

UNIVERZA V MARIBORU
FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

Sašo Uplaznik

**TEHNOLOGIJA IZGRADNJE VIADUKTA
6–2 PONIKVE**

Diplomsko delo

Maribor, februar 2011

UNIVERZA V MARIBORU
Fakulteta za gradbeništvo

(ime fakultete)

IZJAVA O ISTOVETNOSTI TISKANE IN ELEKTRONSKE VERZIJE DIPLOMSKEGA DELA IN
OBJAVI OSEBNIH PODATKOV AVTORJA

Ime in priimek avtorja (avtorice): Sašo Uplaznik

Vpisna številka: 93479906

Študijski program: FG-G VS PROMETNO-HIDROTEHNIČNA SMER VS

Naslov diplomskega dela: TEHNOLOGIJA IZGRADNJE VIADUKTA 6-2 PONIKVE

Mentor: Andrej Štrukelj

Somentor: _____

Podpisani-a Sašo Uplaznik izjavljam, da sem za potrebe arhiviranja oddal-a elektronsko verzijo diplomskega dela v Digitalno knjižnico Univerze v Mariboru. Diplomsko delo sem izdelal-a sam-a ob pomoči mentorja. V skladu s 1. odstavkom 21. člena Zakona o avtorskih in sorodnih pravicah (Ur. l. RS, št. 16/2007) dovoljujem, da se zgoraj navedeno diplomsko delo objavi na portalu Digitalne knjižnice Univerze v Mariboru.

Tiskana verzija diplomskega dela je istovetna elektronski verziji, ki sem jo oddal-a za objavo v Digitalno knjižnico Univerze v Mariboru. Podpisani-a izjavljam, da dovoljujem objavo osebnih podatkov, vezanih na zaključek študija (ime, priimek, leto in kraj rojstva, datum zagovora, naslov zaključnega dela) na spletnih straneh in v publikacijah UM.

Kraj in datum:

Maribor, 23.03.2011

Podpis avtorja (avtorice):

Sašo Uplaznik



UNIVERZA V MARIBORU
FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO



SI-2000 MARIBOR, Smetanova 17

Diplomsko delo visokošolskega strokovnega študijskega programa

TEHNOLOGIJA IZGRADNJE VIADUKTA 6-2 PONIKVE

Študent: Sašo UPLAZNIK
Študijski program: visokošolski strokovni, Gradbeništvo
Smer: Prometno-hidrotehnična
Vpisna številka: 93479906
Mentor: doc. dr. Andrej ŠTRUKELJ, uni. dipl. inž. grad.

Maribor, februar 2011



Univerza v Mariboru

Fakulteta za gradbeništvo

Številka: 93479906
Maribor, 31.01.2011

Na osnovi 330. člena Statuta Univerze v Mariboru (Ur. l. RS, št. 1/10) izdajam

SKLEP O DIPLOMSKEM DELU

Sašo Uplaznik, študent(ka) visokošolskega strokovnega študijskega programa GRADBENIŠTVO, smer PROMETNO-HIDROTEHNIČNA SMER, lahko izdela diplomsko delo pri predmetu Tehnologija gradbene proizvodnje in mehanizacija vs.

MENTOR(ICA): doc. dr. Andrej Štrukelj

Naslov diplomskega dela:

TEHNOLOGIJA IZGRADNJE VIADUKTA 6-2 PONIKVE

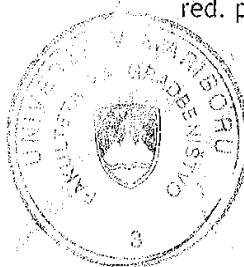
Naslov diplomskega dela v angleškem jeziku:

THE CONSTRUCTION TECHNOLOGY OF THE VIADUCT 6-2 PONIKVE

Diplomsko delo je potrebno izdelati skladno z "Navodili za izdelavo diplomskega dela" in ga oddati v treh izvodih ter en izvod elektronske verzije do 26.01.2012 v referatu za študentske zadeve.

Pravni pouk: Zoper ta sklep je možna pritožba na senat članice v roku 3 delovnih dni.

V.D. DEKAN
red. prof. dr. Miroslav Premrov



Obvestiti:

- kandidata -ko,
- mentorja,
- somentorja,
- odložiti v arhiv

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju doc. dr. Andreju Štruklju za pomoč in vodenje pri opravljanju diplomskega dela. Prav tako se zahvaljujem Iztoku Hribarju za usmerjanje pri praktičnem delu ter operativnemu vodstvu podjetja CM Celje d.d., ki mi je omogočilo izdelavo diplomskega dela. Hvala tudi bratrancu Marku za pomoč pri prevajanju tuje strokovne literature.

Posebna zahvala velja staršem, ki so mi omogočili študij.

TEHNOLOGIJA IZGRADNJE VIADUKTA 6–2 PONIKVE

Ključne besede: gradbeništvo, mostogradnja, tehnologija postopnega narivanja

UDK: 624.21.037(043.2)

Povzetek

Gradnja premostitvenih objektov z metodo postopnega narivanja je vedno bolj razširjena, še posebej na terenih s težko dostopnostjo, neugodno geološko sestavo in za gradnjo objektov z večjimi razponi med stebri.

V diplomski nalogi v uvodu spoznavam širše vidike mostogradnje s poudarkom na razvoju metode gradnje z monolitnimi strukturami, ki so skozi leta prešla v postopno narivanje prednapetih armiranobetonskih mostov.

Bistvo te metode je lokalizirana gradnja celotne prekladne konstrukcije v delavnici, ki ji periodično sledi postopno narivanje na zgrajene stebre in opornike.

Na prvi pogled razmeroma enostaven način tovrstne gradnje pa zahteva vpeljavo dodatnih kablov v prekladno konstrukcijo, ki prevzamejo napetosti v konstrukciji, ki se pojavijo med in po končanem narivanju.

Kot spoznavam v eksperimentalnem delu pri gradnji viadukta 6–2 Ponikve, je elegantna logistika podkrepljena še z natančnimi meritvami in posebej prilagojeno opremo, ki so značilni za takšno gradnjo.

THE CONSTRUCTION TECHNOLOGY OF THE VIADUCT 6–2 PONIKVE

Key words: civil engineering, bridge building, incremental launching method

UDK: 624.21.037(043.2)

Abstract

The construction of bridges using the method of incremental launching is expanding especially when dealing with difficult terrains with weaker geological properties and by building structures with larger spans between the piers.

In the diploma I introduce wider aspects of bridge building with the accent on the development of methods that comprise big monolithic structures which evolved through the years in the incremental launching of prestressed concrete superstructure.

The core of the method is localized construction of the entire structure in the workshop with periodical incremental launching of the growing structure on pillars and piers.

Seemingly simple construction technique includes in reality the introduction of additional suspension cables in the construction that play the crucial role of opposing the additional stresses in the superstructure during launching and provide the necessary support in the final position of the composition.

As I discover in the experimental part at the construction of the viaduct 6–2 Ponikve the elegant logistics is supported also with accurate measurements and specially developed launching equipment that is typical for this kind of bridge building technique.

VSEBINA

1 UVOD	1
1.1 Opredelitev področja in opis problema.....	1
1.2 Namen, cilji in osnovne trditve	3
1.2.1 Namen	3
1.2.2 Cilji	4
1.2.3 Osnovne trditve	4
1.3 Predpostavke in omejitve raziskave.....	4
1.3.1 Predpostavke.....	4
1.3.2 Omejitve raziskave.....	5
2 TEORETIČNI PRIKAZ METODE POSTOPNEGA NARIVANJA	6
2.1 Uvod.....	6
2.1.1 Uvod v metodo postopnega narivanja mostov	16
2.1.2 Postopno narivanje prednapetih betonskih mostov	18
2.1.3 Postopno narivanje sovprežnih mostov.....	21
2.1.4 Postopno narivanje prednapetih sovprežnih mostov	23
2.2 Predstavitev gradnje PAB mostov z metodo postopnega narivanja	24
2.2.1 Splošne značilnosti.....	24
2.2.2 Ekonomske prednosti	28
2.3 Oprema za postopno narivanje	29
2.3.1 Delavnica in njen položaj.....	29
2.3.1.1 Delavnica z neprekinjenim podpiranjem takta	31
2.3.1.2 Delavnica s posamičnimi ležišči	33
2.3.1.3 Zunanji opaž	34
2.3.1.4 Notranji opaž	35
2.3.1.5 Opaževanje koncev taktov.....	36
2.3.1.6 Izdelava armature	36
2.3.2 Prednapenjanje prekladne konstrukcije.....	37
2.3.3 Postopno narivanje prekladne konstrukcije.....	38
2.3.3.1 Naprave za narivanje s pomočjo trenja.....	38

2.3.3.2 Narivanje z vlečnimi elementi	43
2.3.3.3 Hidravlična oprema, sinhrono povezana z jeklenimi ploščami in nosilci za postopno narivanje.....	45
2.3.3.4 Pridrževanje stebrov med narivanjem	45
2.3.4 Jeklena konzolna konstrukcija – kljun	46
2.3.4.1 Priključitev kljuna na prekladno konstrukcijo.....	48
2.3.4.2 Usmerjanje kljuna.....	48
2.3.4.3 Naprava za dvig kljuna	49
2.3.4.4 Večkratna uporaba kljuna.....	50
2.3.5 Drsna ležišča	50
2.3.6 Bočna vodila in senzorji.....	53
2.3.6.1 Bočna vodila	53
2.3.6.2 Senzorji.....	54
2.3.7 Naprava za pridrževanje prekladne konstrukcije med narivanjem	55
3 PRAKTIČNI PRIKAZ IZGRADNJE VIADUKTA 6–2 PONIKVE	56
3.1 Namen in lokacija objekta	56
3.2 Geotehnični podatki	56
3.3 Hidrotehnični pogoji	57
3.4 Geometrija viadukta in karakteristični prečni profil.....	58
3.5 Oprema objekta.....	59
3.6 Uporabljena tehnološka oprema	59
3.6.1 Betonska delavnica.....	60
3.6.2 Jeklena konzolna konstrukcija – kljun	61
3.6.3 Hidravlična oprema za narivanje.....	62
3.6.4 Drsna ležišča na stebrih in oporniku	63
3.6.5 Bočna vodila.....	64
3.7 Materiali	64
3.8 Faze gradnje	66
3.9 Tehnologija gradnje	68
3.9.1 Izdelava betonskih delavnic za izdelavo taktov prekladne konstrukcije.....	68
3.9.2 Temeljenje in zemeljska dela	68
3.9.2.1 Izdelava Benotto pilotov.....	68

3.9.2.2	Izkop za vmesne podpore	73
3.9.2.3	Izdelava točkovnih temeljev in pilotnih gred	74
3.9.2.4	Zasip točkovnih temeljev in pilotnih gred vmesnih podpor	76
3.9.3	Spodnja konstrukcija	77
3.9.3.1	Izdelava krajnih opornikov s krili	77
3.9.3.2	Izdelava vmesnih podpor – stebrov	79
3.9.3.3	Izvedba zasipnega klina za oporniki	81
3.9.3.4	Izdelava prehodnih plošč	82
3.9.4	Zgornja konstrukcija	83
3.9.4.1	Izdelava prekladne konstrukcije	83
3.9.4.2	Vgrajevanje končnih ležišč na stebrih in opornikih	97
3.9.5	Krov	98
3.9.5.1	Vgrajevanje prehodne konstrukcije – dilatacije	98
3.9.5.2	Izdelava horizontalne hidroizolacije	98
3.9.5.3	Izdelava hodnikov in robnih vencev	100
3.9.5.4	Izdelava asfalta	102
3.9.6	Odvodnjavanje	103
3.10	Vgrajeni materiali in mehanizacija	104
4	OBREMENILNI PREIZKUS	106
4.1	Opis preizkusa	106
4.2	Prikaz nekaterih položajev vozil in merskih instrumentov	107
4.3	Prikaz nekaterih merskih rezultatov	110
4.4	Zaključek	112
5	REZULTATI	113
6	SKLEP	116
7	VIRI IN LITERATURA	118
8	PRILOGE	119
8.1	Seznam slik	119
8.2	Seznam tabel	121
8.3	Seznam grafov	123

UPORABLJENI SIMBOLI

A – prehodnica

R – radij

Φ – premer

Δ – sprememba dolžine, odmik

σ – napetost

UPORABLJENE KRATICE

AB – armiran beton

AC – avtocesta

BC – betonska cev

BVO – betonska varnostna ograja

CM Celje d.d. – Ceste mostovi Celje, delniška družba

EU – Evropska Unija

IDP – idejni projekt

LTŽ – litoželezen

PAB – prednapet armiranbeton

PE – polietilen

PGD – projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja

PHO – protihrupna ograja

PTFE – politerafluoretilen, teflon

1 UVOD

Vse intenzivneje in hitreje se spreminjajo in dopolnjujejo spoznanja v posameznih človeških dejavnostih. V nekaterih se to dogaja skoraj dnevno, na primer v računalništvu in telekomunikacijah. V drugih dejavnostih se to dogaja nekoliko počasneje, vendar z večjo močjo kot v bližnji, kaj šele v bolj oddaljeni preteklosti. Takšna dejavnost je gradbeništvo – ena od najstarejših človeških dejavnosti – v katerem je, kot pravijo, bilo vse pomembno spoznano že pred tisočletji. Ampak tudi v tej, bolj konservativni dejavnosti, so v zadnjih desetletjih napredki in nove iznajdbe po številu in pomenu primerljivi s tistimi, ki so se dogajali prej skozi več stoletij. To se nanaša, mogoče še najbolj očitno, na mostogradnjo – elitno gradbeno področje.

