = 0$ in navzgor z $x = L - L_n$. Pri tem lahko definiramo še brezdimenzionalno količino α , ki predstavlja potek narivanja

$$\alpha = \frac{x}{L} \quad (4.1)$$

in se giblje med vrednostima $0 \leq \alpha < 1 - L_n/L$.



Slika 25: Interakcija kljuna in prekladne konstrukcije v prvi fazi tipičnega koraka narivanja

Na začetku narivanja, ko je $\alpha = 0$, je upogibni moment nad podporo B enak upogibnemu momentu zaradi kljuna. Tega v brezdimenzionalni obliki zapišemo z naslednjo enačbo (zvezdica pri upogibnem momentu označuje, da je ta moment posledica konzolnega stanja konstrukcije med narivanjem):

$$\frac{M_B^*}{qL^2} = -\frac{1}{2} \frac{q_n}{q} \left(\frac{L_n}{L} \right)^2 \quad (4.2)$$

Ko se narivanje prične ($\alpha > 0$), se začne upogibni moment nad podporo B povečevati po naslednj enačbi:

$$\frac{M_B^*}{qL^2} = -\frac{\alpha^2}{2} - \frac{q_n}{q} \frac{L_n}{L} \left(\alpha + \frac{1}{2} \frac{L_n}{L} \right) \quad (4.3)$$

Upogibni moment M_C nad podporo C se med narivanjem ($\alpha \geq 0$) spreminja po naslednji enačbi,

$$\frac{M_C}{qL^2} = -\frac{k_5+k_4}{k_3+k_1} \frac{1}{qL^2} - \frac{k_2}{k_3+k_1} \frac{M_B^*}{qL^2} \quad (4.4)$$

reakcija v podpori B pa je takrat enaka:

$$\frac{R_B}{qL} = \frac{M_C}{qL^2} + \frac{(1+\alpha)^2}{2} + \frac{q_n}{q} \frac{L_n}{L} \left(1 + \alpha + \frac{1}{2} \frac{L_n}{L}\right) \quad (4.5)$$

Pri reševanju teh enačb se pojavljajo naslednji koeficienti oz. togosti konstrukcije:

$$k_1 = \frac{L}{3EI} \quad (4.6)$$

$$k_2 = \frac{L}{6EI} \quad (4.7)$$

$$k_3 = \frac{L}{2\sqrt{3}EI} \quad (4.8)$$

$$k_4 = \frac{qL^3}{24EI} \quad (4.9)$$

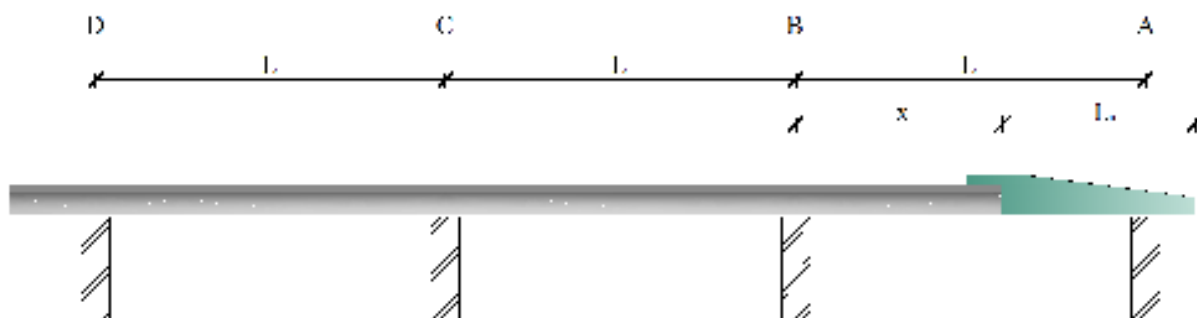
$$k_5 = \frac{qL^3}{24\sqrt{3}EI} \quad (4.10)$$

$$k_6 = \frac{L}{3EI} \left[1 + \left(\frac{EI}{E_n I_n} - 1\right) (1 - \alpha)^3\right] \quad (4.11)$$

$$k_7 = \frac{L}{EI} \left[\alpha^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right) + \frac{EI}{E_n I_n} \left(\frac{1}{6} - \frac{\alpha^2}{2} + \frac{\alpha^3}{3}\right)\right] \quad (4.12)$$

$$k_8 = \frac{qL^3}{2EI} \left\{ \left[\alpha(2 - \alpha) + \frac{q_n}{q} (1 - \alpha)^2 \right] \left(\frac{\alpha^2}{2} - \frac{\alpha^3}{3} \right) - \left(\frac{\alpha^3}{3} - \frac{\alpha^4}{4} \right) \right\} + \frac{qL^3}{24EI} \frac{EI}{E_n I_n} \left[4\alpha^2 (1 - \alpha)^3 + \frac{q_n}{q} (4\alpha^5 - 15\alpha^4 + 20\alpha^3 - 10\alpha^2 + 1) \right] \quad (4.13)$$

Ko kljun za narivanje doseže podporo A, ga je potrebno dvigniti in namestiti na drsno ležišče na tem podpornem stebru. Celoten dvig povzroči dodaten pozitiven moment, ki zmanjša M_B . V nadaljevanju narivanja kljun drsi po podpori A vse dokler do tja ne prispe še betonska prekladna konstrukcija. Ta proces je prikazan na naslednji sliki in je definiran znotraj intervala $1 - L_n/L < \alpha \leq 1$.



Slika 26: Interakcija kljuna in prekladne konstrukcije v drugi fazi tipičnega koraka narivanja

Z že omenjenimi koeficienti lahko definiramo spreminjanje upogibnega momenta nad podporo B, ki v tej fazi ni več posledica konzolnega stanja konstrukcije (zapis brez zvezdice),

$$\frac{M_B}{qL^2} = \frac{\left(\frac{k_5+k_4}{k_3+k_1}k_2-k_4-k_8\right)\frac{1}{qL^2} + \frac{k_7q_n}{2q}\left(\frac{L_n}{L} + \alpha - 1\right)^2}{k_1+k_6-k_2^2/(k_3+k_1)} \quad (4.14)$$

od tu pa za to fazo še definiramo spreminjanje reakcije nad podporo A:

$$\frac{R_A}{qL} = \frac{\left(\frac{k_5+k_4}{k_3+k_1}k_2-k_4-k_8\right)\frac{1}{qL^2} + \frac{k_7q_n}{2q}\left(\frac{L_n}{L} + \alpha - 1\right)^2}{k_1+k_6-k_2^2/(k_3+k_1)} + \frac{\alpha^2}{2} + \frac{q_n}{q} \frac{L_n}{L} \left(\alpha + \frac{1}{2} \frac{L_n}{L}\right) \quad (4.15)$$

Opaziti je mogoče podobnost med enačbama (4.3) in (4.15), saj bi upogibni moment nad podporo B v drugi fazi narivanja lahko zapisali kar kot,

$$\frac{M_B}{qL^2} = \frac{M_B^*}{qL^2} + \frac{R_A}{qL} \quad (4.16)$$

kjer je M_B^* upogibni moment v predhodni fazi narivanja definiran po enačbi (4.3), reakcija R_A pa je definirana samo za $1 - L_n/L < \alpha \leq 1$. Iz te enačbe je mogoče razbrati, da mora kljun za narivanje kar se da zmanjšati upogibni moment konzole M_B^* in obenem zagotoviti veliko vrednost podporne reakcije R_A . Po eni strani mora biti kljun dovolj lahek, da zmanjšuje vrednost M_B^* , ter obenem čim daljši, da čim prej doseže naslednji podporni steber, saj je v tem primeru konzolni del betonske prekladne konstrukcije čim manjši. Po drugi strani pa mora biti dovolj tog, da ob naleganju nad podporo A dosežemo čim višjo reakcijo R_A , ki se ob postopnem narivanju le še povečuje in na ta način uravnatežuje povečevanje momenta M_B^* .

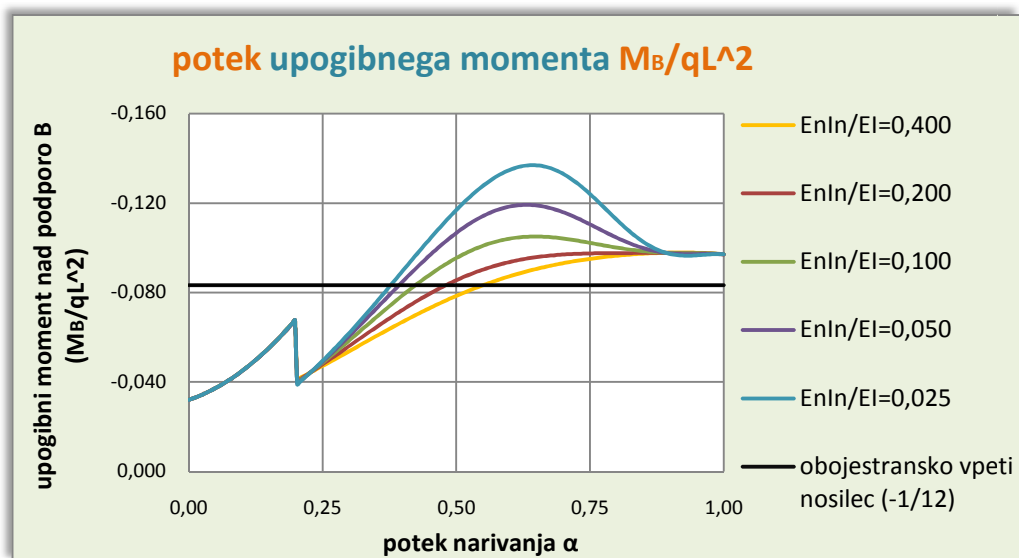
4.1.1 Potek minimalnega upogibnega momenta nad podporo B

Pri daljših nosovih za narivanje, $L_n/L = 0.80$, različnih togosti z relativno težo $q_n/q = 0.10$, se razvoj upogibnega momenta M_B tekom narivanja vidi iz slike 27. Dokler ne pride do kontakta med kljunom in podporo A ($\alpha < 0.20$), vrednost M_B^* raste po enačbi (4.3). Ko dosežemo omenjeno podporo, pozitiven moment zmanjša M_B^* , tekom nadaljnjega narivanja pa je M_B odvisen od upogibnih togosti in bo v končni fazi, ko bo $\alpha = 1$, imel t.i. končno vrednost, ki jo lahko določimo po naslednji enačbi:

$$\frac{M_B^{KONČEN}}{qL^2} = 0.134 \frac{q_n}{q} \left(\frac{L_n}{L}\right)^2 - 0.106 \quad (4.17)$$

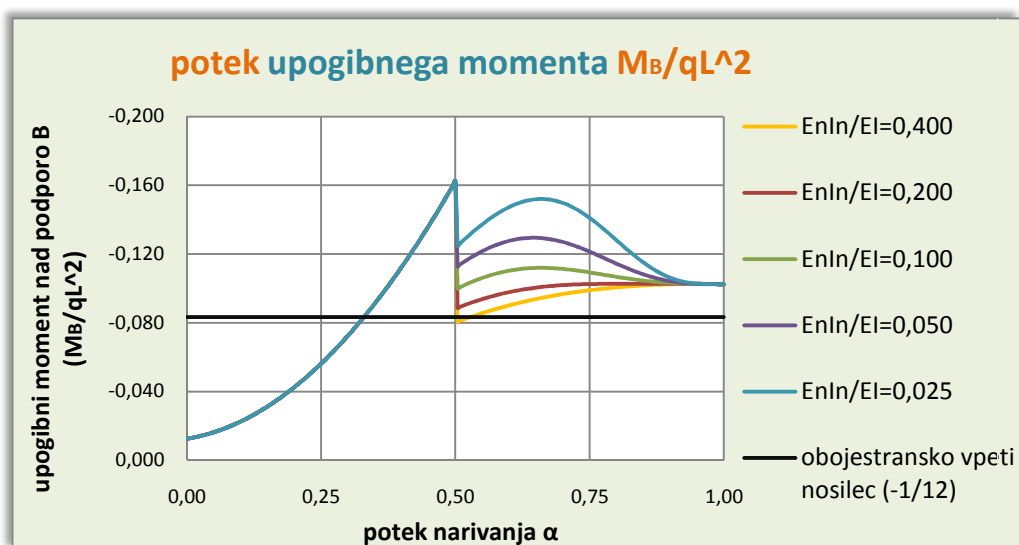
V zadnjih fazah narivanja, ko je $\alpha > 0.90$, razmerje upogibnih togosti $E_n I_n / EI$ nima več vpliva na M_B . Pravilno izbiro upogibne togosti in dolžine kljuna se določi le za preprečevanje upogibnih momentov, ki se pojavijo po kontaktu s podporo A ter dokler se upogibni momenti ne stabilizirajo pri neki končni vrednosti ($0,20 < \alpha < 0,90$).

Izkaže se, da je optimalna togost kljuna za narivanje okoli $E_n I_n / EI = 0.200$. Večje togosti so nesmiselne, saj z njimi ne dosežemo vrednosti upogibnega momenta ob koncu faze narivanja (enačba 4.17), medtem ko z manjšimi togostmi močno povečamo upogibne momente prekladne konstrukcije. Ker je kljun za narivanje zelo dolg in ker je minimalni upogibni moment konzolnega dela betonske prekladne konstrukcije veliko večji od t.i. končnega momenta, je priporočljivo, da se dolžino kljuna zmanjša.



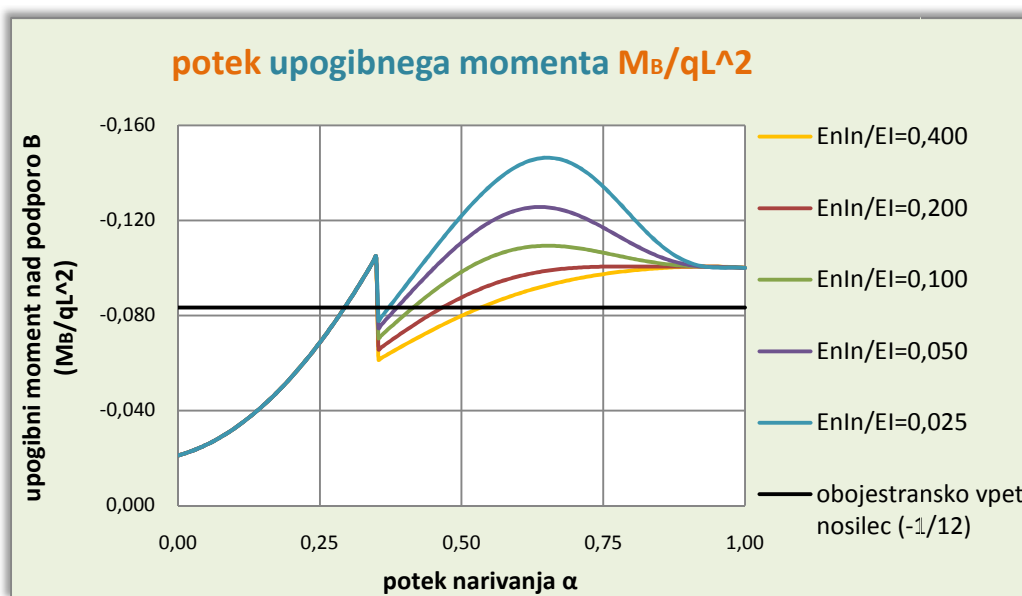
Slika 27: Potek upogibnega momenta M_B (dolžina kljuna $L_n/L=0,80$ in relativna teža $q_n/q=0,10$) v odvisnosti od relativne upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

V primeru kratkega kljuna ($L_n/L = 0.50$ ter enake relativne teže) se potek upogibnega momenta M_B med narivanjem vidi na sliki 28. V tem primeru je minimalni upogibni moment konzolnega dela betonske prekladne konstrukcije veliko manjši od momenta ob koncu faze narivanja, poleg tega pa je tudi občutno manjši od upogibnega momenta obojestransko vpetega nosilca. Vpliv upogibne togosti je podoben kot v prejšnjem primeru in ponovno velja, da je optimalna togost nosu $E_n I_n / EI = 0.200$.