V mostogradnji so težnje po napredku raznovrstne. So posledica novih, veliko kvalitetnejših materialov ter bolj premišljene njihove uporabe; so posledica novih računskih postopkov, boljšega poznavanja obnašanja konstrukcij ter uporabe boljših računalnikov; še posebno so posledica novih in popolnejših postopkov gradnje, podprtih z uporabo močnih in sofisticiranih pripomočkov; prav tako so posledica povečanih prometnih potreb povezanih s koncentracijo gospodarske moči z zmožnostjo, da se marsikaj, včasih nedostopno, danes doseže.

Tako se dogaja, da se v vse krajšem razdobju uresničujejo ideje po izgradnji čimdaljših razponov med posameznimi vrstami mostov. Gradijo se vse daljši in večji mostovi ter se ustvarjajo zelo posebne, celo neobičajne strukture (Radić, Mandić, Puž, 2005, str. 1).

1.1 Opredelitev področja in opis problema

Danes je gradbeništvo v slovenskem prostoru brez dvoma panoga, ki je bila v zadnjih dveh desetletjih deležna vrste sprememb, ki so jih narekovale tako politične kot širše gospodarske spremembe. V večjo zadnjo krizo je gradbeništvo zašlo leta 2008, ki se le še

bolj stopnjuje in zastruje. Na trgu je velika ponudba, kar pomeni velik pritisk na cene in uspešnost poslovanja, z vstopom Slovenije v EU pa tudi zahodna podjetja nastopajo izenačeno s slovenskimi podjetji. Še dodatno se zastrujejo mednarodno primerljivi pogoji gospodarjenja, povečujeta se notranja konkurenca in pritisk na uspešnost poslovanja. Zato so se nekatera slovenska gradbena podjetja odločila in razširila svoje poslovanje na tuje trge, druga pa povečala svoj asortima storitev v smislu razširitve svoje ponudbe.

Podjetje CM Celje d.d. se zaveda pritiska konkurence zaradi njihovega povečanega obsega tržnega deleža in nihanj na trgu, zato deluje na domačem in tujih trgih kot izvajalec del s popolno ponudbo na področju graditeljstva.

V januarju 2009 je podjetje CM Celje d.d., v sklopu programa izgradnje avtocest v Republiki Sloveniji, pričelo z izgradnjo viadukta 6–2 Ponikve. Namen viadukta je premostitev doline reke Temenice. Viadukt sestoji iz dveh vzporednih objektov, dolžina levega je 311,93 m, desnega pa 303,03 m. Objekta imata po 9 razponov. Dolžine razponov levega viadukta so $26,91 + 6 \times 37,87 + 2 \times 26,91$ m, desnega objekta pa $2 \times 27,09 + 5 \times 38,13 + 2 \times 27,09$ m.

V območju predvidene gradnje se nahajajo železniška proga Ljubljana–Metlika, struga reke Temenice ter lokalna cesta Trebnje–Mirna Peč s priključkom na regionalno cesto Ljubljana–Novo Mesto. Zaradi navedenih ovir je bila najbolj racionalna in ekonomsko upravičena gradnja z metodo postopnega narivanja.

Prednosti te metode so predvsem:

- zaradi postopnega narivanja ni potrebna zapora nad komunikacijami, saj nad njimi ne potekajo nikakršna gradbena dela, prav tako ni omejitev glede svetlega profila;
- pri postopnem narivanju je višina investicije mnogo manjša, poleg tega pa so možnosti prilagajanja opreme raznovrstne;
- odpade strošek opažnega odra za prekladno konstrukcijo, ker je delovni plato–delavnica v času gradnje ves čas lociran na istem mestu;
- ogrodje opaža je montirano iz komercialnega materiala, zato ga je možno vedno znova uporabiti;

- hidravlična oprema za narivanje je praktično neodvisna od oblike prečnega prereza;
- kljun je ponovno uporaben za premostitvene objekte z enakimi ali krajšimi razponi ob enaki razdalji med stojinama. Za drugačne razdalje med stojinama pa je potrebno kljun predelati;
- poraba delovnega časa za enoto vgrajenega betona je manjša kot pri primerljivih tehnologijah, pri polaganju armature in kablov pa je poraba časa približno enaka kot pri drugih primerljivih tehnologijah.

Te prednosti so bile odločilne za uporabo metode postopnega narivanja, ki so jo vključili v projekt za razpis, kateri je bil podlaga za izvedbo javnega naročila in na katerem je delo pridobilo podjetje CM Celje d.d..

1.2 Namen, cilji in osnovne trditve

1.2.1 Namen

Uspešna izgradnja premostitvenih objektov v Sloveniji pomeni za naša gradbena podjetja možnost pridobitve novih del, predvsem na tujih trgih, saj se gradnja avtocestnega programa zaključuje. Nastop na tujih trgih jim omogoča prenos tehnologije in znanja v tiste dele Evrope, kjer so naložbeni cikli v transportno infrastrukturo v fazi rasti. Sodobna oprema, znanje, pripadnost kadrov ter stalno prilagajanje spremembam pa so tisti temelji, ki jim bodo olajšali prodor in obstanek na tujih trgih ter jim zagotavljali potrebno konkurenčnost, ki jo potrebujejo na velikem trgu EU.

Namen diplomskega dela:

- teoretični prikaz metode postopnega narivanja;
- predstaviti faze in tehnologijo izgradnje viadukta 6–2 Ponikve;
- opozoriti na ključne probleme, ki se bodo pojavili pri izgradnji;
- poiskati rešitve problemov ter se jim na ta način v prihodnosti izogniti;
- predstaviti obremenilni preizkus viadukta 6–2 Ponikve.

1.2.2 Cilji

Cilji diplomskega dela:

- teoretični prikaz metode postopnega narivanja;
- predstaviti faze in tehnologijo izgradnje viadukta 6–2 Ponikve;
- predstaviti obremenilni preizkus viadukta 6–2 Ponikve;
- s predlaganimi rešitvami izboljšati in racionalizirati delovni proces.

1.2.3 Osnovne trditve

Trditve:

- zaradi ovir pod viaduktom je najprimernejša gradnja z metodo postopnega narivanja;
- s specializacijo delavcev za posamezna dela je dosežena hitra in kakovostna gradnja;
- metoda postopnega narivanja se lahko uporabi tudi za gradnjo objektov s prehodnico.

1.3 Predpostavke in omejitve raziskave

1.3.1 Predpostavke

Pri gradnji premostitvenih objektov je zelo pomembno, da se dela izvajajo hitro in kakovostno. S tem pridobimo ugled pri investitorju ter večjo možnost pri pridobivanju novih del. Da pa se dela izvajajo hitro in kakovostno je ključnega pomena poznavanje tehnologije gradnje. V mojem primeru je to izgradnja premostitvenega objekta z metodo postopnega narivanja. S poznavanjem del oz. problemov, ki se lahko pojavijo pri izgradnji premostitvenih objektov, lahko pravočasno preprečimo napake pri gradnji, s tem dela izvedemo v dogovorjenem roku in brez dodatnih stroškov.

1.3.2 Omejitve raziskave

V raziskavi se bom opredelil na izgradnjo premostitvenih objektov z metodo postopnega narivanja. Predstavil bom tehnološko opremo, faze in tehnologijo izgradnje ter obremenilni preizkus viadukta 6–2 Ponikve.

Literature v slovenskem jeziku, ki bi podrobno opisovala tehnologijo postopnega narivanja, ni. Zato sem si pri izdelavi diplomske naloge pomagal z literaturo v tujih jezikih (angleškem, nemškem, hrvaškem).

2 TEORETIČNI PRIKAZ METODE POSTOPNEGA NARIVANJA

2.1 Uvod

Prvi prednapeti betonski most je bil zgrajen leta 1941. Od konca 2. svetovne vojne se je razvoj prednapetih betonskih mostov močno povečal, zahvaljujoč pionirjem na tem področju: Guyon, Freyssinet, Leonhardt, Magnel, Morandi, Mörsch, Ross in mnogi drugi. V preteklosti je bila oblika teh mostov omejena na kvaziizostatične sisteme, saj je bila natančna analiza nedeterminiranih struktur zaradi omejenih računskih sposobnosti nemogoča. Veliko let je bil osnovni kriterij oblike prednapetih betonskih mostov enostavnost statične analize. Tako so bili prvi večrazponski mostovi zgrajeni na opažu, podprti na najenostavnejši način. Uporabljali so drsno tehniko gradnje (tehnika premikajočega opaža), segmenti pa so bili podprti s stebrom.

Od leta 1960 naprej pa so hiter napredek s področja računalništva, tehnologije prednapenjanja in raziskave s področja novih materialov razširile možnosti oblikovanja in analize prednapetih betonskih mostov. Te nove možnosti so dodatno stimulirale tehnološke inovacije in razvoj novih konstrukcijskih metod. V kreativnem duhu 60-ih let je bilo razvitih mnogo metod, ki so dajale prednost jeklenim konstrukcijam pred prednapetim betonskim konstrukcijam. Vendar pa so pocenitev jekla, boljša organizacija v delavnicah, nove tehnike spajanja in izboljšanje metod vgrajevanja sestavnih delov izboljšale konkurenčnost prednapetim betonskim mostovom. Končno so nove kombinacije ojačanih betonskih blokov in jeklenih nosilcev omogočile razvoj armanobetonskih segmentov, ki so predstavljale osnovo prednapete betonske gradnje. To pa je še dodatno stimuliralo raziskave v jeklarski industriji in proizvodnji betona, kar je vodilo do novih povezav teh različnih tehnologij.

Nove metode konstruiranja so dobro izkoristile novi tehnološki napredek, tako pri oblikovanju nove opreme kot pri širjenju področij uporabe že dobro poznanih tehnik. Tako

je tehnika gradnje prednapetih betonskih mostov, kljub temu da je osnovna ideja znana že zelo dolgo, postala dosegljiva šele z uveljavitvijo tehnike narivanja pri gradnji jeklenih mostov in novih materialov kot je npr. teflon. Več desetletij je razmeroma nizka teža jeklenih konstrukcij omogočala narivanje preko škripcev in naoljenih lesenih tramov ali jeklenih valjev, saj relativno visoko trenje ni povzročalo previsokih napetosti v podporah, niti ni zahtevalo drage opreme za narivanje. Visoka elastičnost jeklenih nosilcev skupaj z visoko tlačno in natezno trdnostjo je omejila potrebo po predimenzioniranju, zaradi namena konstrukcije ali preobremenitve pri narivanju. Končno je imela tehnika narivanja veliko prednosti pred konvencionalno gradnjo, saj so jeklene elemente in spajanje posameznih delov izvajali na tleh in ne v zraku brez vpliva na področje pod mostom ob višji varnosti in s poenostavljenimi postopki gradnje, slika 2.1.



Slika 2.1: Postopno narivanje jeklenega grednega mosta

Vendar pa so bili stroški narivne tehnike še vedno višji od tradicionalne, saj je bil čas gradnje precej daljši zaradi gradnje na enem samem mestu. Posledično so narivno tehniko uporabljali le pri zelo visokih mostovih ali nedostopnih krajih.

V očeh pionirjev prednapetih betonskih mostov pa so bili ti aspekti narivanja manj kritični, nekateri pa so bili celo obetajoči (možnost nadgradnje in optimizacije). V resnici je konstrukcijski čas in organizacija v delavnici za prednapete betonske mostove precej

drugačna od gradnje jeklenih mostov, kjer so stroški dela in opreme tako visoki, da je vredno natančno raziskati vsako alternativo. Tehnika narivanja prekladne konstrukcije, zgrajene na tleh, je obetala prihranke tako pri opremi kot pri stroških dela, po drugi strani pa sta jih omejevala veliko višja teža betona in nizka natezna trdnost. Tudi te težave so s časoma rešili. Napredek pri tehniki prednapenjanja je znižal težo prekladnih konstrukcij, jim povečal elastičnost, znižal možnosti pokanja, omogočil združevanje zaporednih segmentov in dodajanje – odzemanje kablov po potrebi. Komercialna dostopnost analize kontinuirnih nosilcev na podlagi metode končnih elementov, je še dodatno podprla napovedi konfiguracij struktur med narivanjem. Vpeljava stikov jeklo–teflon med drsnimi površinami je znižala trenje. S tem je tehnologija gradnje dosegla zadosten nivo za premikanje ogromnih mas z dovolj visoko natančnostjo.