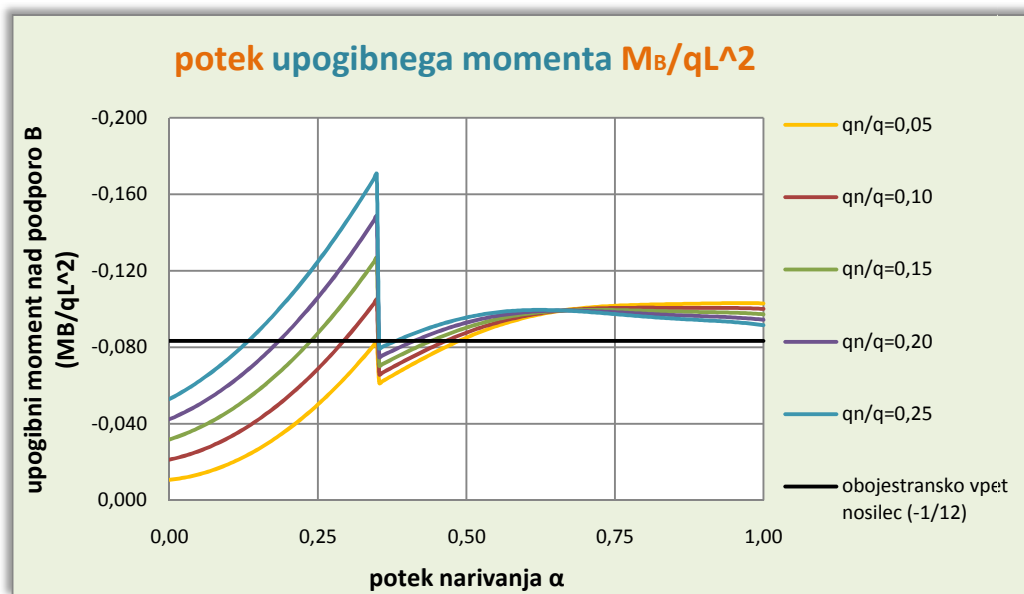
Slika 28: Potek upogibnega momenta M_B (dolžina nosu $L_n/L = 0.50$ in relativna teža $q_n/q = 0.10$) v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n / EI$

Očitno je ta kljun prekratek in ga bi bilo potrebno podaljšati. Optimalna dolžina tega kljuna je bila že podana z enačbo (2.2) in je iz slike 29 le še potrjena. Minimalni upogibni moment konzolnega dela prekladne konstrukcije je skoraj identičen upogibnemu momentu ob koncu faze narivanja, medtem ko je optimalna togost taka kot v prejšnjih primerih $E_n I_n / EI = 0.200$. Z izbranim kljunom smo torej dosegli željeno konstantnost upogibnih momentov zaradi faze narivanja, ki se morajo čim bolj približati vrednostim iz primera obojestransko vpetega nosilca. Željene rezultate dobimo torej le za togosti kljuna $E_n I_n / EI = 0.200$ in $E_n I_n / EI = 0.400$, v ostalih primerih pa ima kljun premajhno višino oz. premajhno upogibno togost.



Slika 29: Potek upogibnega momenta M_B (dolžina nosu $L_n/L = 0.65$ in relativna teža $q_n/q = 0.10$) v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n / EI$

Z dosedanjimi diagrami je bilo analizirano obnašanje interakcije kljuna in prekladne konstrukcije za določeno relativno težo kljuna. Na naslednji sliki je prikazano, kako poteka upogibni moment M_B glede na spreminjanje relativne teže. Ta ima na M_B velik vpliv le v prvi fazi narivanja, v drugi fazi pa se razlike pojavijo le zaradi upogibnega momenta ob koncu faze narivanja (razlike med rezultati variirajo od 15–20%), ki je različen zaradi M_A^* . Izkaže se, da je optimalna teža kljuna enaka $q_n = 0.10 \cdot q$, saj je potek upogibnih momentov v fazi narivanja v tem primeru najbolj konstanten. Vsi ostali kljuni za narivanje, ki so težji od omenjenega, ne pridejo v poštev za narivanje, saj močno zmanjšajo upogibne momente konzolnega dela konstrukcije.

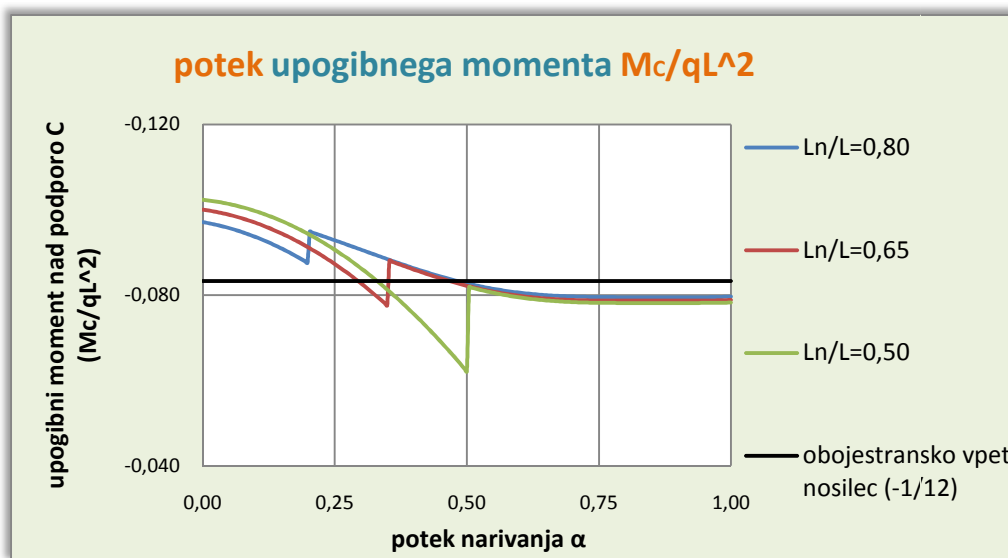


Slika 30: Potek upogibnega momenta M_B za $L_n/L=0,65$ in $E_n I_n/EI=0,200$ v odvisnosti od relativne teže q_n/q

Vsi prikazani diagrami služijo le kot prikaz vplivov različnih parametrov, ki vplivajo na obnašanje interakcije kljuna in prekladne konstrukcije. Ko načrtujemo začasni kljun za praktičen primer, se je potrebno zavedati, da bi bilo potrebno v računu upoštevati tudi koncentrirano obtežbo prve diafragme prekladne konstrukcije, nepravilnosti pri naleganju prekladne konstrukcije na začasna ležišča, temperaturne vplive, vplive krčenja ter vplive vetra in snega. To bi v računu lahko upoštevali z dodatnimi rotacijami v enačbah (4.4) in (4.14).

4.1.2 Potek minimalnega upogibnega momenta nad podporo C

Na naslednji sliki (slika 31) se vidi, kako moment M_C narašča med narivanjem. Neodvisno od dolžine nosu se moment M_C stabilizira pri vrednosti malo manjši od tiste iz obojestransko vpetega nosilca pri dolžini $\alpha = 0.60$. Od te dolžine naprej velja, da sprednji del betonske prekladne konstrukcije in nos za narivanje nimata več nikakršnega vpliva na upogibne momente preostale betonske prekladne konstrukcije. Tako lahko za negativne momente v prekladni konstrukciji zaključimo, da vpliv sprednjega dela seže le do dolžine $1.5L$ oziroma do $2.0L$ v primeru zelo deformabilnega kljuna.



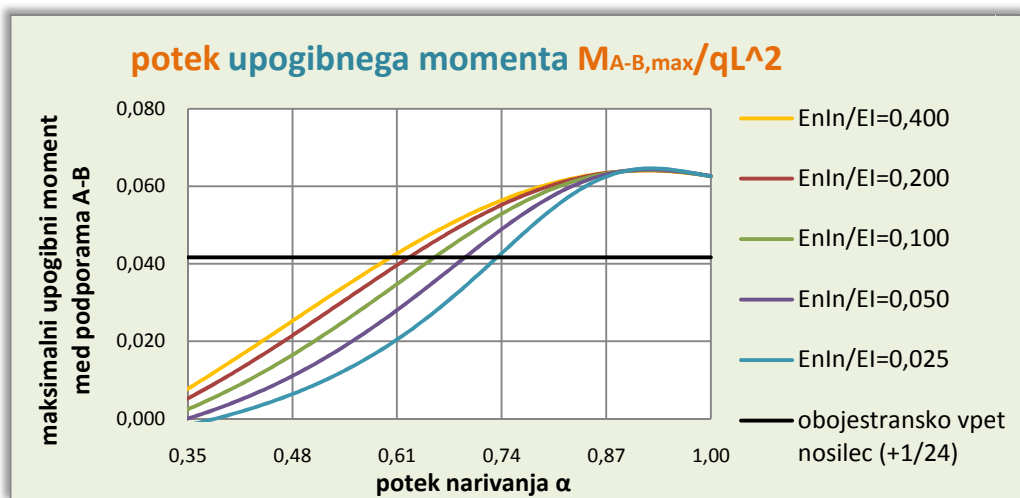
Slika 31: Potek upogibnega momenta M_C za različne razmerje dolžin L_n/L

4.1.3 Potek maksimalnih upogibnih momentov v prvem in drugem razponu

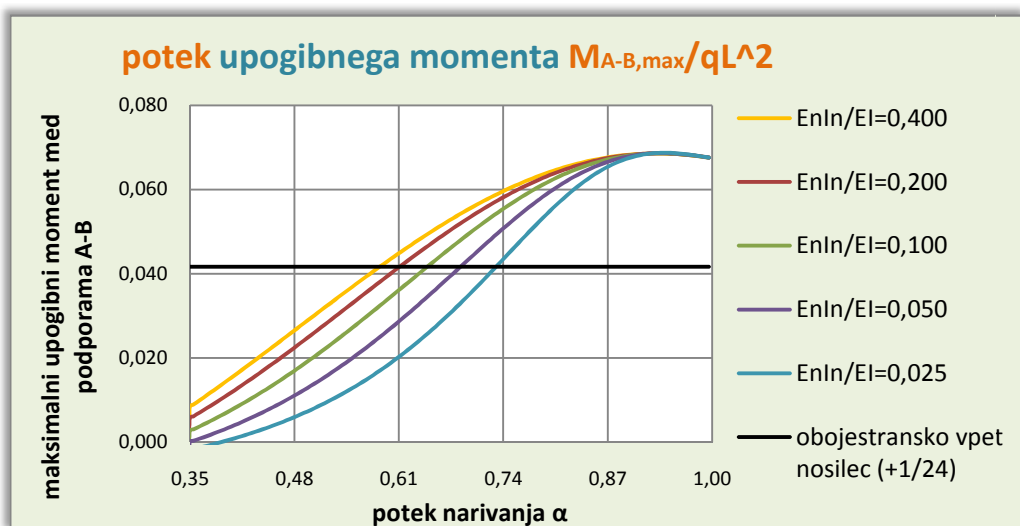
Maksimalni pozitivni upogibni moment v srednjem razponu je enak,

$$\frac{M_{A-B}^{max}}{qL^2} = \frac{R_A}{qL} \left(1 - \alpha - \frac{q_n L_n}{q L} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{R_A}{qL} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{q_n}{q} \left(\frac{L_n}{L} \right)^2 \left(\frac{q_n}{q} - 1 \right) \quad (4.18)$$

pri čemer spodnja slika (slika 32) prikazuje njegov potek za primer dolgega kljuna za narivanje. Njegovo maksimalno vrednost dosežemo pri $\alpha \approx 0.90$, potem pa začne ta vrednost zaradi M_A^* padati. V primeru krajšega kljuna za narivanje je potek M_{A-B}^{max} zelo podoben kot v prejšnjem primeru. Maksimalna vrednost je postavljena malenkost dlje in je malenkost višja zaradi manjšega vpliva M_A^* . Upogibna togost kljuna ne vpliva bistveno na obnašanje pozitivnega momenta, na katerega ima predvsem vpliv statični sistem konstrukcije ter M_A^* . Različna izbira upogibne togosti kljuna sicer ima majhen vpliv na potek upogibnih momentov v fazi narivanja, vendar nima bistvenega vpliva na vrednost in na položaj maksimalnega upogibnega momenta. Vrednost upogibnega momenta v polju za primer obojestransko vpetega nosilca tu močno prekoračimo.



Slika 32: Potek maksimalnega upogibnega momenta v prvem razponu za primer $L_n/L = 0.80$ in $q_n/q = 0.10$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n / EI$

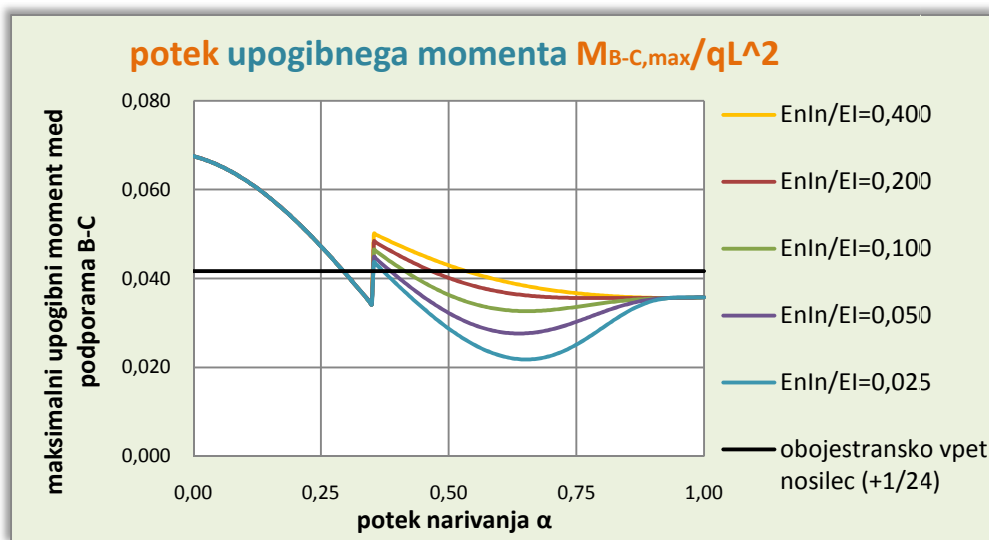


Slika 33: Potek maksimalnega upogibnega momenta v prvem razponu za primer $L_n/L = 0.65$ in $q_n/q = 0.10$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n / EI$

Maksimalni pozitivni upogibni moment v razponu B-C določimo po naslednji enačbi

$$\frac{M_{B-C}^{max}}{qL^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{M_C}{qL^2} - \frac{M_B}{qL^2} + \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{M_B}{qL^2} \quad (4.19)$$

in je manjši od maksimalnega upogibnega momenta v razponu A-B. Njegov potek je prikazan za relativno dolžino kljuna za narivanje $L_n/L=0,65$ na naslednji sliki:



Slika 34: Potek maksimalnega upogibnega momenta v drugem razponu za primer $L_n/L = 0.65$ in $q_n/q = 0.10$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti $E_n I_n / EI$

4.2 Računski primer – viadukt Dobruša

Z računskim primerom viadukta Dobruša smo poiskali ekstremne vrednosti upogibnih momentov za fazo narivanja med dvema zaporednima podporama. Dobljeni rezultati so bili primerjani z rezultati iz teoretičnega modela interakcije kljuna in prekladne konstrukcije. Pri tem smo poleg lastne teže konstrukcije upoštevali še vse ostale obtežbe, ki so dejansko obremenjevale viadukt Dobruša v času gradnje. Izjemoma so bile izpuščeni le vplivi prednapetja, saj le-ti presegajo obseg te diplomske naloge.

Za primerjavo rezultatov smo najprej določili velikostni red obremenitev le za lastno težo konstrukcije, nato pa smo tvorili kombinacijo vplivov v mejnem stanju nosilnosti – MSN in tako prikazali dejanski velikostni red upogibnih momentov v primeru gradnje mostov s tehnologijo narivanja. V mejnem stanju nosilnosti je potrebno v končni fazi narediti kontrolo betonskega prereza, ter dokazati varnost proti poružitvi v primeru upogibne in strižne obremenitve oz. je potrebno določiti dimenzije betonskega prereza, ter potrebni prerez vzdolžne (mehke) in stremenske armature.

V nadaljevanju smo prikazali še potek upogibnih momentov za vsako obtežbo posebej in sicer za stanje konstrukcije, ki v primeru optimalnega nosu povzroča ekstremne vrednosti.

4.2.1 Tehnični opis konstrukcije

4.2.1.1 Zasnova konstrukcije

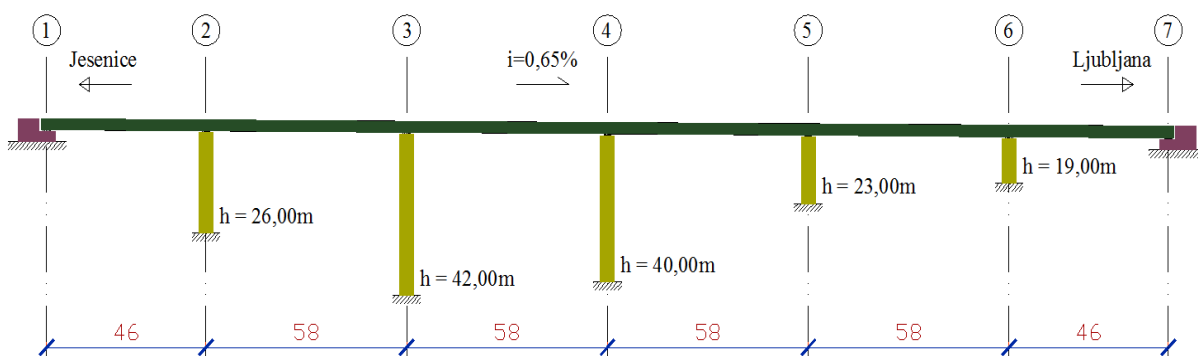
Pri zasnovi geometrije konstrukcije smo upoštevali podatke, ki so jih predstavili Pipenbaher, Štern in Štuhec (2008).