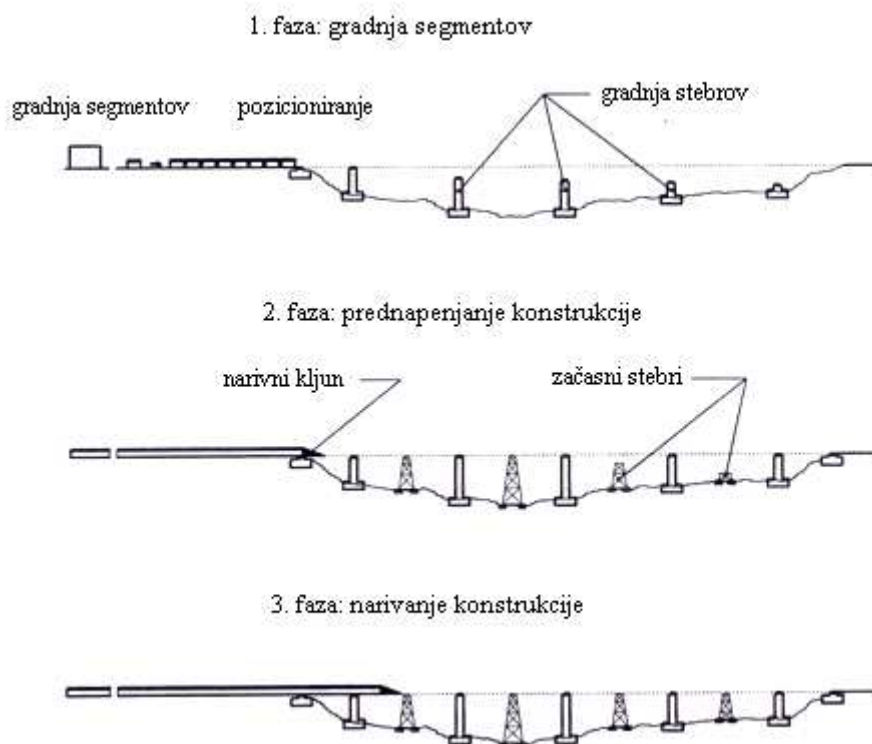
Nič od tega ni bilo dosegljivega leta 1959, ko so prvič poskusili zgraditi most iz prefabriciranih betonskih segmentov preko reke Ager. Posamezne segmente so izdelovali v lesenem opažu na eni strani reke in jih nato združili v eno samo konstrukcijo, slika 2.2. Stike med sosednjimi segmenti so ulili na mestu, konstrukcijo pa so prednapeli v celoti preko eksternih kablov znotraj škatle s sidriščem na obeh koncih celotne prekladne konstrukcije. Segmente mostu so premikali po lesenih vodilih, ki so bila premazana s strojnim oljem. Kljub temu, da je bilo trenje še vedno razmeroma visoko, ni imelo negativnih posledic, saj so segmente premikali posamično.



Slika 2.2: Prefabriciran element mostu Ager

Ta prvi poizkus je pokazal kako se izogniti gradnji z opažem in kako narivati celotno prekladno konstrukcijo neposredno na podporne stebre z izkoriščanjem visoke natezne trdnosti. Ta koncept gradnje so nekoliko kasneje uporabili tudi pri gradnji mostu Rio Caroni. Gradnjo z opažem so namreč opustili, saj so celotno prekladno konstrukcijo zgradili na tleh z združevanjem segmentov, ulitih v delavnici in postavljenih na končno pozicijo z zdrsanjem po lesenih vodilih, stike pa so zalili na mestu.

Po končni postavitvi segmentov na mesto v prekladni konstrukciji so prednapeli eksterne kable porazdeljene znotraj škatle, s tem pa so zagotovili centrično porazdelitev sile, slika 2.3. Sidrišča so bila na zunanji strani končne diafragme, nasprotne konce pa so dinamično prednapenjali preko valjastih betonskih blokov in škripčevja.



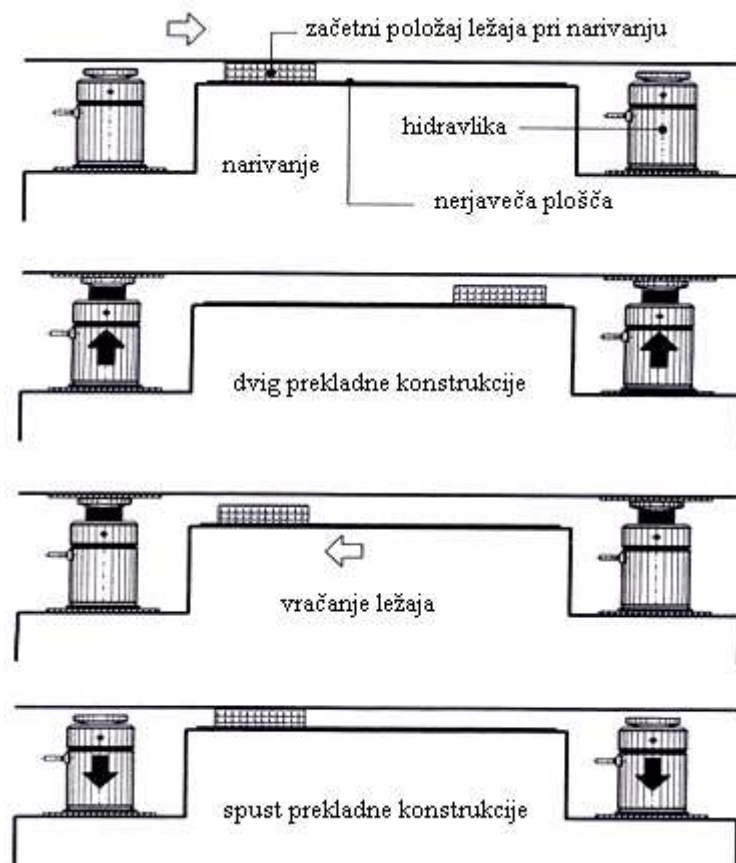
Slika 2.3: Konstrukcijska shema mostu Rio Caroni

Prekladno konstrukcijo so narivali s pomočjo jeklenega kljuna, slika 2.4. Na polovici vsakega razpona so v pomoč zgradili tudi začasne podporne stebre.



Slika 2.4: Narivanje mostu Rio Caroni

Most so narivali preko drsnih ležajev, ki so jih ob koncu vsakega narivnega koraka vrnili v začetni položaj z dviganjem mostu, slika 2.5.

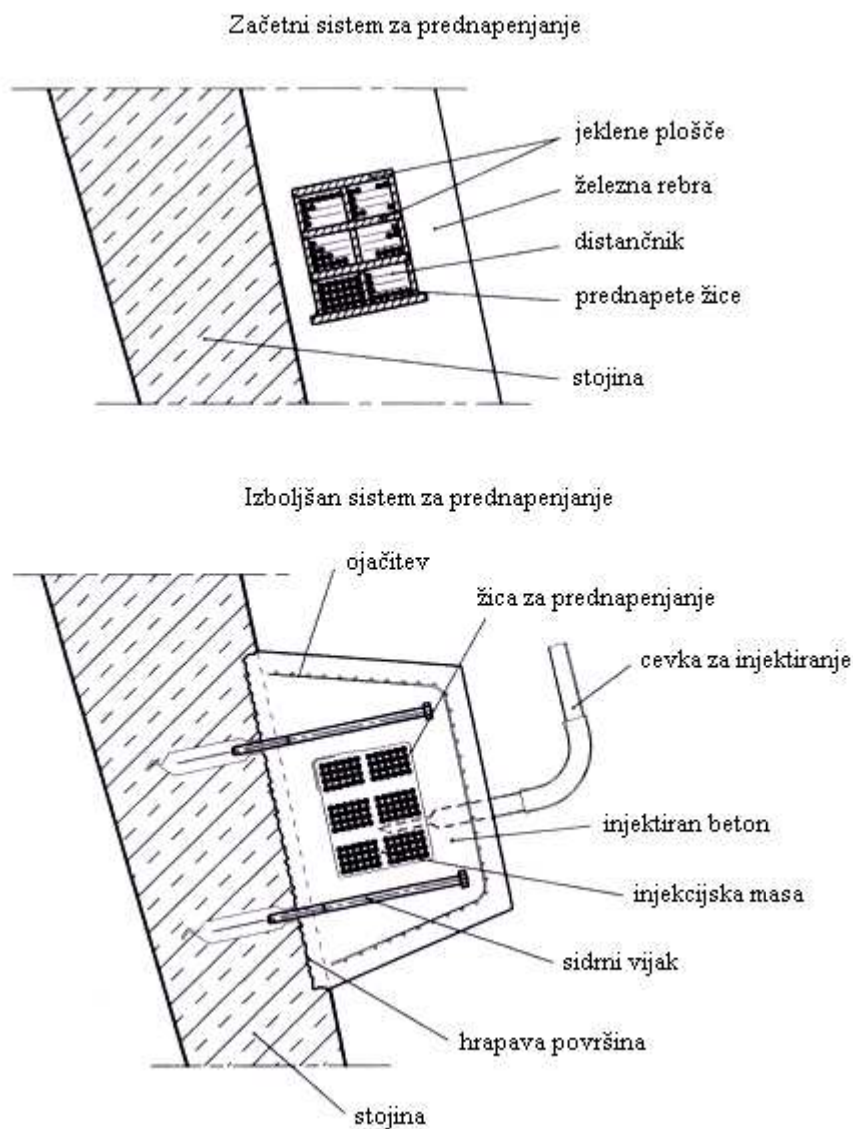


Slika 2.5: Narivanje s premičnimi ležaji

Žal pa osno prednapenjanje ni zadostovalo za kljubovanje dodatnim obremenitvam mostu po koncu narivnega koraka, zato so eksterne kable premaknili na polovici prekladne konstrukcije vertikalno. Sedaj je sila prednapenjanja dobila tudi vertikalno komponento, ki je dodatno nevtralizirala napetosti pri dvigovanju. Obenem so morali nekoliko popustiti tudi sidrišče preko betonskega valja, saj bi sicer eksterni kabli popustili. Po končanem narivanju so kable potisnili blizu armaturne mreže, jih z njo povezali in zaščitili z betonom, slika 2.6.

Kljub iznajdljivim postopkom je bilo premikanje prednapetih kablov zelo kompleksno in drago. Tako se je razvila ideja uporabe paraboličnih kablov po zaključku narivanja, da bi s tem odpravili stalno osno centrično narivno prednapenjanje. Ta koncept se je uveljavil pri tovrstni gradnji vse do danes. Tudi visoke zahteve pri gradnji celotne prekladne konstrukcije za opornikom so spodbudile idejo o izgradnji daljših segmentov neposredno

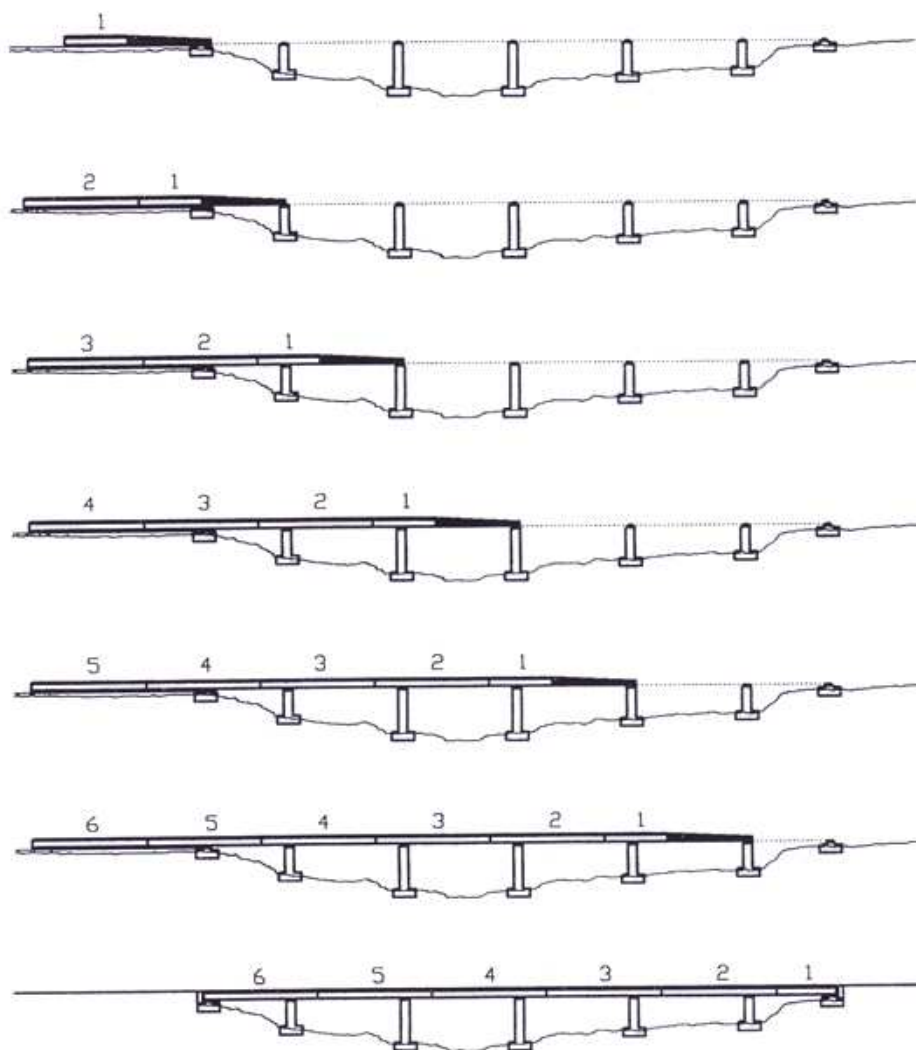
za opornikom pri čemer prednapenjanje in povezovanje kablov izvajajo na vsake 2–3 segmente. S tem je narivanje prekladne konstrukcije postalo postopno.



Slika 2.6: Končna razporeditev prednapetih kablov na mostu Rio Caroni

Na ta način so leta 1965 prvič uporabili metodo postopnega narivanja pri gradnji mostu blizu mesta Kufstein v Nemčiji; izmenjajoče so gradili in narivali daljše segmente za opornikom. Ko so dodali nov segment, v primeru predizdelave, ali pa ko je segment dosegel zadostno trdnost, v primeru pribetoniranja, so strukturo prednapeli, nato pa so celoten most narivali za dolžino dodanega segmenta. Na ta način so sprostili delavnico in

opaž s tem pa so lahko zgradili nov segment, ki je bil v stiku s predhodnim. Ta postopek so ponavljali do izgradnje celotne prekladne konstrukcije, slika 2.7. Na postopek lahko gledamo tudi kot na vodoravno gradnjo s premikajočim opažem s to razliko, da je opaž statičen oz. miruje, premika pa se celotna prekladna konstrukcija; na nek način lahko govorimo o enakomernem izrivanju segmentov v prekladno konstrukcijo.



Slika 2.7: Postopno narivanje

Prve izkušnje z narivanjem so pokazale, da so zahteve po dodatni ojačitvi specifičnih segmentov neracionalne in težko izvedljive. Da bi se izognili tem specifičnim prednapenjanjem so enemu razponu dodali še po dvačasna podporna stebra, preostale dodatne ojačitve pa so zagotavljali z dodatnimi robnimi ojačitvami, ki pa so jih po končani

gradnji odstranili. Najbolj optimalno ojačanje mostu so zagotavljali s paraboličnim prednapenjanjem kablov, slika 2.8.



Slika 2.8: Narivanje mostu Kufstein z začasnimi kvadratnimi stebri

V naslednjih letih so to tehniko gradnje še izboljševali. Drsenje prekladne konstrukcije so zagotavljali z novim materialom neopren–teflon, ki so ga vstavili med konstrukcijo in ležiščem s čimer so se lahko izognili potrebi po dvigovanju konstrukcije. Tudi izvedbe kljunov so dobivale nove oblike npr. v jekleni ali betonski izvedbi, v nekaterih primerih pa tudi na osnovi kablov. Potiskanje mostov se je skozi čas razvilo v kompaktne enote, ki bazirajo na drsenju z nizkim trenjem, omogočajo pa tudi gladko premikanje in zadoščajo visokim varnostnim standardom. Te odlike jim v večini omogoča visokotlačna hidravlika z digitalnim krmiljenjem. Hitri algoritmi preračunavanja kontinuirnih nosilcev omogočajo enostavno določevanje napetosti in upogibov prekladne konstrukcije med vsako fazo narivanja obenem pa omogoča tudi ocenjevanje envelop–ovojnic. Čeprav je bila metoda postopnega narivanja v osnovi razvita za mostove dolžin cca. 100 m, se je razširila predvsem zaradi zniževanja stroškov tudi na krajše in precej daljše mostove. Ta način gradnje se danes uporablja na krajših mostovih, kjer lahko znižujejo stroške dela brez visokih vložkov, in na dolgih mostovih, kjer zniževanje stroškov zagotavljajo z visoko

stopnjo industrializacije v delavnicah. V obeh primerih lahko specialno opremo prilagodijo specifičnim potrebam hkrati pa jo uporabijo na več različnih mostovih.

Tehnološki napredek pri metodi postopnega narivanja je dovoljeval raziskovanje novih pristopov pri delu s prekladnimi konstrukcijami. Kljub temu, da se je metoda postopnega narivanja uveljavila kot najbolj razširjen način gradnje mostov in da je s svojim razvojem vplivala tudi na ostale načine gradnje, je tudi simetrična gradnja močno zastopana med graditelji mostov, saj dostikrat predstavlja cenejšo in elegantnejšo rešitev.

V zadnjih dveh desetletjih so tehniko postopnega narivanja uporabljali na različne, zelo izvirne načine. In sicer pri gradnji ločnih mostov, mostov v horizontalnem oz. vertikalnem radiju, visečih mostovih, mostov ki jih gradimo preko rotacije in mostov zgrajenih preko začasnih stebrov. Tudi področje jeklenih konstrukcij se je precej razvijalo. Boljše poznavanje strukturnih nestabilnosti je vodilo do lažjih konstrukcij osnovanih na tankih mrežnih ploščah. Posebne zahteve so spodbudile izboljšave na področju drsnih ležišč predvsem pri rotacijah, pri katerih je enakomerno obremenjevanje prekladne konstrukcije ob premikanju ključnega pomena. Rezultat raziskav so bili tudi lažji kljuni in boljši, specializirani sistemi za prenos sil pri narivanju. Razvoj drsnih ležišč je bil še posebej pomemben pri konvencionalnih sovprežnih mostovih, kjer narivanju jeklene konstrukcije sledi gradnja voziščne plošče. Veliki upogibi in rotacije fleksibilnih nosilcev med gradnjo so zahtevali prav poseben način narivanja.

Kljub napredku so pri srednje velikih mostovih, predvsem zaradi različnega gibanja cen betona in jekla, na mestih z visokimi tlačnimi napetostmi raje uporabljali prednapeti beton. Betonsko vozišče je posebej primerno za enostavno podprte mostove, vendar pa kontinuirani nosilci nudijo mnogo prednosti. Predvsem gre tukaj za nadzorovanje napetosti na zgornjem delu strukture in na mestih podpore, ki so največkrat problematični pri sovprežnih mostovih.

Nadzor vzdolžnih nateznih napetosti v betonskih ploščah je zahteval specifično zaporedje ulivanja posameznih segmentov, kar je močno dvignilo stroške in čas gradnje mostu. Zaradi tega se je razvila metoda postopnega narivanja tudi za betonske plošče na jekleno konstrukcijo. Z uporabo iste narivne opreme najprej za jekleno konstrukcijo in nato še za betonske plošče je bilo mogoče sovprežne mostove graditi v zelo omejenih delavnicah in

brez vpliva na področje pod mostom. Izkušnje, pridobljene pri narivanju prednapetih mostov, so bile nujne za ta novi korak naprej.

Raziskave prednapenjanja betona so vodile do prednapenjanja izven konstrukcije. Pri uporabi eksternih kablov debelina armature v škatli prereza ni več vezana na funkcijo vodenja in napenjanja kablov. Tako so lahko zmanjšali težo armature in hkrati izboljšali izkoristek prereza. Vendar pa so strižne sile še vedno določale minimalno debelino armature, tako da so bile mreže jeklenih plošč veliko bolj primerne za takšno konstrukcijo. To spoznanje je vodilo do koncepta prednapetega sovprežnega mostu. V teh segmentih stabilnost betonskih plošč zagotavljajo prednapeti kabli, napetosti v armaturi pa so znižane do te mere, da jih vzdržijo tudi najtanjšje jeklene plošče. V primerjavi s prednapetim segmentom so ti prednapeti sovprežni segmenti veliko bolj učinkoviti ter z visokim prihrankom na teži, betonu, ojačitvi in stopnji prednapenjanja. Ta način izdelave zahteva le približno četrtnino jekla v primerja s konvencionalnimi sovprežnimi mostovi.

Napredek pri narivanju prednapetih in jeklenih mostovih je omogočil tehniko narivanja tudi za prednapete sovprežne mostove. Metoda postopnega narivanja je med najkonkurentnejšimi metodami gradnje srednjerazpinskih mostov s škatlastim prerezom (Rosignoli, 2002, str. 1–10).

2.1.1 Uvod v metodo postopnega narivanja mostov

Konstruktivske metode, ki izkoriščajo napetostno samoregulacijo struktur so precej intuitivne. Ker je mnogo sestavnih delov oblikovanih tako, da zdržijo napetosti veliko višje od tistih, ki bi jih dosegli s klasično gradnjo, lahko to začasno premoč izkoristimo za poenostavitev konstrukcije in za zmanjševanje nosilnostnih zahtev konstrukcijske opreme ter s tem povezanimi stroški. Izkoriščanje trdnosti konstrukcije je močno vplivala na konkurenčnost tako prednapetih kot jeklenih mostov. Vendar pa je treba še vedno upoštevati nekaj vidikov, ki vplivajo na oceno stroškovnih kalkulacijskih metod, ki izkoriščajo napetostno samoregulacijo struktur.

Betonski mostovi ne zdržijo visokih nateznih napetosti, ki pa jih lahko z uporabo prednapenjanja znižamo ali pa se jim popolnoma izognemo. Nadzorovanje teh napetosti med posameznimi fazami gradnje dosežemo s postavitvijo napeljave kablov, kar je v mnogo primerih precej drag in zahteven poseg. Pri jeklenih mostovih pa že lastnosti

materiala zagotavljajo zadostno trdnost tako pri nateznih kot tudi pri tlačnih obremenitvah, vendar pa po drugi strani tlačne napetosti vnašajo strukturno nestabilnost, zato je enostavnost tovrstne gradnje le navidezna. Tako je lahko oblika mostu za končno postavitev v obeh primerih, tako za prednapete betonske mostove kot za jeklene mostove, precej drugačna od zahtevane za napetostno samoregulacijo še posebej, če napetosti med gradnjo močno varirajo. Posledica je lahko most, ki se ravno zaradi strukturne prilagoditve napetostim med gradnjo načrtuje predimenzionirano.

Načrtovanje konstrukcije glede na napetosti je močno odvisno od stopnje in porazdelitve začasnih notranjih sil, ki so posledica lastne teže prekladne konstrukcije in vpliva začasnih podpornih sistemov med gradnjo. Če je oblika konstrukcije prilagojena statiki končne postavitve, lahko dodatne obremenitve po zaključku gradnje, npr. dodana masa, proporcionalno poveča notranje sile. Druge vrste obremenitve ali zunanji vplivi lahko vplivajo nesorazmerno na notranje sile ali pa celo na njihovo smer. Vendar pa je zadnji nabor obremenitev vedno dodan lastni teži konstrukcije, zato so posledične spremembe notranjih sil razmeroma majhne. Spremembe statičnih obremenitev med in po gradnji pa imajo veliko globlji vpliv še posebej, če se odražajo pri spremembi predznaka upogibnega momenta na delih prekladne konstrukcije, ki so stabilno obremenjene po zaključku gradnje; segmenti na sredini razpona, ki imajo prednapete kable na spodnji strani, ne zdržijo negativnih napetosti. Podobno tudi dodatni prednapeti kabli na zgornjem delu ne prenesejo pozitivnih napetosti. Ker so vsi posegi na že napete kable dragi je treba uporabiti manj ekscentrični potek kablov pri ojačitvi strukture glede na dodatnečasne obremenitve, to pa zniža izkoristek končnega poteka prednapetih kablov. Do podobnih zaključkov pridemo tudi pri prirobnih ploščah jeklene konstrukcije klasičnih sovprežnih segmentov.

Konstrukcijska napetost je odvisna tako od lastne teže prekladne konstrukcije, kakor od statičnega sistema, zato ju moramo pogostokrat prilagajati. Lastna teža naj bo med narivanjem čim manjša. Pri sovprežnih mostovih predstavlja večino teže betonska plošča in jo zato dodajo h konstrukciji po zaključku narivnega procesa. Pri prednapetih sovprežnih mostovih in pri konvencionalnih prednapetih betonskih mostovih to ni mogoče. Kljub temu lahko nekatere dele strukture dodamo po narivanju, z začasnimi podpornimi konstrukcijami (narivni kljun, zatege) pa lahko uravnavamo notranje napetosti v sprednjem

delu prekladne konstrukcije, z začasnimi stebri pa znižujemo napetosti na najbolj občutljivih mestih med narivanjem.

Z ekonomskega stališča metode gradnje z izkoriščanjem napetostne samoregulacije pogostokrat presegajo predvidene stroške, zaradi posebnih konstrukcijskih zahtev posameznih faz gradnje. Vendar pa je potrebno celotno ekonomijo tovrstne mostogradnje razumeti predvsem v širšem smislu, zaradi več zahtevnih aspektov od koncipiranja, logistike do končne postavitve mostov (Rosignoli, 2002, str. 10–13).

Segmentne mostove lahko gradimo na pet načinov:

- gradnja po sistemu polje za poljem (fiksni oder podprt na stebre);
- gradnja po sistemu polje za poljem (princip pomičnega odra);
- montažna segmentna gradnja;
- prostokonzolna gradnja;
- tehnologija postopnega narivanja.