V okviru izvedbe avtoceste A2 Karavanke – Obrežje, ki povezuje Gorenjsko z osrednjo Slovenijo oziroma glavnim mestom Ljubljana ter poteka naprej v smeri proti Dolenjski je na avtocestnem odseku Vrba – Peračica, v času oktober 2006 – junij 2008, potekala gradnja viadukta Dobruša skupne dolžine 324m.

Niveleta v območju viadukta poteka v konstantnem vzdolžnem padcu $i=0,65\%$ proti Ljubljani, sistemska os trase v osi AC v območju viadukta je v krivini z radijem $R=3000m$, prečni padec na objektu pa je konstanten in znaša $2,5\%$.

Dvojni avtocestni viadukt tvorita dve ločeni kontinuirni prekladni konstrukciji, ki sta se gradili po tehnologiji postopnega narivanja brez pomožnih podpor s pomočjo jeklene konstrukcije – kljuna dolžine 39m ter dolžino karakterističnega takta 29,00-32,90m. Prednapeta armiranobetonska škatlasta konstrukcija konstantne višine 4,20m poteka kontinuirano preko 6 polj z naslednjimi statičnimi razponi po osi avtoceste:

$$46,00m + 4 \times 58,00m + 46,00m = 324,00m$$



Slika 35: Razponi prekladne konstrukcije

Karakteristično razmerje $L/H = 58,00/4,20 = 13,8$ je v običajnih mejah za škatlaste prekladne konstrukcije ($L/H = 12 - 16$), ki se gradijo po tehnologiji postopnega narivanja brez pomožnih ojačitev ali začasnih pilonov z zategami za zmanjševanje obremenitev v fazi narivanja.

Izbrana konstrukcijska zasnova viadukta temelji predvsem na principih konstruktorske logike ob upoštevanju morfologije terena in ostalih naravnih ovir, osnovno vodilo pri konstrukcijski zasnovi pa je bilo zasnovati kvalitetno in sodobno ter predvsem racionalno konstrukcijo s čim krajšim časom gradnje in minimalnimi posegi v naravno okolje.

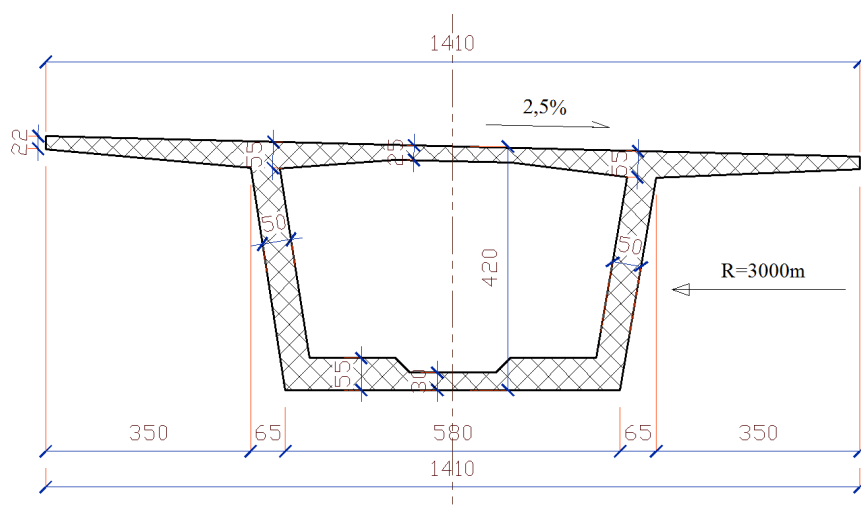
Vsa zunanja obtežba se nanaša na voziščno konstrukcijo, ki se prek stebrov prenaša v tla. Na voziščno konstrukcijo med fazo gradnje direktno neugodno delujejo stalna obtežba voziščne konstrukcije, obtežba vetra ter snega in spremenljiva obtežba delavcev in delovne opreme. Omenjene obtežbe delujejo v vertikalni smeri. Smeri obtežbe vetra v vzdolžni in v prečni smeri na most nismo obravnavali, saj tekom narivanja nimata bistvenega vpliva na potek upogibnih momentov. Stalno obtežbo smo določili na podlagi podanih prečnih dimenzij voziščne konstrukcije in znanih gostot uporabljenih materialov. Viadukt se nahaja v coni 2 na 350 metrov nadmorske višine, tako da za to območje za temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra velja, da je $v_{b,0} = 25$ m/s. Za gostoto zraka smo upoštevali vrednost $\rho_{zraka} = 1,25$ kg/m³. Pri določevanju obtežbe snega smo upoštevali, da se viadukt nahaja v alpski regiji v coni A3. Na konstrukcijo indirektno neugodno delujeta še temperaturna obtežba in posedki podpor. Pri tem za temperaturno obtežbo velja, da med fazo gradnje v prekladni konstrukciji obremenitve povzročata le neenakomerna sprememba temperature, pri čemer smo za tip 3 škatlaste armiranobetonske prekladne konstrukcije upoštevali temperaturi segrevanja oz. ohlajanja $\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C}$ in $\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C}$. Obtežbo s posedki podpor smo upoštevali tako, da se vsaka izmed podpor lahko v vertikalni smeri posede za 10 mm. Krčenje betona v računu nismo upoštevali, saj med fazo gradnje ta ne povzroča obremenitev v prekladni konstrukciji. Za preračun obremenitev zaradi posameznih vplivov smo uporabili programski paket Sofistik. Vse vplive na voziščno konstrukcijo smo nato medseboj kombinirali tako, da smo upoštevali ustrezne osnovne in parcialne varnostne faktorje.

V nadaljevanju so podrobneje opisani sestavni deli viadukta, t.j. voziščna konstrukcija, kljun za narivanje in podporna konstrukcija. Pri računu linijske konstrukcije za fazo gradnje smo

med vsemi obravnavali voziščno konstrukcijo in kljun za narivanje, saj podporna konstrukcija presega obseg te diplomske naloge.

Voziščna konstrukcija:

Voziščna konstrukcija je škatlastega prereza konstantne višine 4,20m. Širina voziščne plošče viadukta znaša 14,10m, širina spodnje plošče je 5,80m, obojestranske konzole pa so dolžine 3,50m. Stojine prekladne konstrukcije so poševne in so konstantne debeline 50 cm. Debelina konzol se spreminja in znaša 22-55cm, debelina zgornje plošče med stojinama znaša 25-55cm, debelina spodnje plošče pa 30-55cm.



Slika 36: Prečni prerez voziščne konstrukcije

Tekom faze gradnje je voziščna konstrukcija še neopremljena s stranskimi robniki, ograjo ter voziščno površino, saj vsa oprema povzroča dodatno stalno obtežbo, ki samo povečuje obremenitve prereza tekem faze gradnje. Karakteristike betona voziščne konstrukcije, ki so bile upoštevane v programskem paketu Sofistik so naslednje:

- kvaliteta betona C45/55
- specifična teža $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- modul elastičnosti $E = 3,63 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
- poissonov količnik $\nu = 0,2$
- koeficient toplotnega raztezka $\alpha = 1 \times 10^{-5}/\text{C}$

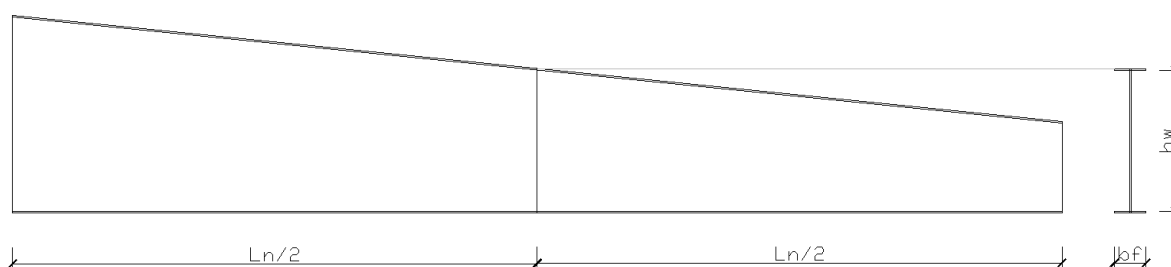
V vzdolžni smeri je prekladna konstrukcija za fazo gradnje s tehniko narivanja omejeno prednapeta s sovprežnimi centričnimi kabli preseka $13 \times 150 \text{ mm}^2$ in $19 \times 150 \text{ mm}^2$ ter kontinuirnimi kabli preseka $15 \times 150 \text{ mm}^2$. Vsi kabli so kvalitete jekla St1670/1860 MN/m² ($f_{pk} = 1600 \text{ MN/m}^2$) z deklarirano nizko relaksacijo pod 2.5% pri $0.7 f_{pk}$ po 1000 urah. Vpliv kablov sicer ni zajet v račun linijske konstrukcije za fazo gradnje.

V 1. in 2. taktu je prekladna konstrukcija prednapeta s $16+8=24$ kabli preseka $19 \times 150 \text{ mm}^2$, v 3. taktu z $12+6=18$ kabli preseka $19 \times 150 \text{ mm}^2$, v vseh preostalih karakterističnih taktih pa z $8+4=12$ kabli preseka $19 \times 150 \text{ mm}^2$ in 2 kabloma preseka $13 \times 150 \text{ mm}^2$.

Prekladna konstrukcija je za fazo uporabe dodatno prednapeta še s 4 sovprežnimi kontinuirnimi poligonalnimi kabli $15 \times 150 \text{ mm}^2$, ki potekajo v stojinah prekladne konstrukcije in sicer po 2 kabla v vsaki stojini. Sidranje kablov je izvedeno na prečnikih krajnih opornikov 1 in 7 ter prečniku stebra vmesne podpore 4 (Pipenbahr, Štern, Štuhec, 2008).

Kljun za narivanje:

Kljun za narivanje, ki smo ga vnesli v programski paket Sofistik je sestavljen iz dveh polnostenskih I-profilov, ki so v odvisnosti od različnih togosti različnih dimenzij. Kljun je po svoji dolžini spremenljive višine, njegove dimenzije pa smo izbrali tako, da je pričakovana upogibna togost upoštevana na sredini dolžine kljuna, kot to prikazuje naslednja slika.



Slika 37: Oblika kljuna za narivanje

Kljun za narivanje je imel v vseh različnih primerih togosti iste dimenzije obeh pasnic in sicer $b_f/t_f = 600/3 \text{ mm}$ ter isto dimenzijo debelino stojine $t_w = 3 \text{ mm}$. Spreminjala se je le višina

stojine. Podatki o dimenzijah kljuna in primerjava razmerij togosti so zbrani v naslednji preglednici.

Preglednica 4: Dimenzije različnih tipov kljuna za narivanje

Kljun	b_f / t_f	h_w / t_w	Skupna višina kljuna	Vztrajnostni moment kljuna	$E_n I_n / EI$
1	600 / 3 mm	6330 / 3 mm	6336 mm	1,9963 m ⁴	0,400
2	600 / 3 mm	4850 / 3 mm	4856 mm	0,9991 m ⁴	0,200
3	600 / 3 mm	3680 / 3 mm	3686 mm	0,4969 m ⁴	0,100
4	600 / 3 mm	2780 / 3 mm	2786 mm	0,2496 m ⁴	0,050
5	600 / 3 mm	2080 / 3 mm	2086 mm	0,1251 m ⁴	0,025

Pri tem smo upoštevali modul elastičnosti betona $E = 3,63 \times 10^7$ kN/m² ter vztrajnostni moment viadukta, ki je znašal $I_y = 28,49$ m⁴.

Karakteristike konstrukcijskega jekla kljuna za narivanje, ki so bile upoštevane v programskem paketu Sofistik so naslednje:

- kvaliteta konstrukcijskega jekla S235
- specifična teža $\gamma = 78,5$ kN/m³
- modul elastičnosti $E = 2,1 \times 10^8$ kN/m²
- poissonov količnik $\nu = 0,3$
- koeficient toplotnega raztezka $\alpha = 1,2 \times 10^{-5}/C$

Podporna konstrukcija in temeljenje:

Podporno konstrukcijo viadukta tvori 5 stebrov in 2 masivna opornika, ki sta v bistvu podvoza in sta skupna za levo in desno prekladno konstrukcijo. Prečni prerez stebrov predstavlja pravokoten škatlasti prerez zunanjih tlorisnih gabaritov 6.0/3.5m, z debelino stene v vzdolžni/prečni smeri 30/40 cm. Višina stebrov znaša 19.0 – 42.0m. Stebri so oblikovani tako, da v konstrukcijsko – oblikovanem smislu delujejo čisto in enostavno.

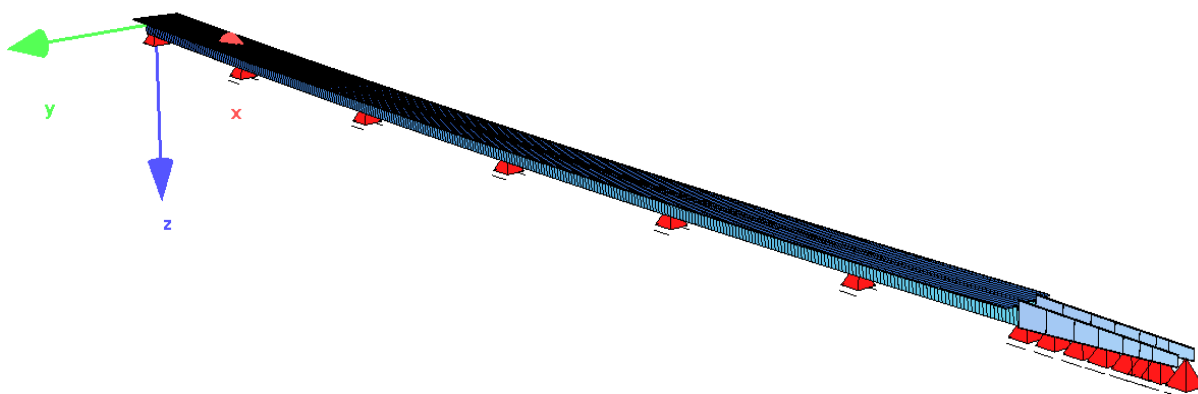
Vsled dejanskih geomehanskih razmer in zagotavljanja minimalnih relativnih posedkov podpor v fazi uporabe in še posebej v fazi narivanja toge škatlaste voziščne konstrukcije je viadukt globoko temeljen na uvrtnih AB pilotih premera 150 cm. Piloti, ki nosijo na konici in po plašču so dolžine 15.0 – 35.0 m in so temeljeni v sivico, ki vsebuje pretežno meljasto komponento.

Vmesni podpori 2 in 6 sta podprti s po 5 piloti, vmesne podpore 3, 4 in 5 pa s po 6 piloti premera 150 cm. Osa razdalja med piloti znaša v vzdolžni/prečni smeri 4.5m/3.0m. Piloti podpor 2 in 6 so na vrhu povezani z masivno pilotno blazino dimenzij 6.5/8.0m, piloti podpor 3, 4 in 5 pa z blazino dimenzij 6.5/9.0m ter debeline 1.8+0.2=2.0m, ki skupaj s piloti tvori stabilen prostorski okvir.

Krajna opornika podpor 1 in 7, ki sta v bistvu podvoza, sta zasnovana kot odprt AB okvir na pasovih temeljih in sta integralni del viadukta (Pipenbaher, Štern, Štuhec, 2008).

4.2.2 Analiza statične obtežbe

V tem delu je opisan izračun posamezne statične obtežbe, katero smo kasneje vnesli v programski paket Sofistik v statični model konstrukcije. Pri tem sta lokalni in globalni koordinatni sistem konstrukcije postavljena tako, da sovpadata med seboj, njuna orientacija pa je vidna na naslednji sliki.



Slika 38: Statični model konstrukcije

4.2.2.1 *Izračun stalne obtežbe voziščne konstrukcije*

Stalno obtežbo voziščne konstrukcije smo računali po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 in pri tem upoštevali gostoto uporabljenih materialov. Glede na to, da je za fazo narivanja prečni prerez sestavljen samo iz armiranega betona, smo za ta primer določili samo lastno težo armirano-betonske voziščne konstrukcije, pri čemer smo upoštevali ustrezno prostorninsko težo armiranega betona ($\gamma_{AB} = 25 \text{ kN/m}^3$).

Lastno težo računamo na tekoči meter vzdolž dolžine mostu.

$$- \text{ Lastna teža voziščne konstrukcije: } \quad g_{lastna} = 10,7741 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 269,4 \text{ kN/m}$$

4.2.2.2 *Izračun obtežbe snega*

Obtežbo snega smo računali po standardu SIST EN 1991-1-3:2004. Po standardu SIST EN 1991-1-6:2005 smo upoštevali, da se v primeru novozapadlega snega v fazi gradnje mostu le tega dnevno odmeče. Zaradi omenjenega ukrepa, je karakteristična vrednost te obtežbe zmanjšana na 30% prvotne vrednosti.