2.1.2 Postopno narivanje prednapetih betonskih mostov

V primerjavi s tradicionalnimi tehnikami gradnje mostov je metoda postopnega narivanja z ulivanjem na mestu revolucionarna v mnogo pogledih:

- standardna oprema je razmeroma enostavna in obsega osnovni opaž, ki je postavljen na tleh, narivni sistem in posebne naprave, ki znižujejo napetosti med narivanjem;
- opaž in armatura sta postavljena v majhno delavnico tako, da je zlaganje in premikanje posameznih delov s pomočjo žerjava precej poenostavljeno;
- prekladna konstrukcija je zgrajena na fiksni zavarovani lokaciji. Vsak korak gradnje od oblikovanja armature, ulivanja betona do prednapenjanja je mnogo enostavnejši in varnejši od dela na odru ali na koncu konstrukcije, kot je to v primeru prostokonzolne gradnje. Proces gradnje je lahko organiziran tudi vzporedno in ne sosledno;
- visoka stopnja nadzora je nenadomestljiva pri vsaki fazi gradnje, saj lahko napake in nepravilnosti povzročijo težave pri narivanju. Tako je kvalitetna gradnja vzdržljivih struktur v največjem interesu pogodbene stranke;

- gradnja prekladne konstrukcije ne zahteva postavitvečasne opreme kot so odri med stebri, kar je še posebej dobrodošlo pri grajenju mostov prek rek, cest, železnic in težko dostopnih krajev ali kadar je dostop do gradbišča s kakršnikoli razlogov omejen, slika 2.9;
- v nasprotju s prostokonzolno gradnjo je grajenje, več kot 30 m dolgih segmentov prekladne konstrukcije, enostavnejše. Na ta način znižamo število stičnih točk in šibkih členov v celotni konstrukciji. V primerjavi s prostokonzolno gradnjo je metoda narivanja precej hitrejša in zahteva samo eno mesto ulivanja segmentov in ne v parih.



Slika 2.9: Gradnja mostu Skye

Čeprav je metoda postopnega narivanja v splošnem povezana z ulivanjem segmentov na mestu pa jo lahko uporabimo tudi pri vnaprej zgrajenih segmentih konstrukcije. Mostovi zgrajeni na ta način imajo pripravljen začasni transportni sistem, največkrat v obliki železniških tirov. Posamezne segmente združujejo z epoksijem ali z zalitimi stiki, kasneje pa strukturo klasično narivajo. Gradnja z vnaprej zgrajenimi segmenti prekladne konstrukcije ima več prednosti:

- gradnja prekladne konstrukcije je neodvisna od stebrov in opornikov, saj so segmenti zgrajeni in deponirani drugje;

- organizacija dela in oprema gradnje sta optimizirani preko serije hitrih in ponavljajočih korakov, omogočajo visok nadzor in amortizacijo investicije (prefabricirani segmenti so izdelani po popolnoma konvencionalnih metodah s standardnimi gabariti in standardnim rokovanjem);
- sestava in narivanje prekladne konstrukcije potekata hitro in zahtevata malo specialne opreme (podporni/narivni tiri, kljun in hidravlična oprema za narivanje). Oprema je za večkratno uporabo in je poceni v primerjavi z začetno investicijo, gradnjo in končno razgradnjo podporne infrastrukture;
- operacije v delavnici so omejene na razporejanje segmentov po podpornih/narivnih tirih, izdelavo stikov in prednapenjanje novega segmenta prekladne konstrukcije. Časovna zahtevnost tovrstne gradnje je v primerjavi z gradnjo na mestu razpolovljena, čeprav so stroški dela nekoliko višji zaradi teh dodatnih aktivnosti.

Metoda postopnega narivanja se največkrat uporablja za gradnjo mostov na mestu, saj združuje prednosti industrijskih in cikličnih delovnih procesov s strategijo nizkega števila konstrukcijskih spojev in prednapenjanjem. Še več, dolžina segmentov in organizacija v delavnici je lahko enostavno prilagojena specifičnim zahtevam, kar dviguje konkurenčnost te konstrukcijske metode.

Narivanje prefabriciranih segmentov je tudi zelo konkurenčna metoda gradnje mostov. Še posebej je primerna za mostove, kjer amortizacija stroškov narivanja preko dodatnih pomožnih podpor ne pride v poštev, poleg tega pa je skorajda edina izbira pri mostovih s težko dostopnim terenom. Na ta način je moč zgraditi več deset avtocestnih nadvožov z isto delavnico in nekaj razmeroma poceni narivne opreme, pri čemer so ohranjene vse prednosti narivanja monolitne prekladne konstrukcije. Delavnica lahko hkrati izdeluje armaturo in podpira proces narivanja s čimer še dodatno izboljša amortizacijske pogoje in fleksibilnost načrtovanja projekta. Vse ostale tehnike narivanja (postopno narivanje od opornika na eni strani do opornika na drugi strani, narivanje od opornika z obeh strani z združitvijo na sredini, prečno narivanje) lahko ravno tako uporabimo (Rosignoli, 2002, str. 13–15).

2.1.3 Postopno narivanje sovprežnih mostov

V zadnjih desetletjih je veliko dejavnikov vplivalo na konkurenčnost sovprežnih mostov, predvsem z zmanjševanjem meje najkrajših razponov mostov, ki so jih prej gradili s prednapetimi betonskimi konstrukcijami. Napredek v metalurgiji je z uvedbo valjanega železa zagotavljal jeklo z zanesljivimi mehanskimi lastnostmi. Tudi razvoj kodirnega sistema na podlagi trdote materiala je omogočil boljše obvladovanje varnostnih zahtev. Napredek pri tehnikah sestavljanja mostov je prešel iz kovičenja na vijačenje ali varjenje. V zadnjih letih je razvoj dobil še dodaten zagon zaradi umiritve cen jekla in dviga stroškov splošne delovne sile.

Sovprežni mostovi imajo veliko kvalitativnih prednosti. Visoka natezna in strižna trdnost jekla je kombinirana z visoko tlačno trdnostjo betona. Hitrost gradnje in možnost izdelovanja večine komponent strukture v delavnici sta močno izboljšali načrtovanje in ocenjevanje tveganj. Visoka dolgoživost, ki je posledica različnih in obnovljivih postopkov zaščite strukture, in možnost modifikacije strukture v času glede na nove zahteve uporabnosti sta še dodatno doprinesli k fleksibilnosti metode. Arhitekturno kvaliteto strukture še posebej odlikujejo elementi, ki imajo zelo jasno in prilagojeno funkcijo.

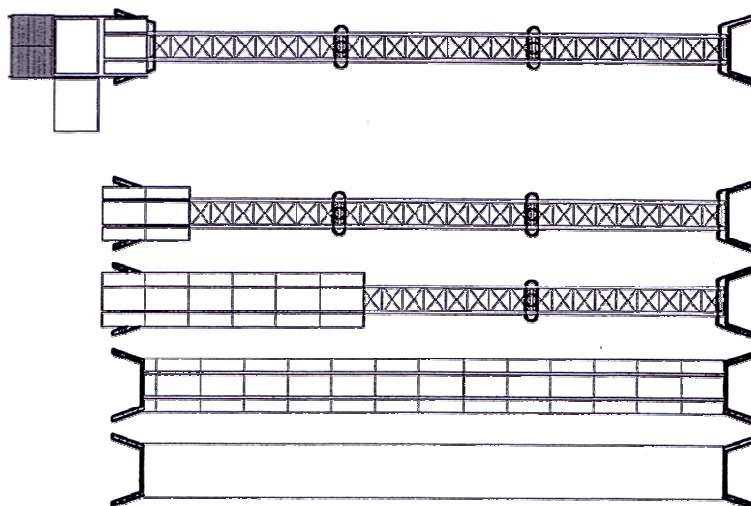
Optimalna izvedba sovprežne konstrukcije je preprosto podprt nosilec. Na območjih negativnega upogiba kontinuirnega nosilca tlačne napetosti prirobnice zahtevajo debele plošče ali gosto nameščene okrepitve, da preprečijo nestabilnosti medtem ko natezne napetosti v zgornji plošči zahtevajo vzdolžno ojačanje za preprečevanje pokanja. Uporaba spodnjih betonskih plošč na območjih negativnega upogiba za dvojno sovprego je smiselna samo pri dolgih razponih. Tako je največkrat konstrukcija odprta in jo zapirajo le zaradi estetskih razlogov ali posebnih oblikovnih zahtev, to pa seveda prinaša pri ravnih mostovih dodatne stroške.

Te omejitve so vplivale tudi na vpeljavo sovprežnih mostov, saj prenos podpornih sil preko paličja in negativnih upogibnih napetosti vpliva na vsak del prekladne konstrukcije med narivanjem. Ker je lastna teža betonske plošče med 75–85% celotne teže prekladne konstrukcije, najprej narivajo jekleno konstrukcijo in šele nato dodajo zgornje plošče. Ta rešitev zniža napetosti narivanja v nosilcu in prepreči natezne napetosti v betonskih ploščah. Po drugi strani pa so upogibi jeklenega nosilca med narivanjem precej izrazitejši v primerjavi s končno sovprežno konstrukcijo, saj je upogibna togost jeklenega nosilca

veliko nižja. To zahteva načrtovanje izbočene konstrukcije, ki narekuje posebne narivne zahteve in tehnike dinamičnega prilagajanja podpor za nadzorovanje lokalnih napetosti.

Betonske plošče lahko ulivajo na mestu ali pa jih narivajo na jekleno konstrukcijo. Izdelava opaža pri ulivanju na mestu je draga, tvegana in zamudna ter celo s slabim končnim rezultatom. Zato ulivanje na mestu izvajajo s pomočjo premikajočega opaža, ki ga premikajo vzdolž jeklenega nosilca. Ta tehnika je sicer zelo zaželenja, vendar pa visoki stroški amortizacije narekujejo smotrno uporabo le pri daljših mostovih. Za krajše in srednjerazpanske mostove pa pogosteje uporabljajo kar betonske opažne opore, ki so po ulivanju del konstrukcije. Vendar pa opore običajno ne prispevajo k nosilnosti sovprežne konstrukcije in njihova masa le dviguje lastno težo konstrukcije. Poleg tega so opore precej drage in jih je treba na predvidena mesta šele postaviti, kar povečuje tveganje za delavce in območja pod mostom.

Kot alternativa grajenja na mestu se uporablja grajenje kontinuirne betonske plošče, ki jo izdelujejo za opornikom, slika 2.10. Celotna plošča je sestavljena iz zaporednih plošč, ki so povezane z zvezno ojačitvijo. Izdelavi posameznega segmenta sledi narivanje celotne plošče na jekleno konstrukcijo, to pa ponavljajo dokler struktura ni zgrajena, ko so vse plošče na mestu in povezane z jekleno konstrukcijo.



Slika 2.10: Postopno narivanje segmentno ulitih plošč za opornikom

Postopno narivanje plošče je zelo zanimiva metoda gradnje. Stacionarni sistem opaženja je veliko cenejši od premikajočega sistema opaženja. Poleg tega je gradnja celovite plošče zvezen proces, dodatne operacije ulivanja, ki so potrebne na območjih negativnega upogiba pa niso več potrebne. Rokovanje z armaturo in logistika betona sta ravno tako močno poenostavljena. Narivanje plošče tudi ne vpliva na območja pod mostom, znižuje krčenje in pokanje betona zaradi lezenja betona, poenostavlja proces vzdolžnega prednapenjanja in statične analize konstrukcije, izboljša vzdržljivost in estetiko mostu in nenazadnje zmanjšuje tveganje za varnost delavcev (Rosignoli, 2002, str. 15–16).

2.1.4 Postopno narivanje prednapetih sovprežnih mostov

Kljub mnogim prednostim ima konvencionalna metoda gradnje sovprežne konstrukcije nekaj omejitev pri gradnji kontinuirnega nosilca. Gradnja s postopnim narivanjem zahteva v prvi fazi narivanje samo jeklene konstrukcije, ki ji sledi gradnja zgornje plošče, zelo zahtevna gradnja spodnjih plošč pa odvrča od koncepta dvojne sovprege. Seveda bi bilo naravno uporabiti statično opaženje, podprto na tleh.

To je vodilo do koncepta škatlastih nosilcev, ki so sestavljeni iz dveh betonskih plošč ter dveh armaturnih mrež, ki jih narivamo z zaključenim segmentom. Betonski plošči zahtevata izrazito prednapenjanje. Zato so plošče, armaturne mreže in napenjalni kabli povezani v novi konfiguraciji prednapetega sovprežnega segmenta.

V teh segmentih obvladujemo momente vzdolžnega upogiba preko osnih sil v betonskih ploščah, strižne napetosti pa vglavnem prenašajo armaturne mreže. Narava konstrukcije je tako odvisna od porazdelitve strižnih sil med armaturo in napenjalnimi kabli. Različna učinkovitost materialov narekuje oblikovanje kablov tako, da uravnovešajo strižne napetosti trajne obtežbe in polovico koristne obtežbe, da armatura uravnava le fluktuacije napetosti pri dinamiki koristne obtežbe. Tako je mogoče oblikovati vitke konstrukcije, ki zagotavljajo visoko učinkovitost. Po drugi strani pa je vsaka gradnja, ki ne predvideva prenosa napetosti od lastne teže na napenjalne kable, zelo zapletena in občutljiva. Tako so v sovprežnih segmentih že inherentno integrirane zahteve postopnega narivanja mostov (Rosignoli, 2002, str. 16–17).

2.2 Predstavitev gradnje PAB mostov z metodo postopnega narivanja

2.2.1 Splošne značilnosti

Tehnologija s postopnim narivanjem je v svetu zelo razširjena za gradnjo dolgih, kontinuirnih prednapetih armiranobetonskih mostnih prekladnih konstrukcij razponov do 80 m in dolžin tudi do 3000 m. Optimalna izbira razpona je 45 do 50 m, tipična pa od 35 do 55 m. Seveda pa se z višino stebrov poveča ekonomičnost razpona med stebri tudi do 65 m. V stanju gradnje velja za optimalno razmerje med razpetino in konstruktivno višino 15:1, v končnem stanju pa se pri podvojitvi razpetine z razmerjem 30:1 doseže ekonomska meja kontinuirnega nosilca s konstantno konstrukcijsko višino. Naj omenim, da se pri razpetinah manjših od 35 m in ob ustrezno manjših višinah poveča konkurenčnost gradnje polja za poljem.

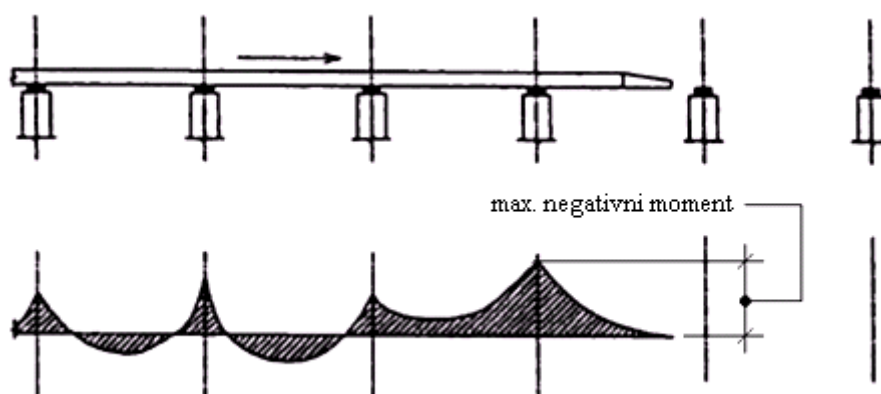
Gradnja s postopnim narivanjem se izvaja s pomočjo naslednje opreme:

- betonska delavnica – plato z odrom in opažem, jekleno brano in sinhronizirano hidravlično opremo za spuščanje odra in opaža;
- oprema za prednapenjanje segmentov in prekladne konstrukcije;
- oprema za postopno narivanje;
- jeklena konzolna konstrukcija – kljun;
- drsna začasna ležišča s teflonskimi vložki na stebrih;
- bočna hidravlična vodila s senzorji na stebrih in podesti na vrhu stebrov za delavce, ki so angažirani pri postopnem narivanju;
- naprave za pridrževanje prekladne konstrukcije.

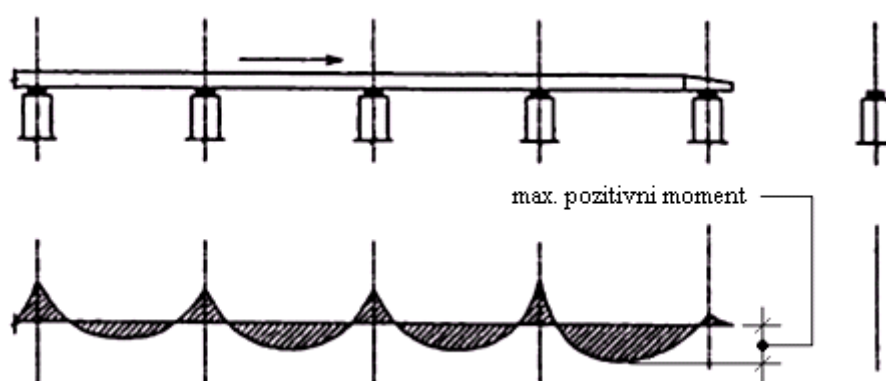
Pri tej metodi se prekladna konstrukcija izdeluje v segmentih na fiksnem proizvodnem mestu, imenovanem delavnica. Po prednapenjanju segmenta se celotna konstrukcija s hidravličnimi prešami potisne v nov položaj, s čimer se sprost opaž za izdelavo novega segmenta. Gradnja mostov s postopnim narivanjem je dejansko industrijski način izdelave segmentov. Izdelava segmentov betonske prekladne konstrukcije na kraju samem in industrijska proizvodnja brez dilatacij se pri tej tehnologiji pokažeta izrazito prednostni.

Ekonomičnost gradnje je v zmanjševanju deleža aktivnosti, potrebnih za izdelavo prekladne konstrukcije. Z doslednim načrtovanjem in organiziranjem posameznih delovnih faz se doseže tedenski takt izdelave posameznega segmenta dolžine 10–40 m, betona 100–400 m³, armiranega s 150 kg/m³ armature. Segmenti so prednapeti z ravnimi kabli.

Prekladna konstrukcija, ki se betonira v segmentih na istem mestu, in se postopno potiska v svoj končni položaj, na svoji poti prehaja skozi različne statične sisteme in sicer kot konzola, prostoležeči nosilec ter na koncu kot kontinuirni nosilec. Tako se v istem prerezu med gradnjo oz. postopnim narivanjem pojavljajo negativni in pozitivni upogibni momenti, slika 2.11 in 2.12.



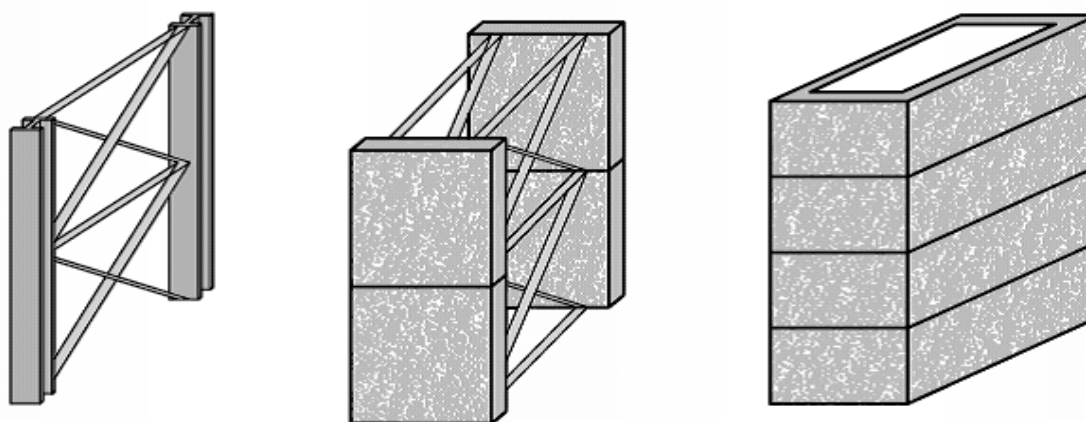
Slika 2.11: Kritični negativni upogibni moment pri narivanju s pomočjo kljuna



Slika 2.12: Kritični pozitivni upogibni moment pri narivanju s pomočjo kljuna

Za prevzem statičnih vplivov med gradnjo se montirajo in prednapnejo centrični kabli, ki v celoti pokrivajo vplive zaradi lastne teže konstrukcije. Centrični kabli so nameščeni horizontalno v betonskem prerezu konstrukcije. Z injektiranjem se vzpostavi povezava med kabli in betonskim prerezom. Za prevzem statičnih vplivov iz koristne in prometne obtežbe se naknadno, to je po narivanju, vgradijo poligonalni kabli. Poligonalni kabli se lahko vgradijo v stojine betonskega prereza ali pa se vgradijo izven betonskega prereza v notranjosti škatlastega nosilca. Kabli, ki se vgradijo izven betonskega prereza, se vodijo preko deviatorjev, postavljenih nad podporami in v sredini razponov. Zaščiteni so s cevni in injekcijsko mastjo (Ačanski, Goznik, 2003, str. 115–116).

Pri mostovih z razponi daljšimi od 50 m ali pri veliki vitkosti prekladne konstrukcije lahko nudijo pomoč pri premagovanju razpetine tekom izvedbe začasni stebri, slika 2.13. Začasni stebri omogočajo zmanjšanje centričnega prednapenjanja. Brez uporabe začasnih stebrov bi bilo centrično prednapenjanje pri velikih razponih dosti večje in bi vodilo k občutnemu povečanju vgrajenega materiala. Oblikovanje pomožnih stebrov je odvisno od njihove višine in od tega ali se bodo stebri popolnoma uničili pri odstranjevanju po končanem narivanju, ali pa se bodo elementi stebra lahko ponovno uporabili. Kadar so pomožni stebri izdelani iz jekla, jih je mogoče deloma ponovno uporabiti. V kolikor pa so izdelani iz armiranega betona, se pri odstranjevanju uničijo. Pomožni stebri, ki so večji od 40 m, so racionalni samo v izjemnih primerih. Visoke pomožne stebre je mogoče izdelati iz prefabriciranih elementov, tako da njihovo odstranjevanje ne predstavlja problema. Takšen način izvedbe nam omogoča tudi delno ponovno uporabo (Radić, 2007, str. 218).



Slika 2.13: Začasni stebri

Škatlasti prečni prerez je zaradi velike togosti najustreznejši za prevzemanje različnih statičnih vplivov tako med gradnjo kot tudi med eksploatacijo mostu, hkrati pa je primeren za vodenje horizontalnih in poligonalnih kablov ter tudi za izdelavo na industrijski način. Prednosti škatlastega prereza napram ostalim tipom prečnega prereza so predvsem:

- povečana trajnost (manjša površina, ki je izpostavljena škodljivim vplivom iz okolice);
- doseže se velika vitkost;
- možnost uresničevanja znatno večjih razponov;
- primerni so za spremenljive širine mostov, ker se lahko dolžina konzol plošče, zahvaljujoč vpetosti v škatlo, po volji prilagaja. Možno pa je tudi povečati medsebojne razmike med stojinami škatle;
- težišče prečnega prereza ne leži preveč na eni strani, kakor pri rebrastem prečnem prerezu;
- velika torzijska togost prečnega prereza (za velike konzole voziščne plošče, za podpiranje prekladne konstrukcije z vitkimi stebri samo v njeni osi – točkasto opiranje, za mostove v krivini).

Preden se odločimo za tehnologijo postopnega narivanja, moramo preveriti, ali so vsi geometrijski elementi, ki definirajo prekladno konstrukcijo, kompatibilni s to tehnologijo gradnje. Osnovni geometrijski kriterij za izbor tehnologije gradnje s postopnim narivanjem je ta, da med narivanjem ne pride do prisilne deformacije prekladne konstrukcije. Ta kriterij določa obliko spodnje plošče škatlastega prereza, ki ni nujno paralelna z zgornjo, to je voziščno ploščo.

Za postopno narivanje so sprejemljive naslednje geometrijske oblike osi objekta: prema (translacija), krožna zakrivljenost (rotacija) in spirala (kombinacija translacije in rotacije). Izhajajoč iz najenostavnejše geometrije razlikujemo naslednje osnovne vrste tras, primernih za narivanje (Ačanski, Goznik, 2003, str. 116):

- trasa v tlorisu je v premi, konstanten vzdolžni padec;
- trasa v tlorisu je v premi, vzdolžni profil v vertikalni krožni zakrivljenosti;
- trasa v tlorisu v krožni zakrivljenosti, vzdolžni padec enak nič;
- trasa v tlorisu v krožni zakrivljenosti, konstanten vzdolžni padec (spirala).

2.2.2 Ekonomske prednosti

Najprej je treba omeniti, da pri metodi narivanja odpade strošek opažnega odra. Prihranek, ki ostane, pa je treba primerjati s specifičnimi stroški narivanja kot so:

- betonska delavnica;
- hidravlične naprave za narivanje;
- jeklen kljun;
- dodatni kabli in armatura za prednapenjanje.

Sprva je prevladovalo mnenje, da so premostitveni objekti grajeni po metodi postopnega narivanja konkurenčni na dolžinah od 200 m do 600 m. Za večje dolžine naj bi nastali stroški prednapetega jekla večji kot so dodatni stroški gradnje polja za poljem, pri katerem pa ni potrebnega dodatnega prednapenjanja. Toda v praksi se je pokazalo, da je postopek narivanja konkurenčen na razdaljah od 100 m do 1000 m.

Dodatne lastnosti, ki prispevajo k ekonomičnosti narivne metode napram gradnji premostitvenih objektov z metodo polja za poljem, so:

- pri narivni metodi so dodatni temelji potrebni samo za delavnico in pomožne podpore. Pri premostitvenem objektu, ki se izdeluje nad nenosilnimi tlemi, pa bi postal strošek dodatnega temeljenja zelo visok;
- kadar gradimo premostitveni objekt preko cestnih, železniških in vodnih prometnic z metodo postopnega narivanja, nimamo omejitev glede svetlega profila, poleg tega pa nad prometnicami ne potekajo nikakršna dela, zato ni potrebna zapora prometa. To je odločilna prednost pri izbiri tehnologije gradnje;
- poraba delovnega časa za enoto vgrajenega betona je manjša kot pri primerljivih tehnologijah, medtem ko je za montažo kablov in polaganje armature potrošek časa enak. Zaradi stacionarne delavnice je mogoče hitro opaževanje in razopaževanje in zaradi tedenskega takta, ki ima ponavljajoči učinek, se doseže poraba delovnega časa 4 ure/m³;
- za opremo pri gradnji polja za poljem, se začetna investicija povrne pri večkratni uporabi ter ustrezno dolgih objektih. Pogoj za povrnitev začetne investicije je enovitno projektiranje objektov, kar pa v cestogradnji ni mogoče. Pri tehnologiji

postopnega narivanja, je začetna investicija manjša in možnost prilagajanja opreme raznovrstna;

- ogrodje opaža je montirano iz komercialnega materiala, zato ga je možno vedno znova uporabiti;
- hidravlika za narivanje je neodvisna od oblike prereza. Z eno garnituro za težke premostitvene objekte in z eno za lažje, lahko pokrijemo skoraj vsa področja uporabe. Enako velja za ležišča, ki se uporabljajo za narivanje;
- kljun je ponovno uporaben za mostove z enakimi ali krajšimi razponi ter enako razdaljo med stojinama. Za drugačne razdalje med stojinama je potrebno povezje predelati. Obstajajo kljuni, ki so bili uporabljeni po desetkrat;
- ob dobrih možnostih ponavljajoče uporabe narivne opreme, dosežemo ugodno amortizacijo investicij. Potrebno je upoštevati tudi dodatne stroške za dodatne prednapete kable uporabljene v času gradnje. Ti stroški gredo direktno v stroške gradnje in s tem v cenovno primerjavo ponudb, kar prinaša varnost za investitorja (Göhler, 1999, str. 12–14).