Karakteristično vrednost površinske obtežbe snega smo računali po spodnji enačbi. Izračunano vrednost je potrebno določiti še na tekoči meter za prekladno konstrukcijo in kljun posebej.

$$q_s = \mu \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k \quad (4.20)$$

c_e – koeficient izpostavljenosti ($c_e = 1,0$)

c_t – toplotni koeficient ($c_t = 1,0$)

μ – oblikovni koeficient ($\mu = 0,80$ za $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$)

s_k – karakteristična obtežba snega na tleh

Karakteristično obtežbo snega na tleh določimo za dano področje, ki se nahaja v alpski regiji v coni A3. Nadmorska višina obravnavanega viadukta je enaka $A = 350\text{m}$.

$$s_k = 1,935 \cdot (1 + (A / 728)^2) = 1,935 \cdot (1 + (350 / 728)^2) = 2,38 \text{ kN/m}^2$$

Izračunane količine nesemo v enačbo (4.20) in določimo karakteristično vrednost površinske obtežbe za dano lokacijo viadukta:

$$q_s = \mu \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,38 \text{ kN/m}^2 = 1,91 \text{ kN/m}^2$$

Obtežbo snega določimo na tekoči meter in sicer posebej za kljun in prekladno konstrukcijo. Pri tem za čas gradnje upoštevam le 30% polne vrednosti obtežbe.

$$\text{Kljun: } q_{s,kljun} = q_s \cdot b_{ref,kljun} \cdot 0,30 = 1,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,20\text{m} \cdot 30\% = 0,69 \text{ kN/m}$$

$$\text{Viadukt: } q_{s,viadukt} = q_s \cdot b_{ref,viadukt} \cdot 0,30 = 1,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 14,10\text{m} \cdot 30\% = 8,06 \text{ kN/m}$$

4.2.2.3 Izračun obtežbe vetra

Obtežbo z vetrom smo računali po standardu SIST EN 1991-1-4:2005 in sicer smo določili silo vetra samo za navpično smer na most (z – smer). Ker se viadukt nahaja v coni 2 pod 1600 metri nadmorske višine, sem pri računu upošteval, da za to območje za temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra velja, da je $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$. Obtežbo z vetrom sem določil za most brez ograje in prometa po naslednji enačbi:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.21)$$

F_w – rezultanta sile vetra

$q_p(z_e)$ – tlak pri konični hitrosti vetra na višini z_e

$c_s c_d$ – konstrukcijski faktor in dinamični faktor

c_f – koeficient sile

A_{ref} – referenčna ploskev

- Tlak pri konični hitrosti vetra $q_p(z_e)$:

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot l_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,200) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 26,9^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = \\ = 1083 \text{ N/m}^2$$

$l_v(z)$ – intenziteta turbulence v odvisnosti od višine obravnavanega viadukta

ρ – gostota zraka ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$v_m(z)$ – srednja hitrost vetra v odvisnosti od višine obravnavanega viadukta

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,075 \cdot 1,0 \cdot 25 \text{ m/s} = 26,9 \text{ m/s}$$

$c_r(z)$ – faktor hrapavosti v odvisnosti od višine obravnavanega objekta

$c_o(z)$ – faktor hribovitosti v odvisnosti od višine obravnavanega objekta ($c_o(z) = 1,0$)

v_b – osnovna hitrost vetra

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 \text{ m/s}$$

c_{dir} – smerni faktor ($c_{dir} = 1,0$)

c_{season} – faktor letnih časov ($c_{season} = 1,0$)

$v_{b,o}$ – temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra za dano področje ($v_{b,o} = 25 \text{ m/s}$)

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) = 0,2154 \cdot \ln(44,10 \text{ m} / 0,30 \text{ m}) = 1,075$$

k_r – faktor terena

z – višina obravnavanega viadukta nad tlemi

z_o – hrapavostna dolžina

$$z = z_e = h_{stebra,max} + \frac{1}{2} \cdot h_{prekl.konstr.} = 42,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 4,20 \text{ m} = 44,10 \text{ m}$$

hrapavostno dolžino določimo s pomočjo preglednice za kategorijo terena in terenskih parametrov, pri čemer obravnavani viadukt spada v področje z običajnim rastlinjem ali

stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20-tih višin ovir (vasi, podeželjsko okolje, stalni gozd).

III. kategorija terena (stalni gozd): $z_o = 0,3\text{m}$

$$z_{min} = 5,0\text{m}$$

Enačba za izračun faktorja hrapavosti $c_r(z)$ velja v primeru, ko je $z_{min} \leq z \leq z_{max}$, pri čemer je $z_{max} = 200\text{m}$. V obravnavanem primeru je enačba pravilna.

$$k_r = 0,19 \cdot (z_o / z_{o,\parallel})^{0,07} = 0,19 \cdot (0,3\text{m} / 0,05\text{m})^{0,07} = 0,2154$$

$$l_v(z) = k_1 / (c_o(z) \cdot \ln(z / z_o)) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(44,10\text{m} / 0,30\text{m})) = 0,200$$

k_1 - turbolenčni faktor ($k_1 = 1,0$)

- Konstrukcijski faktor in dinamični faktor $c_s c_d$:

$$c_s c_d = 1,0$$

- Koeficient sile vetra – navpično na viadukt (z-smer):

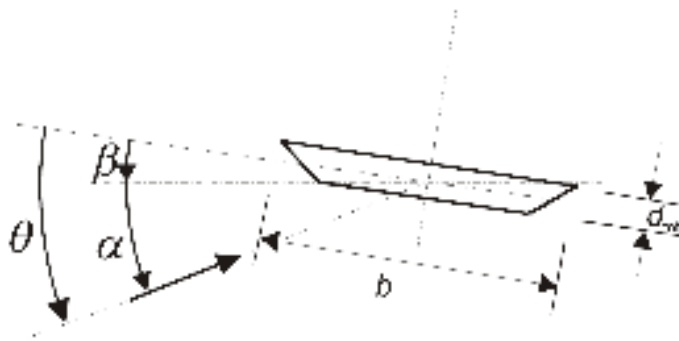
Koeficient c_{fz} odčitamo iz diagrama v odvisnosti od razmerja b/d_{TOT} za primer viadukta brez ograje in prometa:

$d_{TOT} = 4,2\text{ m}$ – višina voziščne konstrukcije

$b = 14,10\text{ m}$ – širina voziščne konstrukcije

$$b / d_{TOT} = 3,56$$

Pri računu upoštevamo še vpliv smeri pihanja vetra ter nagib voziščne konstrukcije tako, kot to prikazuje slika 40.



Slika 39: Nagib voziščne konstrukcije in smer pihanja vetra (SIST EN 1991-1-4:2005)

$$\theta = \alpha + \beta = \pm 5^\circ + 1,432^\circ$$

$$\alpha = \pm 5^\circ$$

$$\beta = 1,432^\circ$$

odčitek iz diagrama za izračunane vrednosti:

$$\theta_1 = + 6,43^\circ \rightarrow c_{fz} = + 0,75$$

$$\theta_2 = - 3,57^\circ \rightarrow c_{fz} = - 0,61$$

- Referenčna ploskev:

Referenčno ploskev nadomestimo za primer pihanja vetra v smeri-z z referenčno širino.

$$b_{ref} = 14,10\text{m}$$

- Rezultanto silo vetra pri temeljni vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ smo izračunali po enačbi (4.21) posebej za pihanje vetra v smeri-z v pozitivni in v negativni smeri glede na obravnavani globalni koordinatni sistem ter posebej za kljun in za prekladno konstrukcijo:

$$\begin{aligned} \text{Pozitivna smer-z: } F_{w,z,viadukt}^{(+)} &= c_s c_d \cdot \sum c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot b_{ref} = \\ F_{w,z,viadukt}^{(+)} &= 1,0 \cdot 0,61 \cdot 1,083 \text{ kN/m}^2 \cdot 14,10\text{m} = \\ F_{w,z,viadukt}^{(+)} &= 9,32 \text{ kN/m} = q_{w,z,viadukt}^{(+)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{w,z,kljun}^{(+)} &= c_s c_d \cdot \sum c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot b_{ref} = \\F_{w,z,kljun}^{(+)} &= 1,0 \cdot 0,61 \cdot 1,083 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,20\text{m} = \\F_{w,z,kljun}^{(+)} &= 0,80 \text{ kN/m} = q_{w,z,kljun}^{(+)}\end{aligned}$$

Negativna smer-z:

$$\begin{aligned}F_{w,z,viadukt}^{(-)} &= c_s c_d \cdot \sum c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot b_{ref} = \\F_{w,z,viadukt}^{(-)} &= 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,083 \text{ kN/m}^2 \cdot 14,10\text{m} = \\F_{w,z,viadukt}^{(-)} &= 11,45 \text{ kN/m} = q_{w,z,viadukt}^{(-)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{w,z,kljun}^{(-)} &= c_s c_d \cdot \sum c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot b_{ref} = \\F_{w,z,kljun}^{(-)} &= 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,083 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,20\text{m} = \\F_{w,z,kljun}^{(-)} &= 0,98 \text{ kN/m} = q_{w,z,kljun}^{(-)}\end{aligned}$$

Rezultanta sile vetra deluje ekscentrično z ročico $e = b_{ref}/4$ glede na težišče prečnega prereza, vendar to na naš račun nima vpliva.

4.2.2.4 Izračun temperaturne obtežbe

Temperaturno obtežbo smo računali po standardu SIST EN 1991-1-5:2004 in pri tem določili neenakomerno temperaturno spremembo. Enakomerna temperaturna sprememba med fazo gradnje ne povzroča nobenih obremenitev na voziščno konstrukcijo.

Pri računu neenakomerne temperaturne spremembe smo za primer škatlastega AB prereza upoštevali linearno temperaturno spremembo za primer segrevanja/ohlajanja:

Zgornji rob toplejši od spodnjega, sprememba $\Delta T_{M,heat} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$

Spodnji rob toplejši od zgornjega, sprememba $\Delta T_{M,cool} = 5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Omenjene temperature sem modificiral s faktorjem površja k_{sur} , ki je bil za primer segrevanja enak $k_{sur} = 0,80$ ter za primer ohlajanja $k_{sur} = 1,10$:

$$\Delta T_{M,heat} = k_{sur} \times 10 \text{ }^\circ\text{C} = 0,80 \times 10 \text{ }^\circ\text{C} = 8,0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = k_{sur} \times 5 \text{ }^\circ\text{C} = 1,10 \times 5 \text{ }^\circ\text{C} = 5,5 \text{ }^\circ\text{C}$$

4.2.2.5 *Posedki podpor*

Po standardu SIST EN 1991-1-6:2005 smo upoštevali, da se v vsaki izmed 7-ih podpor le-ta lahko posede za 10 mm relativno glede na ostale sosednje podpore.

Posedek 1. podpore: $w_{1,zz} = 10 \text{ mm}$

Posedek 2. podpore: $w_{2,zz} = 10 \text{ mm}$

Posedek 3. podpore: $w_{3,zz} = 10 \text{ mm}$

Posedek 4. podpore: $w_{4,zz} = 10 \text{ mm}$

Posedek 5. podpore: $w_{5,zz} = 10 \text{ mm}$

Posedek 6. podpore: $w_{6,zz} = 10 \text{ mm}$

Posedek 7. podpore: $w_{7,zz} = 10 \text{ mm}$

Pri tem vsak primer posedka podpore predstavlja svojo obtežno kombinacijo.

4.2.2.6 *Spremenljiva obtežba delavcev in delovne opreme*

Po standardu SIST EN 1991-1-6:2005 smo tekom gradnje upoštevali spremenljivo obtežbo delavcev ter njihove manjše delovne opreme ($q_{ca} = 1,00 \text{ kN/m}^2$), skladiščenje prenosljive opreme ($q_{cb} = 0,20 \text{ kN/m}^2$) ter stalno delovno opremo na poziciji za uporabo tekom faze narivanja viadukta ($q_{cc} = 0,50 \text{ kN/m}^2$). Spremenljivo obtežbo smo določili samo za prekladno konstrukcijo in jo preračunali na tekoči meter.

$$q_{ca,viadukt} = q_{ca} \times b_{ref} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \times 14,10\text{m} = 14,10 \text{ kN/m}$$

$$q_{cb,viadukt} = q_{cb} \times b_{ref} = 0,20 \text{ kN/m}^2 \times 14,10\text{m} = 2,82 \text{ kN/m}$$

$$q_{cc,viadukt} = q_{cc} \times b_{ref} = 0,50 \text{ kN/m}^2 \times 14,10\text{m} = 7,05 \text{ kN/m}$$

Omenjene spremenljive obtežbe lahko v računu delujejo posamezno, lahko pa tudi kot skupina. Skupna vrednost spremenljive obtežbe delavcev in delovne opreme je tako naslednja.

$$q_{c,viadukt} = q_{ca,viadukt} + q_{cb,viadukt} + q_{cc,viadukt} = 23,97 \text{ kN/m}$$

$$q_{c,kljun} = 0,00 \text{ kN/m}$$

4.2.3 Kombinacije za MSN

Ko smo določili vso obtežbo za praktičen primer viadukta Dobruša, smo le to nesli v programski paket Sofistik in za vsako obtežbo posebej izračunali obremenitve na konstrukciji. Nato smo za fazo gradnje poiskali tisti del faze, ki tekom narivanja povzroča ekstremne vrednosti upogibnih momentov. To je bila faza narivanja, ko prekladna konstrukcija potuje od podpore 5 do podpore 6. Za to fazo smo podobno kot pri teoretičnem primeru z izračunanimi vplivi določili še ekstremne vrednosti vplivov in sicer minimalna upogibna momenta nad podporo 5 in 4, ter maksimalni upogibni moment v polju med podporo 5 in 6. Ekstremne vrednosti obremenitev smo najprej določil samo za lastno težo voziščne konstrukcije (z uporabo kljuna) in tako primerjali rezultate s teoretičnim modelom, nato pa smo določili še ekstremne vrednosti obremenitev v mejnem stanju nosilnosti ter tako prikazali velikostni red obremenitev med fazo gradnje.

Kombinacije vplivov smo tvorili v mejnem stanju nosilnosti – MSN, saj je za to stanje v končni fazi potrebno narediti kontrolo dimenzij betonskega prereza ter dokaza varnosti proti porušiti prečnega prereza in sicer za upogibno ter strižno obremenitev. Na podlagi te kombinacije je torej potrebno določiti vzdolžno (mehko) ter stremensko armaturo. Kombinacijo vplivov v mejnem stanju nosilnosti naredimo tako, kot to navaja SIST EN 1990:2004 in sicer v dopolnilu A2 oz. dodatku za mostove oz. po enačbi (4.22).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{k1} Q_{k1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

Kot stalno obtežbo smo upoštevali lastno težo konstrukcije in posedke posameznih podpor, kot spremenljivo obtežbo pa smo upoštevali obtežbo snega, obtežbo vetra, temperaturno obtežbo in obtežbo delavcev in delovne opreme. Pri določanju kombinacijskih vrednosti sem upošteval varnostne faktorje, kot to navaja SIST EN 1990:2004 in sicer v dodatku za dopolnilu A2 oz. dodatku za mostove. Osnovni in parcialni varnostni faktorji so prikazani v nadaljevanju.

Lastna teža: $\gamma_{G,\text{inf}} = 1,0$
 $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$

Sneg:

$$\gamma_{Q,inf} = 0,0$$

$$\gamma_{Q,sup} = 1,5$$

$$\psi_o = 0,8$$

Veter:

$$\gamma_{Q,inf} = 0,0$$

$$\gamma_{Q,sup} = 1,5$$

$$\psi_o = 0,8$$

Temperatura:

$$\gamma_{Q,inf} = 0,0$$

$$\gamma_{Q,sup} = 1,5$$

$$\psi_o = 0,6$$

Spremenljiva obtežba delavcev in delovne opreme:

$$\gamma_{Q,inf} = 0,0$$

$$\gamma_{Q,sup} = 1,5$$

$$\psi_o = 1,0$$

Posedki podpor:

$$\gamma_{G,inf} = 0,0$$

$$\gamma_{G,sup} = 1,2$$

4.2.4 Račun linijske konstrukcije

V tem delu smo kontrolirali obremenitve v prekladni konstrukciji med fazo narivanja viadukta od podpore 5 do 6. Pri tem predstavlja začetek faze narivanja vrednost $\alpha = 0$ in sicer, ko je začetek prekladne konstrukcije točno nad podporo 5. Narivanje prekladne konstrukcije smo izvedli za primer dolgega nosu ($L_n/L = 0,800$), dejanskega nosu, ki je bil uporabljen v praksi ($L_n/L = 0,672$) ter za primer kratkega nosu ($L_n/L = 0,500$). Za vsak primer smo narivanje posebej izvedli še z uporabo kljuna različnih togosti in sicer za $E_n I_n / EI = 0,400$, $E_n I_n / EI = 0,200$, $E_n I_n / EI = 0,100$, $E_n I_n / EI = 0,050$ in $E_n I_n / EI = 0,025$. Za fazo narivanja nismo mogli najbolj natančno spremljati vpliv razmerja relativnih tež kljuna in prekladne konstrukcije q_n/q , saj ima kljun za narivanje po svoji dolžini spreminljivo višino ter posledično tudi

spremenljivo lastno težo. Pri uporabi različnih kljunov z različnimi togostmi obenem spreminjamo lastno težo kljuna, zaradi česar ni mogoče spremljati omenjenega razmerja relativnih tež.

Z rezultati računa smo želeli prekontrolirati obliko diagramov, ki smo jih dobili pri teoretičnem modelu interakcije kljuna in prekladne konstrukcije ter poiskati velikost ekstremnih vrednosti upogibnih momentov za mejno stanje nosilnosti. Tako smo za primerjavo rezultatov določil le obremenitve prerezov za primer lastne teže, velikostni red obremenitev pa smo določili prvič za kombinacijo vplivov stalne obtežbe, obtežbe snega, obtežbe vetra, spremenljivo obtežbo skladiščenja prenosljive opreme ter stalno delovno opremo na poziciji za uporabo tekom faze narivanja viadukta in obtežbo s posedki podpor. V drugem primeru smo določili kombinacijo vplivov stalne obtežbe, neenakomerne temperaturne obtežbe, spremenljive obtežbe delavcev ter njihove manjše delovne opreme, skladiščenja prenosljive opreme ter stalno delovno opremo na poziciji za uporabo tekom faze narivanja viadukta in obtežbo s posedki podpor.

Omenjene kombinacije vplivov, ki smo jih tvoril, so naslednje:

Kombinacija 1: $1,0 \times G_{lastna}$

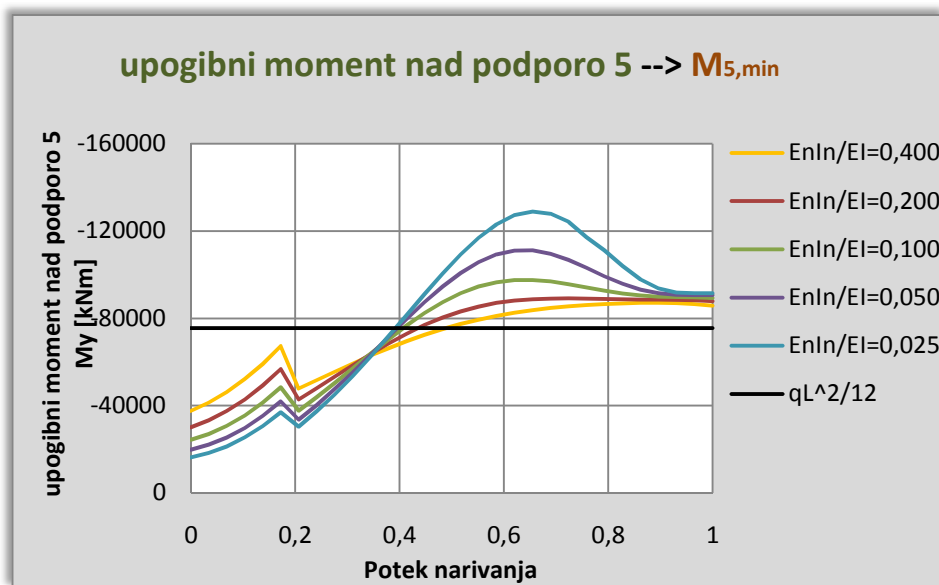
Kombinacija 2: $1,35 \times G_{lastna} + 1,5 \times (Q_{cb} + Q_{cc}) + 1,5 \times 0,8 \times Q_{sneg} + 1,5 \times 0,8 \times Q_{veter} + 1,2 \times G_{set}$

Kombinacija 3: $1,35 \times G_{lastna} + 1,5 \times (Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}) + 1,5 \times 0,6 \times Q_{temp} + 1,2 \times G_{set}$

4.2.4.1 Račun kombinacije vplivov št. 1

Fazo gradnje viadukta, pri čemer prekladno konstrukcijo narivamo med podporo 5 in 6, smo najprej izvedli z dolgim kljunom za narivanje ($L_n/L = 0,80$). Spodnja slika prikazuje potek minimalnega upogibnega momenta nad podporo 5. Slika je primerljiva s sliko 27 iz teoretičnega modela interakcije kljuna in prekladne konstrukcije. Primerjati je potrebno obliko diagramov, zelo podobne vrednosti pa bi dobili, v kolikor bi brezdimenzijske količine upogibnih momentov pri teoretičnem primeru pomnožili z vrednostjo:

$$q_{lastna} \times L^2 = 269,4 \text{ kN/m} \times (58,0 \text{ m})^2 = 906261,6 \text{ kNm}$$

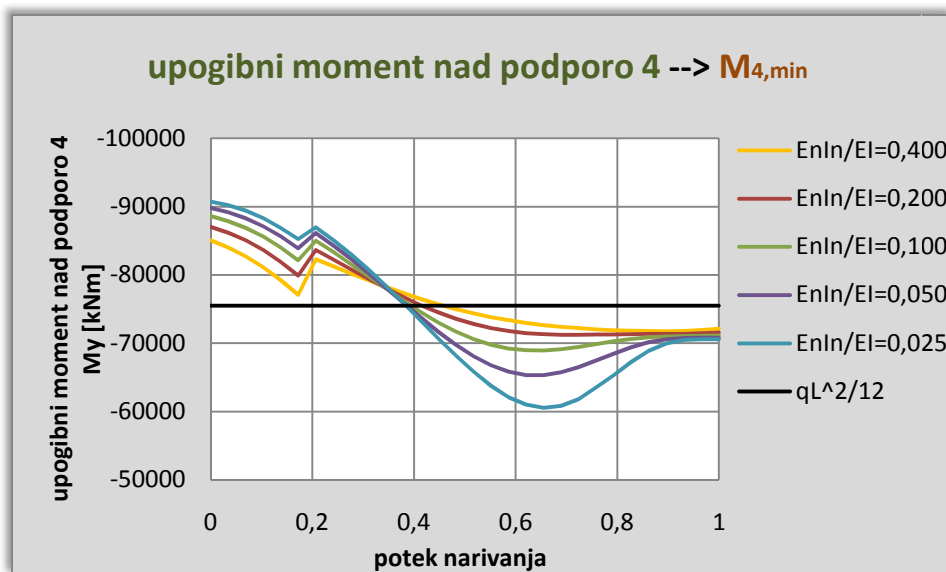


Slika 40: Upogibni momenti nad podporo 5 v primeru dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,80$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

Razlike med rezultati se pojavijo le v prvi fazi tipičnega koraka narivanja, ko sta kljun in prekladna konstrukcija v konzolnem stanju. Takrat namreč upogibni momenti v primeru različnih kljunov ne sovpadajo, saj so le ti različnih lastnih tež.

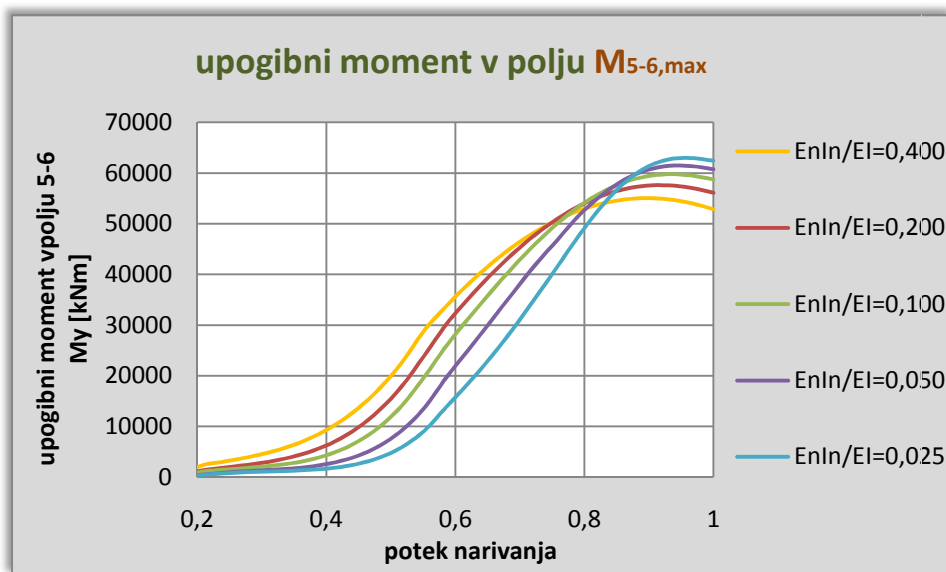
V tem primeru nisem dosegal ekstremnih vrednosti, ko je bil skupni konzolni del prekladne konstrukcije in kljuna najdaljši ($\alpha = 0,20$), temveč v fazi narivanja $\alpha \approx 0,70$. Obremenitve v teh fazah se močno razlikujejo, kar nam pove, da bi kljun za narivanje lahko tudi podaljšali in bi na ta način dobili enakomernjšo razporeditev upogibnih momentov.

Naslednja slika prikazuje upogibne momente nad podporo 4. Rezultat pokaže, da se vrednosti na začetku narivanja ujamejo z vrednostmi ob koncu narivanja iz prejšnjega diagrama. Tako kot pri teoretičnem modelu lahko tudi tu vidimo, da vpliv narivanja seže nekje od $1,5L$ do $2,0L$, nato pa se vrednost umiri pri tisti, iz primera obojestransko vpetega nosilca.



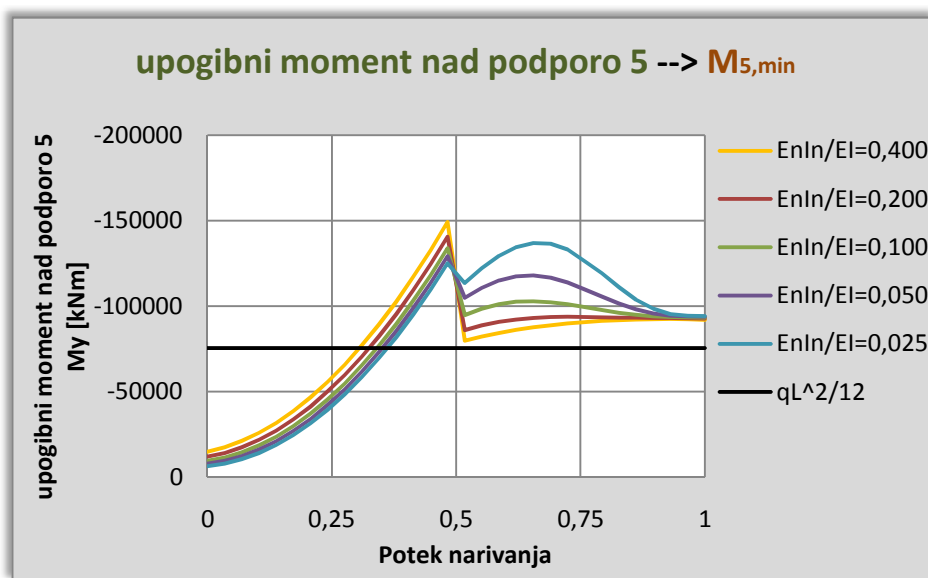
Slika 41: Upogibni momenti nad podpora 4 v primeru dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,80$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

Maksimalni upogibni elementi v polju med podporama 5 in 6 se tako kot pri teoretičnem modelu pojavijo pri $\alpha \approx 0,90$. Vrednosti teh upogibnih momentov so za skoraj polovico manjši od upogibnih momentov nad podpora, kar potrjuje pravilnost rezultata. Tako pri tem rezultatu kot pri ostalih je možno opaziti, da daje največje upogibne momente kljun z najmanjšo togostjo, najmanjše rezultate pa daje kljun z največjo togostjo.



Slika 42: Upogibni momenti v polju med podpora 5 in 6 v primeru dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,80$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

V primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) se pri rezultatu za minimalni upogibni moment nad podporo pokaže, da je ta zaradi premajhne dolžine kljuna občutno prevelik. Ekstremno vrednost dosežemo v sveh primerih togosti kljuna (razen pri togosti kljuna $E_n I_n / EI = 0,025$), ko je narivalni kljun tik pred naslednjo podporo. Ker se rezultati konzolnega stanja konstrukcije ter stanja ob koncu faze narivanja razlikujejo tudi za 50%, je dolžina kljuna prekratka.

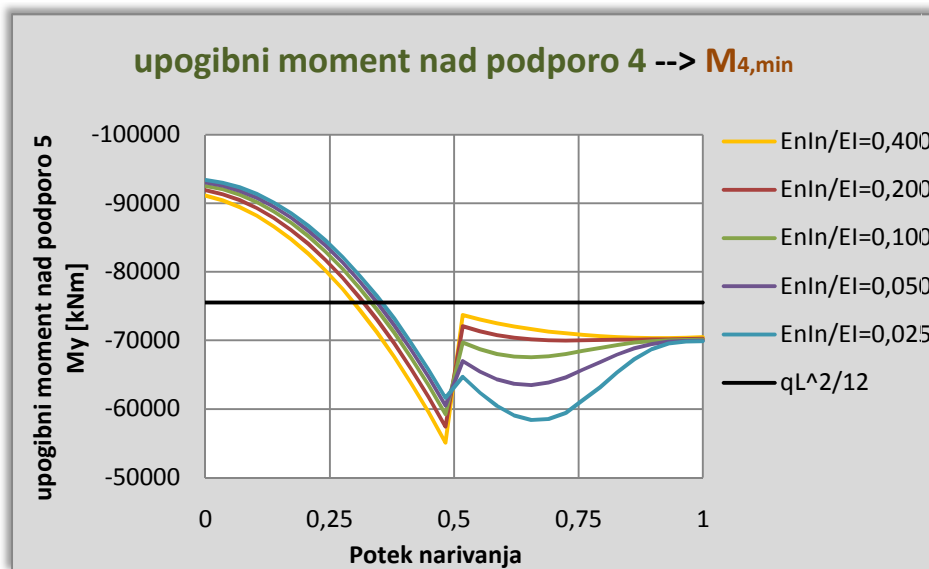


Slika 43: Upogibni momenti nad podporo 5 v primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

Rezultati so ponovno primerljivi s teoretičnim primerom. Razlike se pojavijo le primeru, ko je konstrukcija v konzolnem stanju. Takrat na upogibne momente namreč močno vpliva teža kljuna za narivanje, ki pa je ob uporabi različnih relativnih togosti kljuna različnega velikostnega reda. Primerljive vrednosti bi ponovno dobili, v kolikor bi brezdimenzijske količine upogibnih momentov pri teoretičnem primeru pomnožili z vrednostjo:

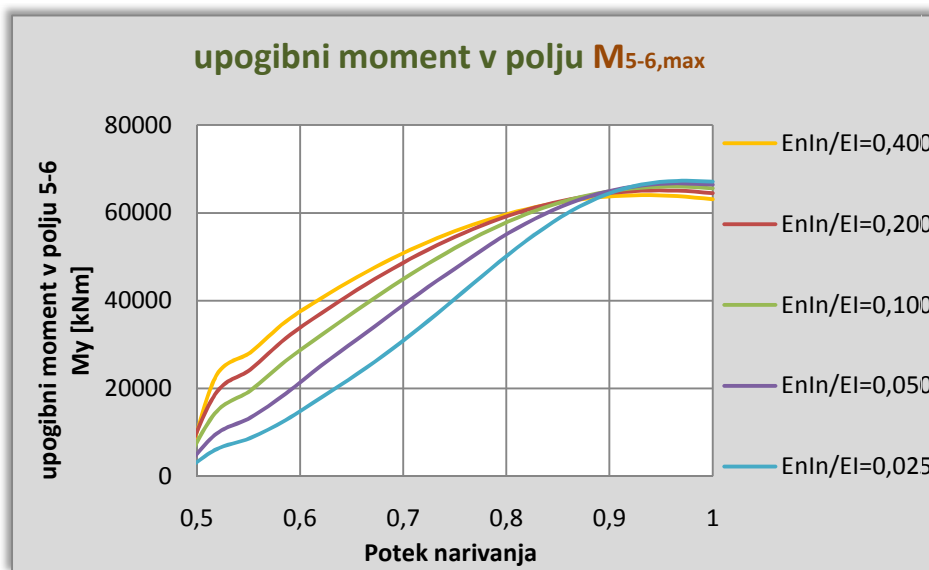
$$q_{lastna} \times L^2 = 269,4 \text{ kN/m} \times (58,0 \text{ m})^2 = 906261,6 \text{ kNm}$$

Podobno kot pri dolgem kljunu lahko tudi tu opazimo, da se upogibni momenti nad podporo 4 na začetku narivanja ujemajo z upogibnimi momenti nad podporo 5 ob koncu narivanja. Minimalna vrednost upogibnega momenta se pojavi na začetku narivanja.