2.3 Oprema za postopno narivanje

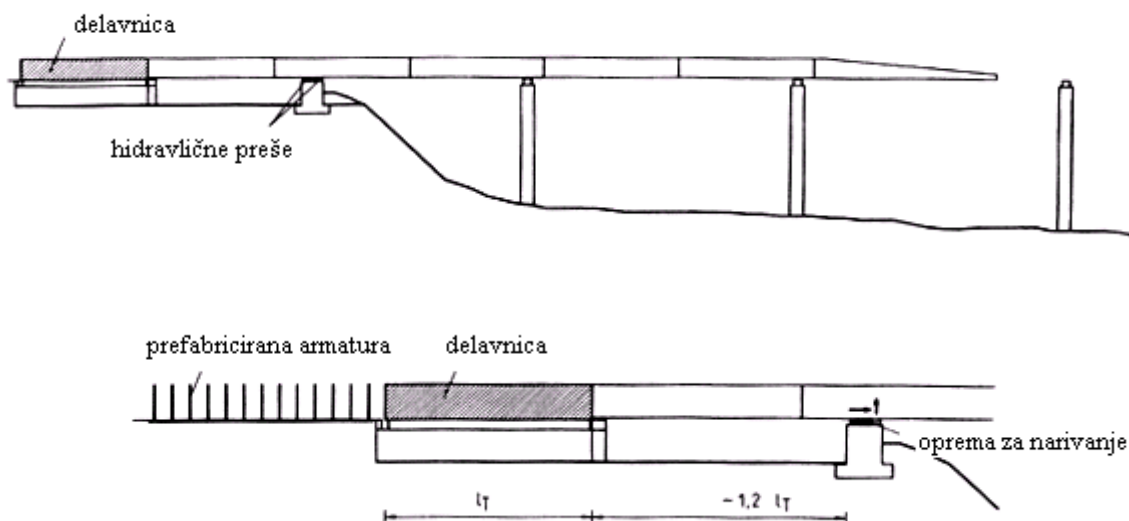
2.3.1 Delavnica in njen položaj

Delavnica se običajno nahaja za opornikom. V njej se izvajajo dejavnosti kot so:

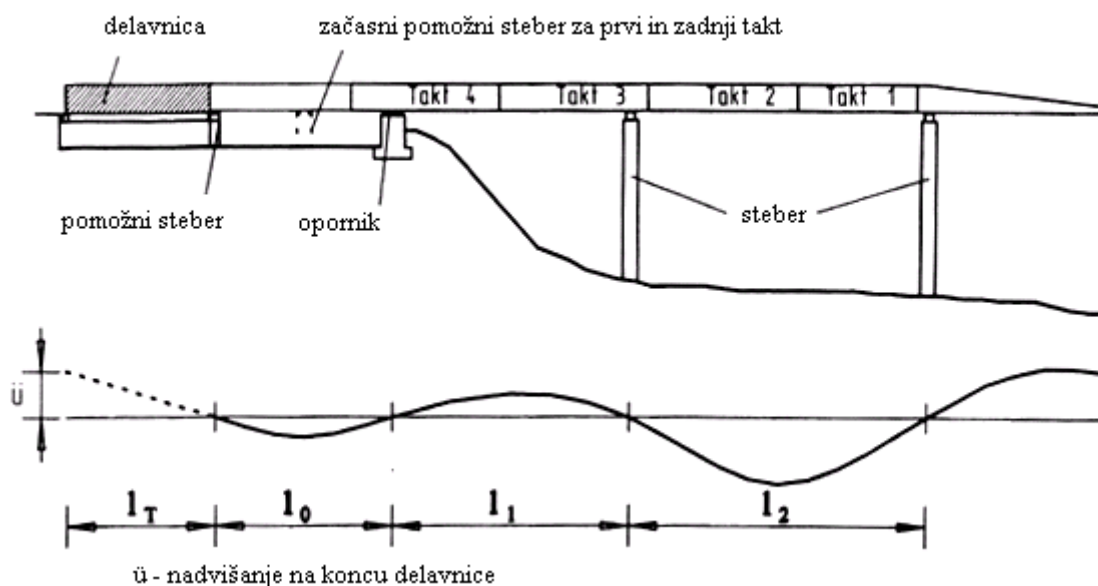
- priprava opaža delavnice (čiščenje, premaz z opažnim oljem, nastavitev višine,...);
- armiranje;
- polaganje kablov;
- betoniranje;
- postavitve in odstranitve notranjega opaža;
- napenjanje centričnih kablov.

Naprava za narivanje je locirana na oporniku, razdalja med njo in delavnico pa naj znaša cca. 1,2–kratno dolžino delovnega takta, prikazano na sliki 2.14 in 2.15. Najvažnejši razlog za takšen odmik je v tem, da je novi takt, ki se nahaja pred delavnico, zaradi preklopa centričnih kablov prednapet samo do polovice. Delavnico in opremo za narivanje

postavimo tako, da prejšnji v celoti centrično prednapeti takt, pokrije območje podpornega momenta preko narivne naprave. Če bi delavnico premaknili bliže k oporniku, bi bilo to območje merodajno za dimenzioniranje centričnih kablov, centrično napenjanje bi postalo absolutno neekonomično, ali pa bi obstajala nevarnost prečnih razpok v voziščni plošči.



Slika 2.14: Dispozicija delavnice



Slika 2.15: Upogibna linija prekladne konstrukcije in usmeritev delavnice

Prav tako je potrebna zadostna razdalja, da novi takt vsakokrat pribetoniramo tangencialno na upogibno linijo taktov, ki so bili narinjeni do sedaj. Ker je novi takt do prednapenjanja brez napetosti, je njegova upogibna linija ravna. Takti pred tem se napnejo prosto, deformirajo se ustrezno delujočim statičnim količinam, pri čemer konec prekladne konstrukcije nalega na pomožno podporo na sprednji strani delavnice. Opaž delavnice se usmeri v skladu s končnim kotom zasuka na tem mestu. Če pri betoniranju novega takta ne izvedemo tangencialno na predhodni takt, bo zaradi kota sumarno ustvarjen nek novi radij, ki že po majhnem številu taktov privede do znatnih odmikov nivelete.

V primeru, da delavnico postavimo bliže k oporniku in je razmerje $l_0/l_1=0,5$ oz. manjše, konec podporne konstrukcije ne bo nalegal na pomožno podporo in končni kot zasuka se bo močno povečal. Kadar pa je razdalja med narivno napravo in delavnico 1,2–krat dolžine takta, takrat so razlike tako majhne, da ne vplivajo na izgradnjo.

Pri postavitvi delavnice je pomembna konfiguracija terena, kar vsekakor predstavlja strošek za pripravo terena. Praviloma velja, da je med zgornjim robom terena in spodnjim robom prekladne konstrukcije približno 1,5 m svetlega profila.

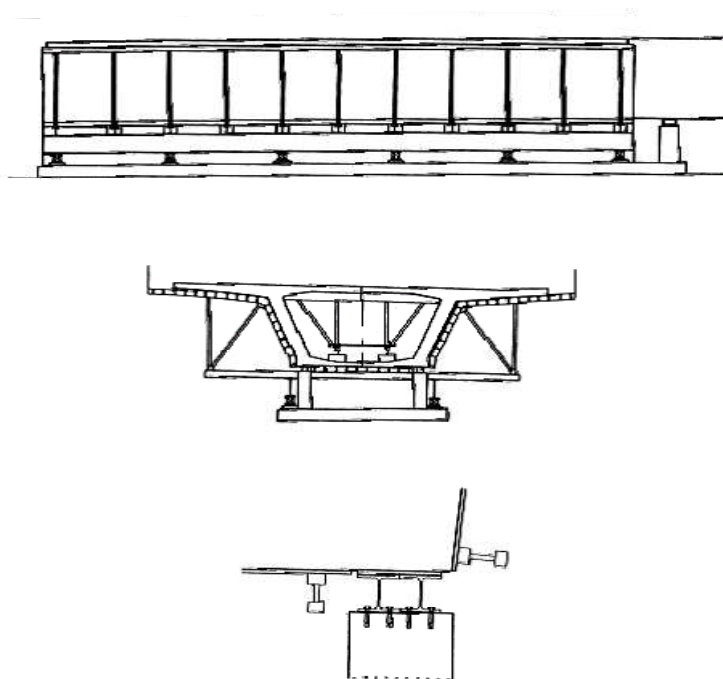
Kadar se delavnica nahaja na nasipu¹, je le–tega potrebno izvesti do planuma delavnice, preostanek pa se zasilje po končani izdelavi prekladne konstrukcije in opornikov. Pri tem praviloma ne pride do bistvenega povečanja stroškov. Če pa se delavnica nahaja na useku skalnatega površja, lahko postanejo stroški izklopa, ki se mora po končani prekladni konstrukciji zopet vgraditi tako visoki, da je bolj ekonomično, če delavnico postavimo neposredno za opornikom ali pred opornik. Enako velja, če je za opornikom cesta ali kaj podobnega (Göhler, 1999, str. 95–97).

2.3.1.1 Delavnica z neprekinjenim podpiranjem takta

Delavnica z neprekinjenim podpiranjem takta, prikazana na sliki 2.16, se izvede takrat kadar ni nevarnosti posedanja temeljev. Prednost je v tem, da jeklene nosilce na začetku položimo natančno in nam kasneje ni potrebno izvajati korektur. Za postavitev takšne delavnice pa je potrebno upoštevati razdaljo 1,2–kratno dolžino delovnega takta, med narivno opremo ter delavnico.

¹ Pri nasipih, ki še niso v celoti konsolidirani je treba delavnico izvesti na pilotih, saj bi v nasprotnem primeru prišlo v času gradnje do posedkov delavnice in s tem do težav pri gradnji taktov.

Delavnica je bila najprej sestavljena tako, da so v območju stojin kot opaž predvideli varjene in naknadno skobljane jeklene nosilce, fiksno sidrane na temeljni gredi. Jeklene nosilce so premazali z ločilnim sredstvom ter po betoniranju in strditvi betona posamezni takt na nosilcih izvlekli. Nemalokrat se je zgodilo, da je zaradi še vedno previsokega torno odpora prihajalo do težav pri izvlečenju prvega takta, kakor tudi pri zadnjem taktu daljše prekladne konstrukcije. Ta problem so rešili s pomočjo Dywidag vijakov, ki so jih namestili tako, da so bili pritjeni na spodnji del prekladne konstrukcije in na hidravliko, kjer se s pomočjo navoja na Dywidag palici regulira pomik. Pazljivo pa je treba izvesti tudi stik med jeklenim nosilcem in betonom, ki drsi s pomočjo teflonskih plošč, ki so namazane z mastjo² (Göhler, 1999, str. 98–99).



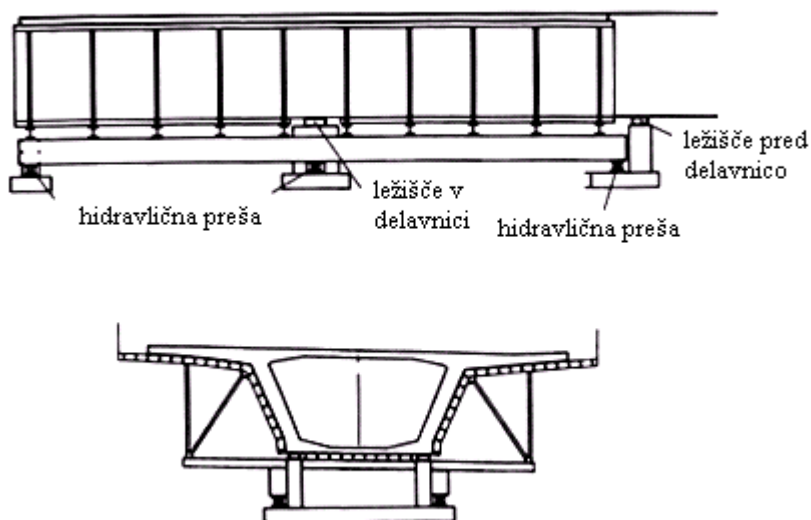
Slika 2.16: Delavnica z neprekinjenim podpiranjem takta

² Postopek je sledeč: Na jeklene nosilce se najprej nanese homogen sloj silikonske masti, kamor se nato položijo plošče z ravno in enovitno površino. Te plošče potujejo skupaj s prekladno konstrukcijo in na koncu delavnice padejo ven. Zato morajo biti te plošče zaradi transporta nazaj v delavnico v ponovno uporabo lahke za rokovanje. Po izkušnjah so se zelo dobro izkazale vezane plošče debeline 1 do 2 cm ter dolžine 1 do 1,5 m. Zelo pomembna je izvedba med stiki plošč, saj v primeru, da niso dovolj tesno skupaj pride do prodiranja cementnega mleka do jeklenih plošč in s tem se poveča trenje. Poleg tega nastajajo "zobje", ki med narivanjem konstrukcije poškodujejo teflonske plošče.