Slika 44: Upogibni momenti nad podpora 4 v primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

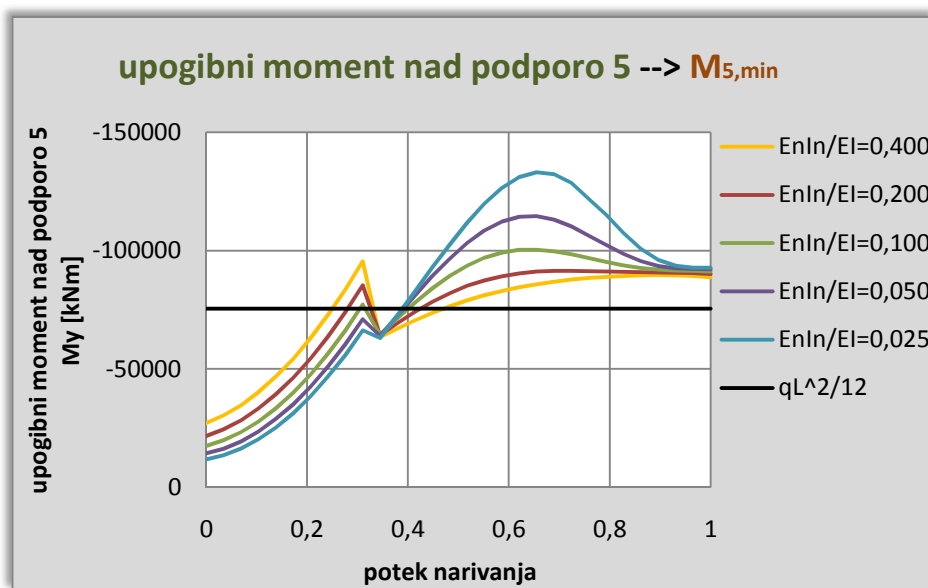
V primeru kratkega kljuna za narivanje dobim večje pozitivne momente v polju med podporama 5 in 6. Oblika diagrama je sicer zelo podobno diagramu iz prejšnjega primera. Razlika se pojavi le pri tem, da zaradi krajšega nosu dosežem višje vrednosti upogibnih momentov že v začetnih fazah narivanja.



Slika 45: Upogibni momenti v polju med podpora 5 in 6 v primeru kratkega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,50$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

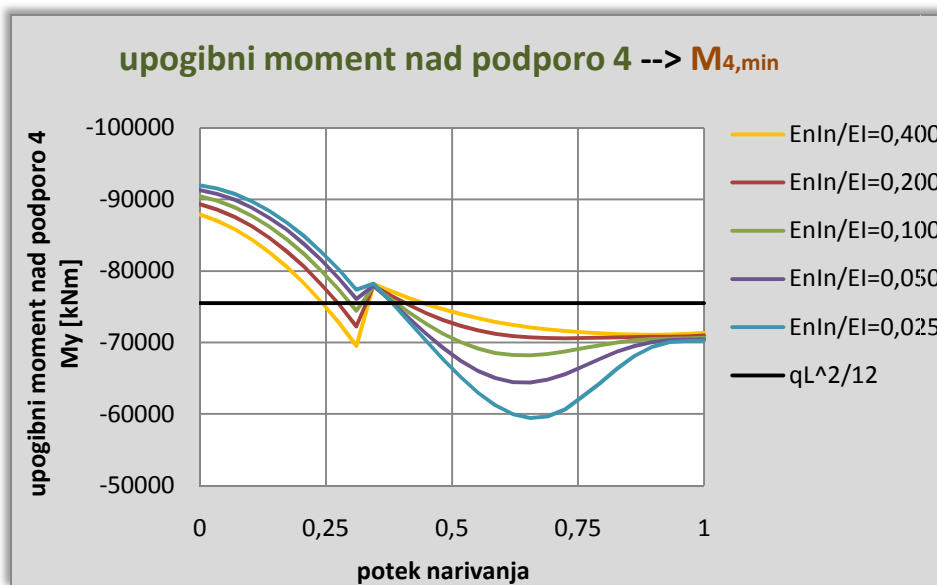
V zadnjem primeru sem obravnaval še dejansko dolžino nosu $L_n = 39,0\text{m}$ ($L_n/L = 0,672$), ki je bil uporabljen v praksi. Najprej sem poiskal minimalni upogibni moment nad podporo 5. Oblika diagrama na sliki 46 je zelo podobna tistemu iz teoretičnega modela za primer dolžine nosu $L_n/L = 0,65$.

V primeru optimalne togosti nosu $E_n I_n / EI = 0,200$ se tako minimalni upogibni moment pojavi pri $\alpha = 0,72$, od te vrednosti naprej pa je skoraj konstanten in le minimalno pade. Da je omenjena togost res optimalna, se vidi iz poteka upogibnih momentov, ki so v tem primeru najbolj konstantni. Upogibni moment konzolnega dela konstrukcije se tako tu skoraj ujame z upogibnim momentom, ko je konstrukcija v drugi fazi tipičnega koraka narivanja. Ostali kljuni z manjšimi upogibnimi togostmi niso primerni za uporabo pri narivanju, saj z njimi dosežemo občutno manjše negativne upogibne momente.



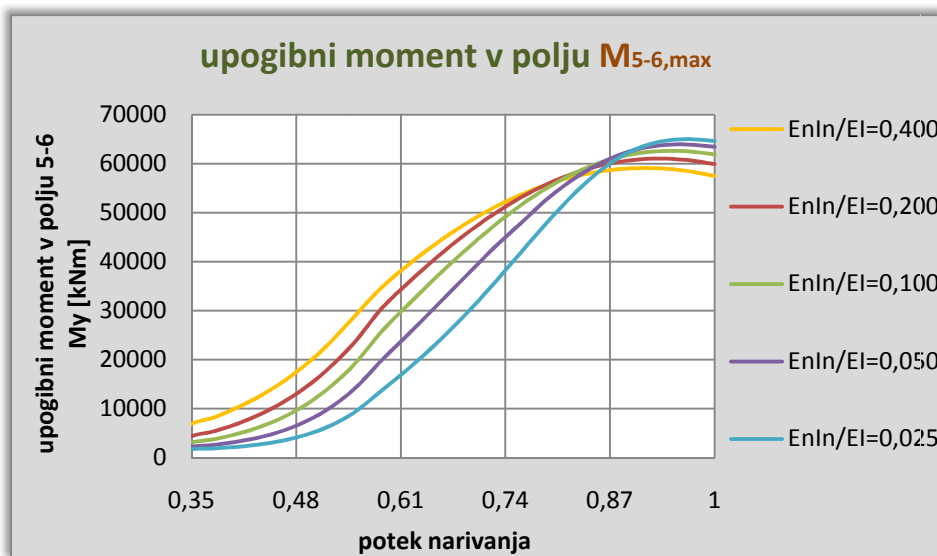
Slika 46: Upogibni momenti nad podporo 5 v primeru optimalno dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,67$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

Iz naslednjega diagrama o upogibnem momentu nad podporo 4 se da razbrati, da je optimalna izbira kljuna s togostjo ponovno $E_n I_n / EI = 0,200$. Ostale oblike kljuna niso najbolj optimalne za narivanje, saj dajo malo manjše vrednosti minimalnih upogibnih momentov, poleg tega pa tudi veliko bolj nekonstantem potek upogibnih momentov.



Slika 47: Upogibni momenti nad podpora 4 v primeru optimalno dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,67$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

Oblika diagramov maksimalnega upogibnega momenta v polju med podporama 5 in 6 je skoraj identična tistima iz prejšnjih dveh primerov. V tem primeru dobim v primerjavi s primerom z daljšim kljunom malo večje vrednosti upogibnih momentov, v primerjavi s primerom s krajšim kljunom pa manjše vrednosti. V primeru kljuna z optimalno togostjo $E_n I_n / EI = 0,200$ se pojavijo ekstremne vrednosti ob koncu faze narivanja, t.j. pri $\alpha \approx 0,90$.



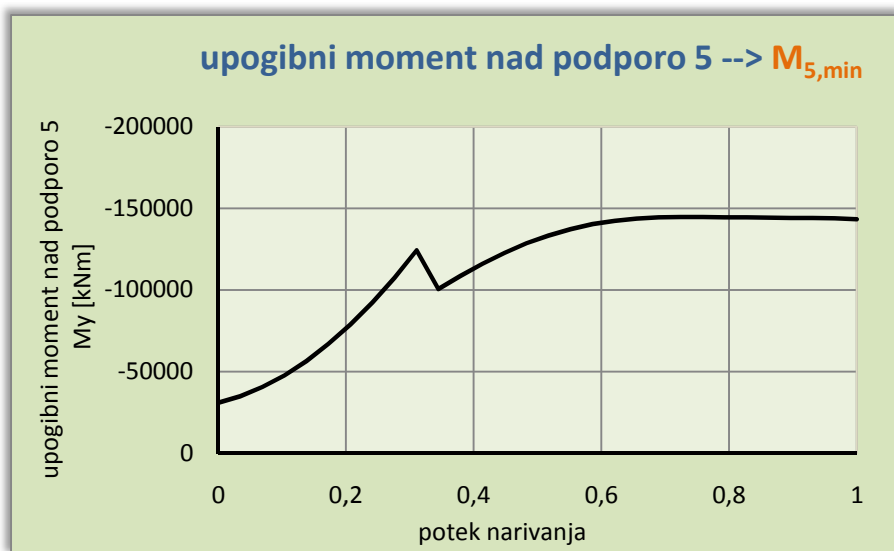
Slika 48: Upogibni momenti v polju med podpora 5 in 6 v primeru optimalno dolgega narivalnega nosu ($L_n/L = 0,67$) v odvisnosti od različnih razmerij upogibnih togosti $E_n I_n / EI$

V splošnem se izbira optimalnega kljuna za narivanje določi glede na obliko diagramov upogibnih momentov ter njihovih ekstremnih vrednosti. Tako bi bil najbolj primeren čim daljši kljun, vendar njegov izbor omejimo predvsem zaradi ekonomičnega stališča, saj se vrednosti upogibnih momentov pri uporabi kljunov dolžine od $L_n = 0,65L - L$ ne spreminjajo bistveno. Tako je najbolj optimalna izbira kljuna ravno kljun z dolžino $L_n = 0,67L$, saj je od vseh najcenejši. Optimalna togost kljuna je v vseh primerih enaka $E_n I_n / EI = 0,200$, saj da najbolj enakomeren potek upogibnih momentov tekom narivanja. Večja togost kljuna je nesmiselna, saj z njo ne dosežemo manjših upogibnih momentov, pri uporabi kljunov z manjšimi togostmi, pa upogibne momente močno povečamo.

4.2.4.2 Račun kombinacije vplivov št. 2

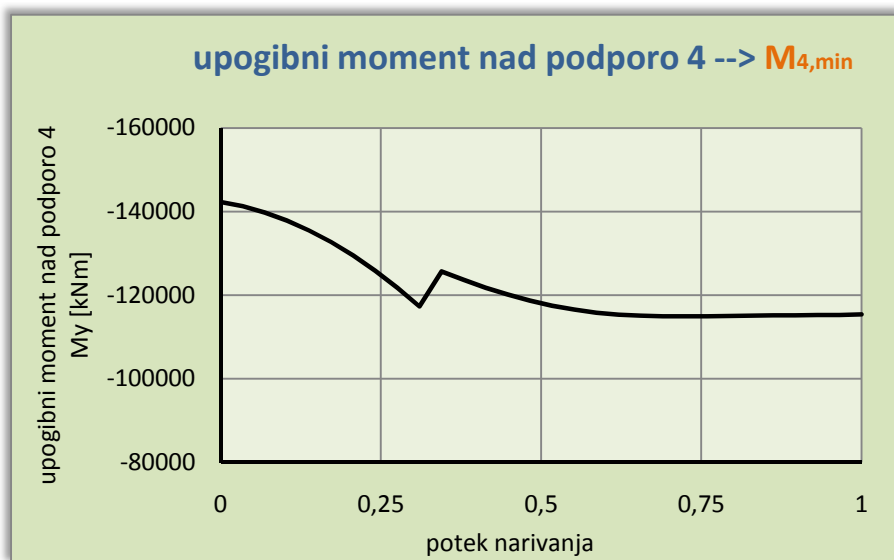
Račun kombinacije vplivov v mejnem stanju nosilnosti smo izvedli za primer optimalne dolžine kljuna in optimalne upogibne togosti kljuna. Med seboj smo kombinirali stalno obtežbo prekladne konstrukcije in posedke v podporah. Pri računu upogibnega momenta nad podporo 5 je bil merodajen posedek v osi 4, pri računu upogibnega momenta nad podporo 4 je bil merodajen posedek v osi 3, pri računu maksimalnega upogibnega momenta v polju pa je bil merodajen posedek v osi 5. Dominantna skupina spremenljive obtežbe, ki smo jih pri tej kombinaciji upoštevali, sta bili obtežba skladiščenja prenosljive opreme q_{cb} ter stalna delovna oprema na poziciji za uporabo tekom faze narivanja viadukta q_{cc} , nedominantni spremenljivi obtežbi pa sta bili obtežba snega q_s in obtežba vetra q_w , ki deluje v pozitivni z-smeri.

Potek upogibnega momenta nad podporo 5 je za to kombinacijo prikazan na naslednji sliki. Oblika diagram je podobna tisti iz teoretičnega modela in iz kombinacije obtežb številka 1. Opaziti je mogoče le manjše upogibne momente v drugi fazi tipičnega koraka narivanja. Ko je konstrukcija v konzolnem stanju, k obremenitvam namreč največ prinesejo vplivi, ki delujejo na kljun, le ti pa so manjši od vplivov, ki delujejo na prekladno konstrukcijo. Ti vplivi pa imajo večji vpliv v drugi fazi narivanja. Ekstremna vrednost upogibnega momenta se je tako pojavila v fazi narivanja $\alpha = 0,72$, upogibni moment pa je takrat znašal $M_y = -144850$ kNm.



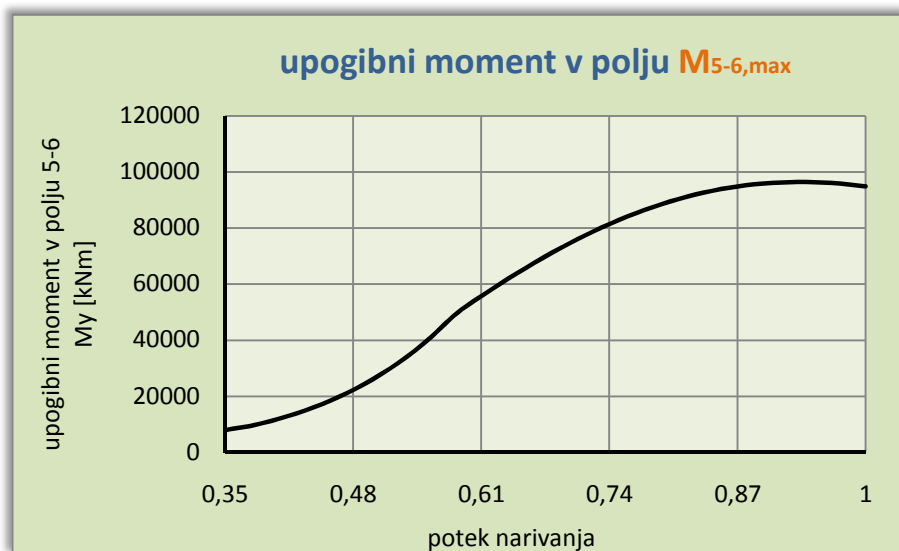
Slika 49: Upogibni moment M_y nad podporo 5 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 2

Minimalni upogibni moment nad podporo 4 se pojavi, ko je konstrukcija v samem začetku faze narivanja. Vrednost tega upogibnega momenta znaša $M_y = -142326$ kNm in je primerljiva z vrednostjo upogibnega momenta nad podporo 5 v fazi narivanja, ko je $\alpha = 1,0$.



Slika 50: Upogibni moment M_y nad podporo 4 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 2

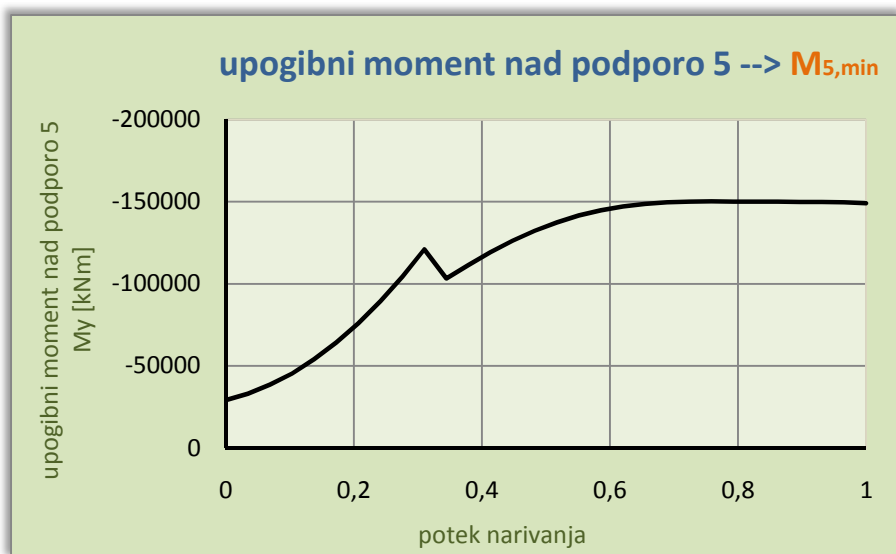
Maksimalni upogibni moment, ki se pojavi v polju med podporo 4 in 5, se za to kombinacijo obtežb pojavi v fazi narivanja, ko je $\alpha = 0,93$, njegova vrednost pa znaša $M_y = +96411$ kNm.



Slika 51: Upogibni moment M_y v polju v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 2

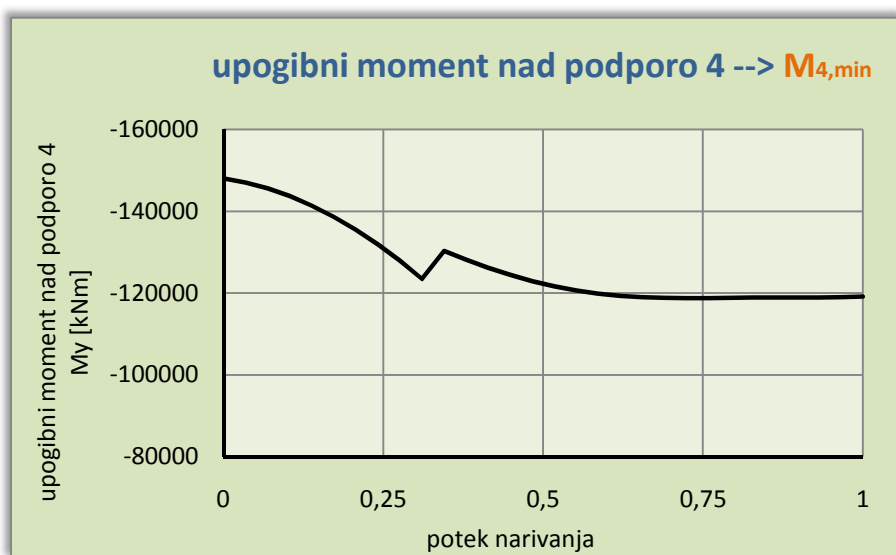
4.2.4.3 Račun kombinacije vplivov št. 3

Tako kot v prejšnjem primeru, smo tudi za ta primer določili kombinacijo vplivov za primer uporabe optimalne dolžine in optimalne upogibne togosti kljuna. Med seboj smo kombinirali stalno obtežbo prekladne konstrukcije in posedke v podporah. Pri računu upogibnega momenta nad podporo 5 je bil merodajen posedek v osi 4, pri računu upogibnega momenta nad podporo 4 je bil merodajen posedek v osi 3, pri računu maksimalnega upogibnega momenta v polju pa je bil merodajen posedek v osi 5. Dominantna skupina spremenljive obtežbe, ki smo jih pri tej kombinaciji upoštevali, je bila spremenljiva obtežba delavcev ter njihove manjše delovne opreme q_{ca} , obtežba skladiščenja prenosljive opreme q_{cb} ter stalna delovna oprema na poziciji za uporabo tekom faze narivanja viadukta q_{cc} . Nedominantna spremenljiva obtežba je bila v tem primeru neenakomerna temperaturna obtežba in sicer je bila pri računu minimalnih upogibnih momentov merodajna temperaturna sprememba s toplejšim zgornjim robom, pri računu maksimalnega upogibnega momenta pa je bila merodajna temperaturna sprememba s toplejšim spodnjim robom.



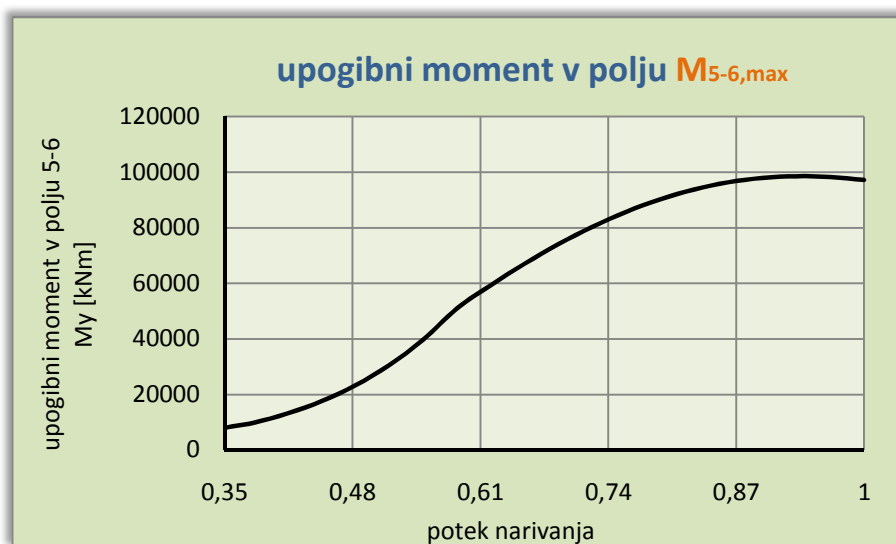
Slika 52: Upogibni moment M_y nad podpora 5 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 3

Potek upogibnega momenta nad podpora 5 je za to kombinacijo prikazan na sliki 52. Za to kombinacijo obtežbe je mogoče opaziti manjše vrednosti upogibnih momentov kot za prejšnjo kombinacijo obtežbe. Ekstremna vrednost upogibnega momenta se je tako pojavila v fazi narivanja $\alpha = 0,76$, upogibni moment pa je takrat znašal $M_y = -150132$ kNm.



Slika 53: Upogibni moment M_y nad podpora 4 v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 3

Minimalni upogibni moment nad podporo 4 se pojavi, ko je konstrukcija v samem začetku faze narivanja in je manjši kot pri kombinaciji vplivov številka 2. Vrednost tega upogibnega momenta znaša $M_y = -148042$ kNm in je podobno kot v prejšnjem primeru primerljiva z vrednostjo upogibnega momenta nad podporo 5 v fazi narivanja, ko je $\alpha = 1,0$.



Slika 54: Upogibni moment M_y v polju v primeru optimalnega kljuna ($L_n/L = 0,672$) za kombinacijo vplivov št. 3

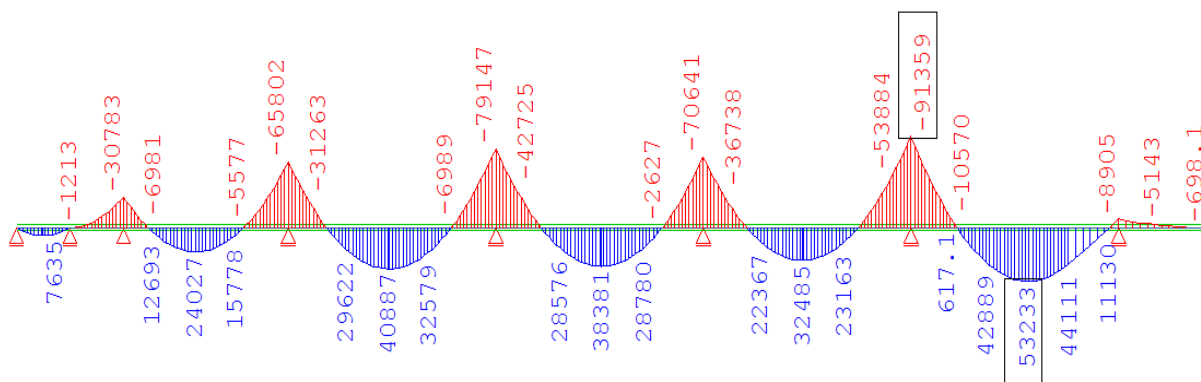
Maksimalni upogibni moment, ki se pojavi v polju med podporo 4 in 5, se za to kombinacijo obtežb pojavi v fazi narivanja, ko je $\alpha = 0,93$, njegova vrednost pa znaša $M_y = +98610$ kNm.

Kombinacija vplivov št. 3 je merodajna kombinacija obtežb v mejnem stanju nosilnosti, saj povzroča ekstremne vrednosti upogibnih momentov. Tu se večje obremenitve pojavijo predvsem zaradi kombiniranja spremenljiva obtežba delavcev ter njihove manjše delovne opreme q_{ca} , ki predstavlja razmeroma veliko spremenljivo obtežbo. V prejšnji kombinaciji te spremenljive obtežbe nisem upošteval, saj sem tam kombiniral vplive snega in vetra, ki pa ju s to obtežbo ne smem kombinirati.

4.2.4.4 Grafični prikaz obremenitev posameznih obtežb

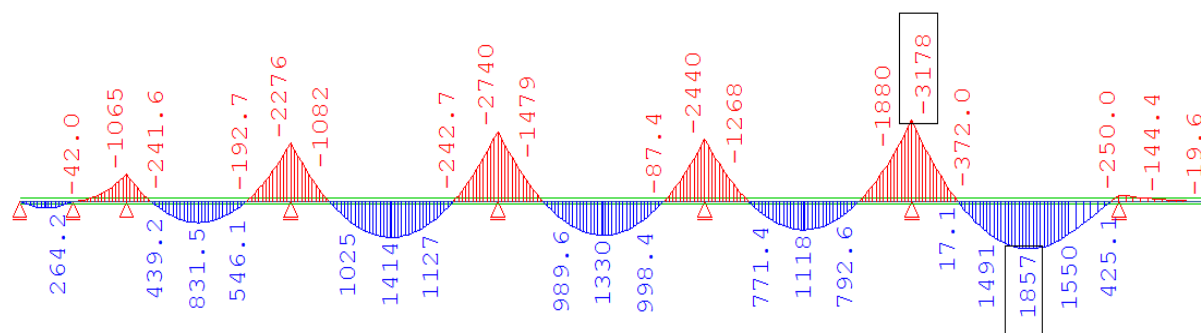
V nadaljevanju smo prikazali še obliko diagramov upogibnih momentov za primer realnega kljuna iz prakse z dolžino $L_n = 39,00\text{m}$ ($L_n = 0,672 L$) in optimalne togosti ter v stanju, ko je

bila $\alpha = 0,76$. Takrat smo namreč za fazo narivanja dosegli največje vrednosti upogibnih momentov.

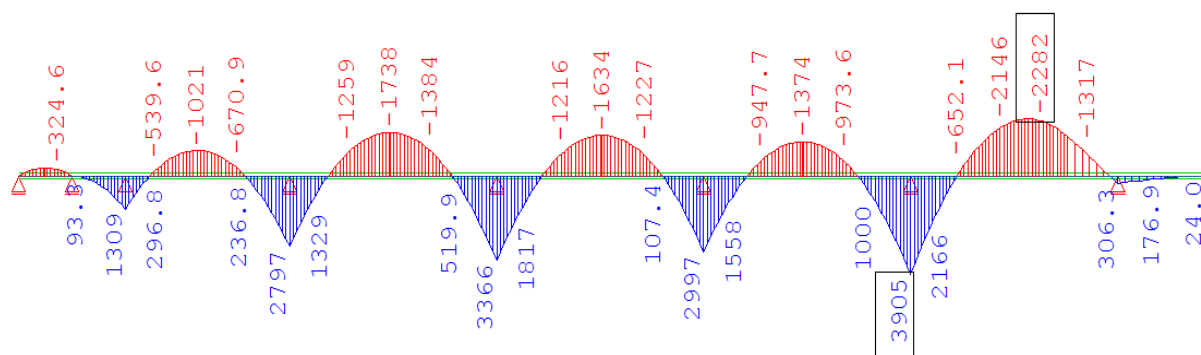


Slika 55: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi lastne teže

S primerjavo ostalih diagramov za upogibne momente se da ugotoviti, da lastna teža konstrukcije povzroča daleč največje obremenitve v prerezih konstrukcije.



Slika 56: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi obtežbe vetra $F_{wz}^{(+)}$



Slika 57: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi obtežbe vetra $F_{wz}^{(-)}$

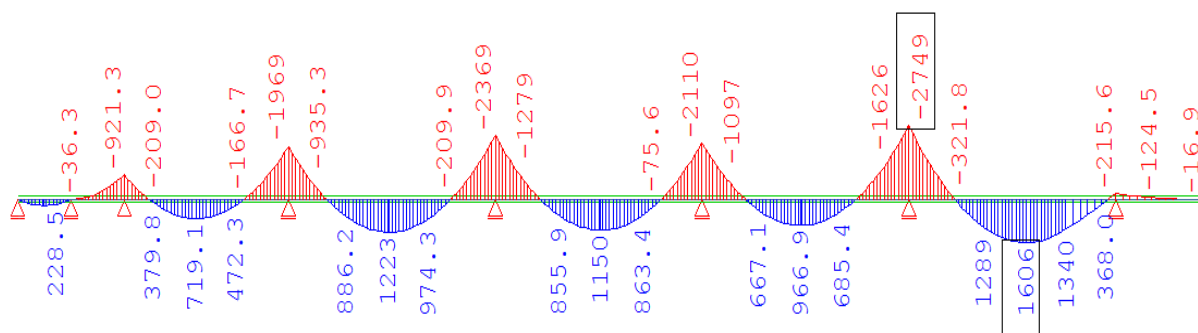
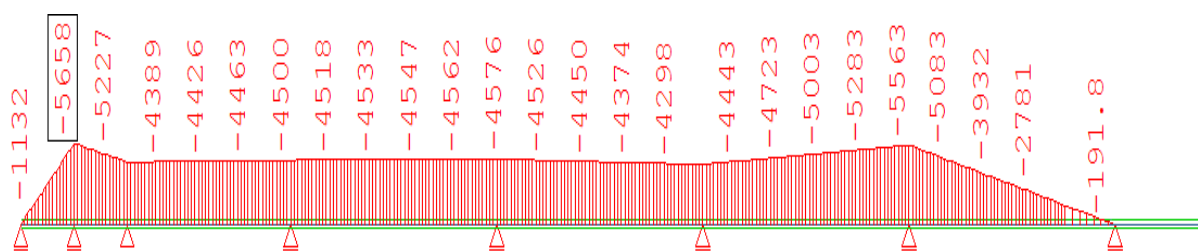
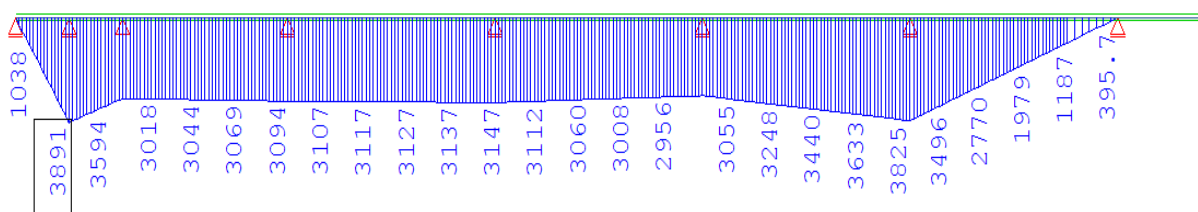
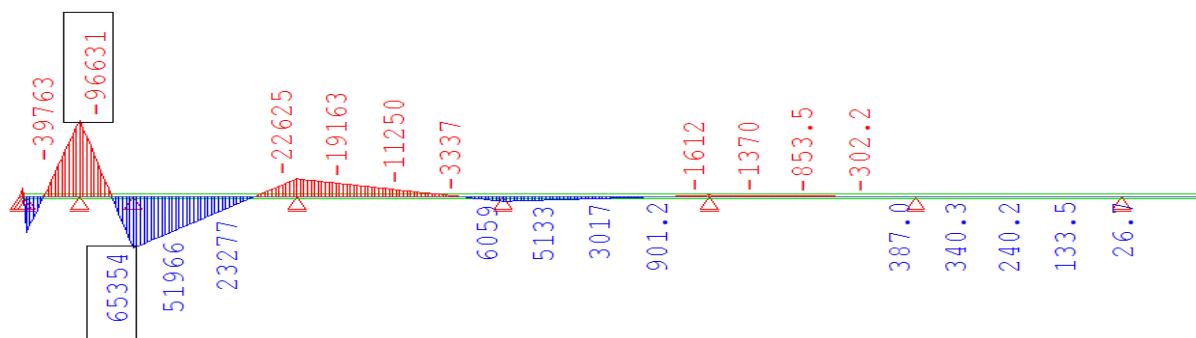
Slika 58: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi obtežbe snega

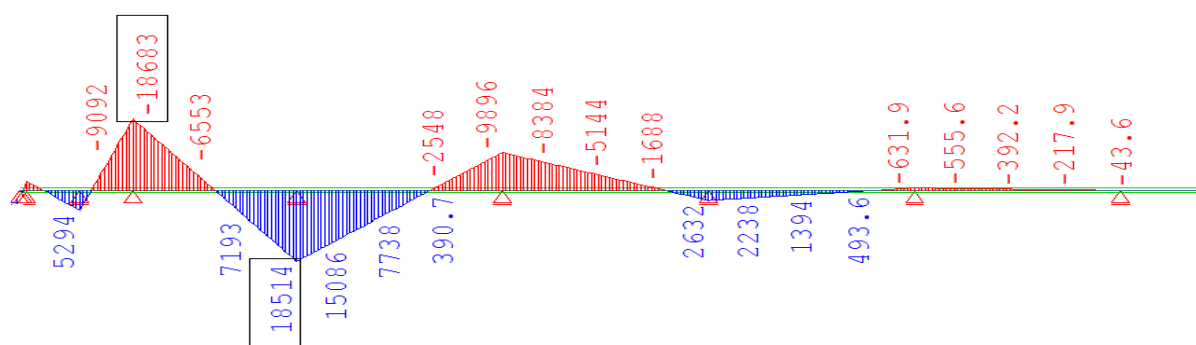
Diagram upogibnih momentov zaradi obtežbe snega je v bistvu enak kot diagram upogibnih momentov zaradi obtežbe vetra $F_{w,z}^{(+)}$. Vrednosti bi lahko dobili tudi s faktoriranjem s količnikom linijskih obtežb ene in druge obtežbe.

Slika 59: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi neenak. temp. sprem. $\Delta T_{M,heat}$ Slika 60: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi neen. temp. sprem. $\Delta T_{M,cool}$

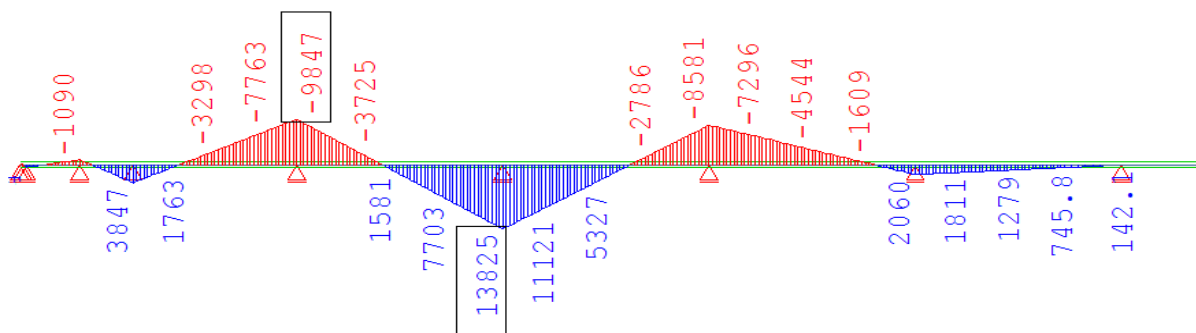
Enakomerna temperaturna sprememba (segrevanje/ohlajanje) nima vpliva na upogibne momente v prekladni konstrukciji med fazo gradnje, saj je v tej fazi konstrukcija statično določena, za tako konstrukcijo pa velja, da vplivi enakomernih temperaturnih sprememb ne povzročajo nobenih obremenitev, temveč samo deformacije. Podobno velja tudi za krčenje betona. Diagrame upogibnih momentov za omenjene obtežbe zato nismo prikazovali.



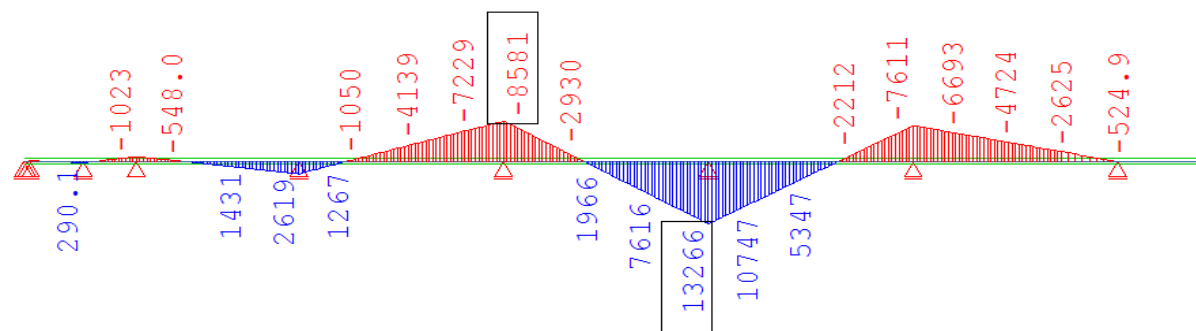
Slika 61: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 1



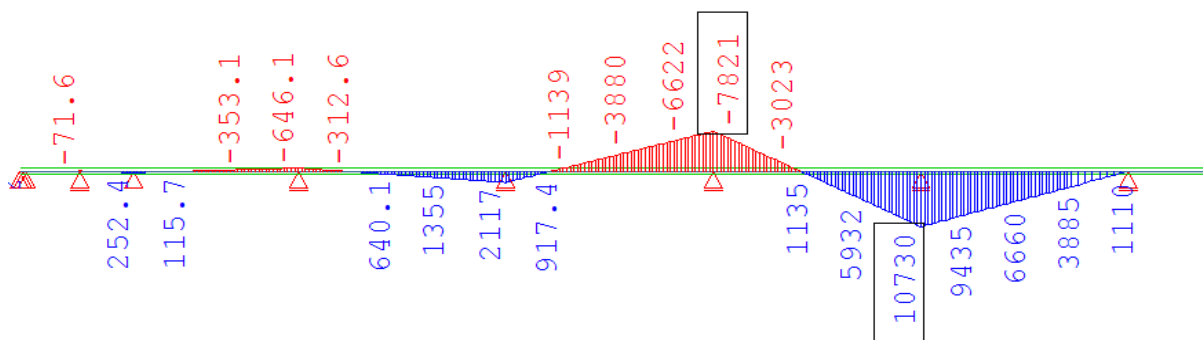
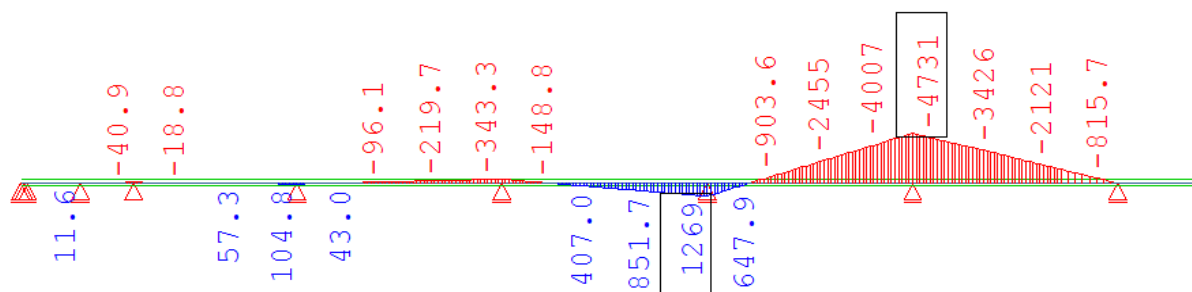
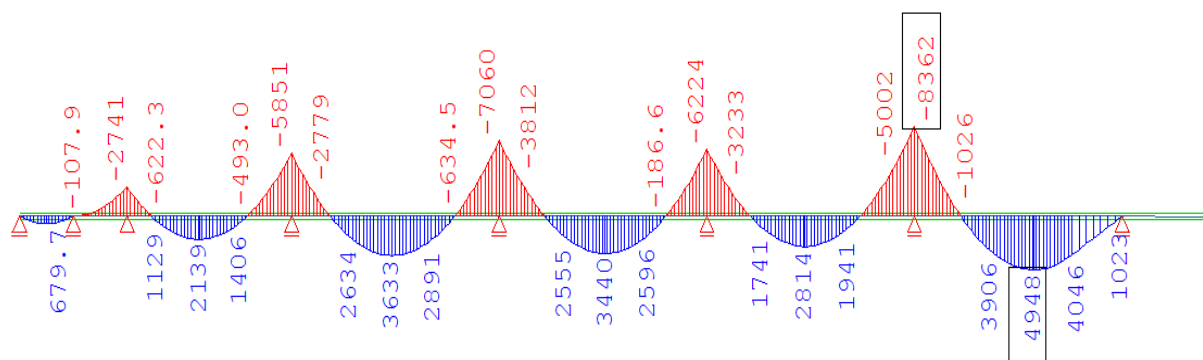
Slika 62: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 2



Slika 63: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 3



Slika 64: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 4

Slika 65: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 5Slika 66: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi posedka v osi 6Slika 67: Diagram upogibnih momentov M_y [kNm] zaradi spremenljive obtežbe

5 ZAKLJUČEK

Tehnologija gradnje mostov s tehniko narivanja predstavlja dokaj enostaven proces gradnje, saj za igradnjo mostu potrebujemo malo delovne sile in delovne opreme, ta pa je dokaj enostavna in razmeroma poceni. Gradnja mostu s to tehniko je primerna v primeru, ko premoščamo npr. reko, morje, avtocesto, železnico ali katerokoli drugo oviro, kjer zaradi te ovire ne bi mogli v tla opreti opaža. V primerjavi s prosto konzolno gradnjo ima ta tehnika prednost, saj lahko tu delamo daljše posamezne betonske segmente in se na ta način izognemo večjemu številu konstrukcijskih stikov in šibkih mest v sami konstrukciji ter obenem pospešimo sam proces gradnje.

Zaradi same narave gradnje prekladne konstrukcije, je le-ta podvržena velikim obremenitvam, katerih velikostni red narekuje predvsem lastna teža konstrukcije. V tem primeru je bilo to toliko bolj očitno, saj smo obravnavali prednapeto armiranobetonsko škatlasto prekladno konstrukcijo, ki je izmed vseh oblik prekladnih konstrukcij ena najtežjih. Za zmanjševanje teh obremenitev največkrat na začetek prekladne konstrukcije namestimo poseben kljun, v primeru, da želimo premostiti večje razpone, pa lahko uporabimo tudičasne podpore ali pa začasno podpiranje s poševnimi vrvmi. Izbira kljuna za narivanje je odločilnega pomena, saj lahko z njim v veliki meri kontrolirano vplivamo na potek in velikostni red obremenitev.

V tej diplomski nalogi smo pokazali, da lahko ustrezen kljun za narivanje določimo na dva načina. Zelo enostaven način je z uporabo teoretičnega modela interakcije kljuna in prekladne konstrukcije, s katerim smo velikostni red vplivov določili le za lastno težo prekladne konstrukcije in samega kljuna. Pomankljivost tega teoretičnega modela se torej kaže predvsem v tem, da z njim ne moremo zajeti vplive temperaturnih sprememb, tako enakomernih kot neenakomernih, vplive krčenja betona ter posedkov podpor. V drugem primeru smo določevali vplive na prekladno konstrukcijo in njihove poteke tekom narivanja z uporabo programskega paketa Sofistik. V tem primeru je bilo možno za vsako fazo narivanja posebej natančno določiti velikost vseh obtežb, ki dejansko delujejo na obravnavano

konstrukcijo in posledično velikost obremenitev določenega prečnega prereza za vsako obtežbo posebej.

Na začetku primerjave rezultatov smo najprej preverili razliko med rezultati upogibnih momentov iz teoretičnega in računskega primera. Rezultati v obeh primerih so med seboj primerljivi, razlike se pojavijo le zaradi natančnejše obravnave kljuna za narivanje v računskem primeru, saj ima kljun v praksi po svoji dolžini spremenljivo višino, torej tudi spremenljivo lastno težo. Pri teoretičnem modelu je bilo upoštevano, da ima kljun po svoji dolžini konstantno višino oz. konstantno lastno težo.

Z uporabo kljuna za narivanje, smo za konkretni primer občutno zmanjšali velikost minimalnega upogibnega momenta, kar je mogoče videti iz primerjave rezultatov iz analize viadukta Dobruša (slika 46). Pri tem je bila dolžina kljuna enaka $L_n = 39,00\text{m}$ ($L_n/L = 0,672$), optimalna togost pa je bila enaka $E_n I_n / EI = 0,200$. Izbira kljuna za narivanje je bila torej takšna, da je povzročala najmanjše možne obremenitve. Velikost minimalnega upogibnega momenta nad podporo je v tem primeru enaka $M_y = - 91488 \text{ kNm}$ rezultat pa je posledica lastne teže prekladne konstrukcije in kljuna. Če dobljeni rezultat primerjamo z minimalnim upogibnim momentom nad podporo, pri čemer bi prekladno konstrukcijo narivali brez uporabe začasnega kljuna, bi bila njegova minimalna vrednost enaka $M_y = - 437.563,14 \text{ kNm}$ (slika 11). Omenjena rezultata se med seboj močno razlikujeta, kar nas toliko bolj opozarja na to, koliko je pomembna izbira kljuna za narivanje.

Pri uporabi dolgega kljuna za narivanje dolžine $L_n = 46,50\text{m}$ ($L_n/L = 0,80$) z enako togostjo kot v prejšnjem primeru, $E_n I_n / EI = 0,200$ (slika 40), dobimo velikost minimalnega upogibnega momenta nad podporo enako $M_y = - 89139 \text{ kNm}$. Torej z uporabo tega kljuna za narivanje dobimo še nekoliko manjšo vrednost obremenitve prečnega prereza nad podporo, vendar je v praksi uporaba tega kljuna vprašljiva, saj ne bi bistveno spremenil potrebnega prednapetja. Kljub temu pa bi bila njegova cena zaradi potrebnih večjih dimenzij dražja.

Pri uporabi krajših kljunov za narivanje pa velja, da njihova uporaba zaradi premajhnih dimenzij ne pride v poštev. V primeru kljuna dolžine $L_n = 29,00\text{m}$ ($L_n/L = 0,50$) s togostjo $E_n I_n / EI = 0,200$ (slika 43) dobimo velikost minimalnega upogibnega momenta nad podporo

enako $M_y = - 140707$ kNm. Ta vrednost je občutno večja kot v primeru optimalne dolžine kljuna in posledično občutno poveča potrebno prednapetje za fazo gradnje.

Za prikaz velikostnega reda obremenitev med fazo gradnje smo v nadaljevanju tvorili dve kombinaciji vplivov v mejnem stanju nosilnosti. Izkazalo se je, da je za dokaza varnosti proti porušitvi prečnega prereza in sicer za upogibno obremenitev ter za kontrolo dimenzij betonskega prečnega prereza merodajna druga izmed kombinacij. Pri tej kombinaciji je največje obremenitve povzročala lastna teža prekladne konstrukcije, dominantna spremenljiva obtežba pa je bila skupina obtežb delavcev ter njihove manjše delovne opreme, skladiščenje prenosljive opreme ter stalna delovna oprema na poziciji za uporabo med fazo gradnje. Obremenitve sta tu povzročali še neenakomerna temperaturna obtežba ter posedki podpor. Vrednost minimalnega upogibnega momenta nad podporo je tako za to kombinacijo vplivov znašala $M_y = - 150132$ kNm.

V kolikor bi lahko razširil obseg te diplomske naloge, bi v nadaljevanju naloge določil potrebno prednapeto armaturo. Le-to bi določil v mejnem stanju uporabnosti. Njen glavni namen je namreč zmanjšati velikostni red upogibnih momentov, oz. povzročiti na določenih robovih stanje dekompresije. Dobljeni rezultat bi namreč pokazal, kakšen je prihranek pri uporabi prednapete armature (tudi z ekonomskega stališča), zaradi uporabe kljuna za narivanje.

VIRI

Klobučar, A., Ačanski, V., Čabrilo, D., Miralem, E., Završki, M. 2003. Prvonagrajena natečajna rešitev mosta preko Donave pri Beški na levem pasu avtoceste Novi Sad – Beograd. V: Saje, F. in Lopatič, J. (ur). Zbornik 25. zborovanja gradbenih konstrukterjev Slovenije (Rogaška Slatina, Kulturni center 23. – 24. oktober 2003). Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstrukterjev: str. 31-43.

Markelj, V., Pipenbaher, M. 1996. Gradnja mostov v Sloveniji – pregled stanja. Gradbeni vestnik 45 št. 11-12: str. 266-278.

Markelj, V. 2008. Projektiranje in izvedba viadukta Dobruša na AC odseku Vrba – Peračica. V: Saje, F. in Lopatič, J. (ur). Zbornik 30. zborovanja gradbenih konstrukterjev Slovenije (Bled, Hotel Golf, 9. in 10. oktober 2008). Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstrukterjev: str. 91-98.

Radić, J., Mandić, A., Puž G. 2005. Konstruiranje mostova. Zagreb. Hrvatska sveučilišna naklada sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet – Jadring: str. 398-425.

Radić, J. 2002. Mostovi. Zagreb. Dom i svijet: 550 str.

Rosignoli, M. 2002. Bridge Launching. Parma, London E14 4JD, Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay: 342 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990: 2004, Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. 71 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990: 2004/A1:2006, Evrokod – Osnove projektiranja. 32 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-1: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.
del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. 44 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-3: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.
del: Splošni vplivi – Obtežba snega. 56 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1991-1-4: 2005, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.
del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra. 146 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-5: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5.
del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi. 46 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1991-1-6: 2005, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-6.
del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo. 29 str.