2.3.1.2 Delavnica s posamičnimi ležišči

Zaradi potreb delavnic, kjer prihaja do pomikov temeljnih tal, so razvili delavnico pri kateri je celoten opaž postavljen na brano, ki se lahko hidravlično spušča, takt pa se po razopazevanju podpre samo še s parom pomožnih ležišč na sredini naprave, slika 2.17. Na dva močna vzdolžna nosilca, ki se nahajata v bližini stojin, se položijo prečniki in na te opaž. Deformacije brane iz nosilcev, zlasti v območju narivne proge, ne smejo biti večje od 1 mm. Celotna konstrukcija opaža sloni na hidravličnih prešah, ki so povezane s hidravličnimi cevmi tako, da je možno dvigovanje in spuščanje ter fina nastavitve vsake posamezne preše. Za spuščanje je potrebno 150 do 200 mm svetlega profila, med opažem in taktom. V nekaj minutah lahko opaž s pomočjo hidravlik spustimo in ponovno dvignemo v prvotni položaj. Po dvigu je potrebno z nivelacijo fino nastaviti vsako prešo posebej. Jeklena plošča se natančno prilega v opaž in se ravno zaključuje z zgornjim robom opaža.

Prednost te delavnice je v kratkem času opazevanja in razopazevanja, kakor tudi v njeni neodvisnosti od posedanj. Pri variabilnem končnem tangentnem kotu zasuka upogibne linije se lahko opaž brez težav prilagodi (Göhler, 1999, str. 99–103).



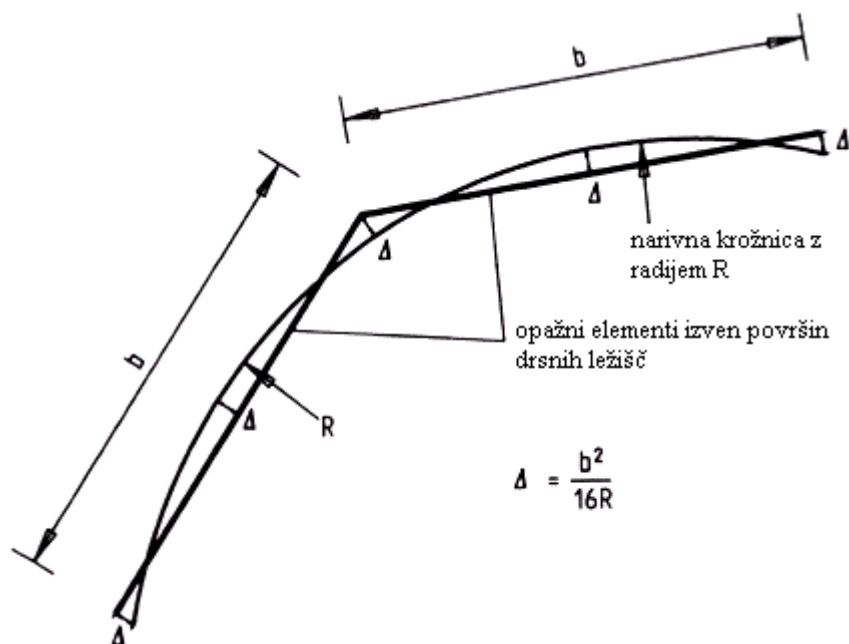
Slika 2.17: Delavnica s posamičnimi ležišči

2.3.1.3 Zunanji opaž

Zunanji opaž obsega spodnjo stran konzol, zunanjo stran stojin in spodnjo stran prekladne konstrukcije ter je fiksno pritrjen na brano delavnice, ki se dviguje in spušča s pomočjo hidravlike. Predpogoj za to pa je, da so vse površine nagnjene proti smeri premikanja opažne brane najmanj za 10:1. Če so opažne brane vzporedne s to površino pri vertikalnih zunanjih površinah stojin, se mora opaž pomikati tudi horizontalno. Načeloma bi moral biti vsak opaž načrtovan na takšen način, da je omogočeno natančno usklajevanje. Takšno usklajevanje opaža je lahko tudi zamudno in postavi pod vprašaj tedenski takt, prav tako pa to predstavlja dodatni strošek, ki se mu je najbolje izogniti.

Zahtevana natančnost opaža stojin je odvisna od nagiba zunanjih površin, njihovih deformacij pod obtežbo zaradi betoniranja in mere spuščanja brane delavnice. Pri minimalnem nagibu 10:1 in poti spuščanja 15 cm, nastane po spuščanju opaža reža med taktom in opažem širine 1,5 cm. Če je odklik opaža od narivnega kroga večji od te mere, bo novi takt delal praske vzdolž opaža in ga pri dovolj velikem odkliku tudi poškodoval. Torej ni nujno, da je površina opaža izven drsnih ležišč izvedena natančno v skladu z narivno krožnico, ampak jo lahko nadomestimo z ravnimi elementi. Pri odklikih do 1 cm morajo biti v skladu z izkušnjami nagib opažnih ploskev, njihova togost in pot spuščanja načrtovani tako, da nastane pri spuščanju špranja vsaj 2 cm med opažem in taktom.

Da pa lahko dosežemo takšne špranje med opažem in taktom ter da med narivanjem novi takt ne poškoduje opaža, je potrebno, da je v območju drsnih ležišč in bočnih vodil gladka površina opaža. Predvsem pa mora biti v tem območju usmerjena toleranca ± 1 mm glede na dimenzije narivne krožnice oz. premice, slika 2.18 (Göhler, 1999, str. 104).



Slika 2.18: Odmik opažnih elementov od narivne krožnice

2.3.1.4 Notranji opaž

Notranji opaž škatlastega prereza mostu lahko delimo na:

- opaž stojine ter specialni opaž za voziščno ploščo med stojinama in
- tunnelski opaž.

Z uporabo tunnelskega opaža se pojavijo problemi pri betoniranju spodnje plošče in ustreznem podpiranju opaža. Poleg navedenega se zahteva tudi ojačitev stojin, ki se praviloma pojavljajo pri:

- odebelitvi stojin nad ležišči za končno stanje v taktih nad podporami;
- pramenih, ki služijo za napenjanje kablov brez povezave, ki potekajo izven stojin;
- rebra za preusmerjanje kablov, ki potekajo izven stojin.

Zaradi navedenih dodatnih zahtev se tunnelski opaž uporablja redko. Veliko večjo uporabo je doživel deljeni opaž, kjer se opaž stojin odstrani en dan po betoniranju ter se nato brez težav opaži voziščno ploščo med stojinama. Ta opaž imenujemo tudi opažna miza, ki jo po betoniranju spustimo in s pomočjo vozičkov prestavimo za opaženje naslednjega takta.

2.3.1.5 Opaževanje koncev taktov

Opaž, ki je namenjen za konec takta se uporablja iz novih opažnih plošč ali desk gradbene kvalitete, kar je v tem primeru boljše, saj zadostimo pogoju hrapavosti površine med takti. Pri uporabi opažnih plošč je potrebno za doseganje zadostne hrapavosti površine uporabiti peskanje ali hrapavljenje z vodo pod visokim pritiskom po razopaževanju. Vsekakor pa je potrebno površino med armaturo in kabli profilirati s trapeznimi letvami ali podobnim. Odsvetuje se opaževanje konca takta z uporabo rebrasto raztezne kovine. Zaradi pritrditve kovinske mreže običajno ni možno intenzivno vibriranje v njeni bližini in kovina skupaj z izcejeno cementno skramnico ovira oprijem med novim betonom in koncem prejšnjega takta (Göhler, 1999, str. 109–110).

2.3.1.6 Izdelava armature

Izdelava armaturnega koša je bistveni delovni korak tedenskega takta. Brez prefabrikacije vsaj armature stojin, tedenskega takta ni mogoče ujeti. Posebna težava pri tem so centrični kabli, ki se preklapljajo za dolžino takta. Polovica centričnih kablov se mora vedno vstaviti v armaturne koše. Armaturne koše delimo na armaturni koš stojin in spodnje plošče, ki zajema večji in precej težji del, ter armaturni koš zgornje plošče.

Za izdelavo spodnjega koša sta na voljo dve izvedbi:

1. Izdelava spodnjega koša direktno za delavnico in njegov pomik skupaj z narivanjem

Tukaj se armaturni koš stojin in spodnji sloj armature spodnje plošče povežeta s predhodnim taktom, tako da je zagotovljen prenos sil. Da pa se opaž ne bi poškodoval, se pod armaturni koš vstavijo jeklene letve, ki pa se morajo po pomiku armaturnega koša naprej odstraniti. Ker pri tem principu izdelave opaž ni prosto dostopen, se prečna armatura na začetku na dolžini približno 1,0 m stisne skupaj tako, da nastane prostor, skozi katerega je med narivanjem možno čistiti opaž. Prekrivajoči se kabli spodnje plošče se lahko pri tej izvedbi dobro integrirajo in zgornji sloj armature se lahko položi v zadajšnjem območju, edino v priključku na stično rego se lahko položi šele po narivanju in spojitvi, ko uvlečemo armaturni koš v delavnico.

2. Izdelava spodnjega koša z odmikom od delavnice in vlečenje koša po narivanju

Pri tem postopku se armaturni koš splete v analogni delavnici in se uvleče v delavnico šele po narivanju in čiščenju opaža. Ker se centrični kabli preklaplajo, se morajo najprej obesiti neodvisno od armature, zaradi česar mora tudi zgornji sloj armature spodnje plošče ostati zadaj. Celotni armaturni koš se obesi na voziček, ki teče na tirnicah nad zgornjo ploščo. Po uvlečenju koša se lahko položijo centrični kabli in zgornji sloj armature spodnje plošče.

Oba načina izdelave armaturnega koša imata svoje privržence. Pri prvem načinu so večje zahteve glede strokovnosti in izkušenj osebja, pri drugem pa je precejšen strošek žerjava in nekoliko slabša možnost prefabrikacije.

Armatura zgornje plošče se zaradi relativne enostavnosti polaga na mestu samem in se lahko brez posebnega napora integrira v tedenski takt, medtem ko pa armatura spodnje plošče posega v stremena vogalne armature stojin, tako da je prefabrikacija skoraj nemogoča (Göhler, 1999, str. 110–113).

2.3.2 Prednapenjanje prekladne konstrukcije

Napenjanje kablov prekladne konstrukcije se vrši na začetku tedenskega takta in to zelo zgodaj, da lahko čimprej začnemo z narivanjem³. Da poteka napenjanje gladko, je potrebno poskrbeti za ustrezne razmike med kabli in napenjalko ter armaturo. Upoštevati je potrebno, da zunanji opaz pri nekaterih taktih sega izven delovnega takta in se lahko spusti šele po napenjanju. Zato je potrebno upoštevati zadosten razmik med napenjalko in opažem. Razmik med kabli mora biti projektiran v skladu s trdnostjo betona, ki se zanesljivo doseže od zadnjega betoniranja v petek do napenjanja v ponedeljek. Prekladna konstrukcija je večinoma projektirana v betonu C45, ki doseže pri uporabi ustreznega cementa trdnost od 30 do 35 N/mm², kar je manj od 40 N/mm² kar je potrebno za prednapenjanje betona C45. Zato so razmiki med kabli projektirani za razred C35, ki pri prednapenjanju zahteva trdnost 32 N/mm². Injektiranje kablov se vrši neposredno po napenjanju ali po narivanju konstrukcije.

³ Pogoj za napenjanje centričnih kablov je dosežena tlačna trdnost, ki je bila predvidena s projektom. Načeloma znaša okoli 70% tlačne trdnosti, ki jo mora imeti prekladna konstrukcija po 28 dneh.

Konstruktorska obdelava kablov, razporeditev kablov v prečnem prerezu, sidranje notranjih in zunanjih kablov, montaža kablov, oddaljenost kabla od zunanjega roba prereza itd. so obdelani v tehničnih specifikacijah za gradnjo mostov. Za vodenje kablov je dana popolna konstruktorska svoboda, ki jo je treba uskladiti z izkušnjami in opremo izvajalca kot tudi z veljavno regulativo (Göhler, 1999, str. 114–115).

2.3.3 Postopno narivanje prekladne konstrukcije

Prekladno konstrukcijo ponavadi narivamo ob ponedeljkih, tako da je čez vikend dovolj časa, da se beton strdi in doseže zahtevano trdnost pri napenjanju kablov. Poznamo tri različne metode in opremo za postopno narivanje prekladne konstrukcije.

V primerih, ko imamo visoke stebre, je potrebno med narivanjem tudi posebno pridrževanje vrha stebrov, zaradi preprečitve deformacij in poškodb stebrov⁴.

2.3.3.1 Naprave za narivanje s pomočjo trenja

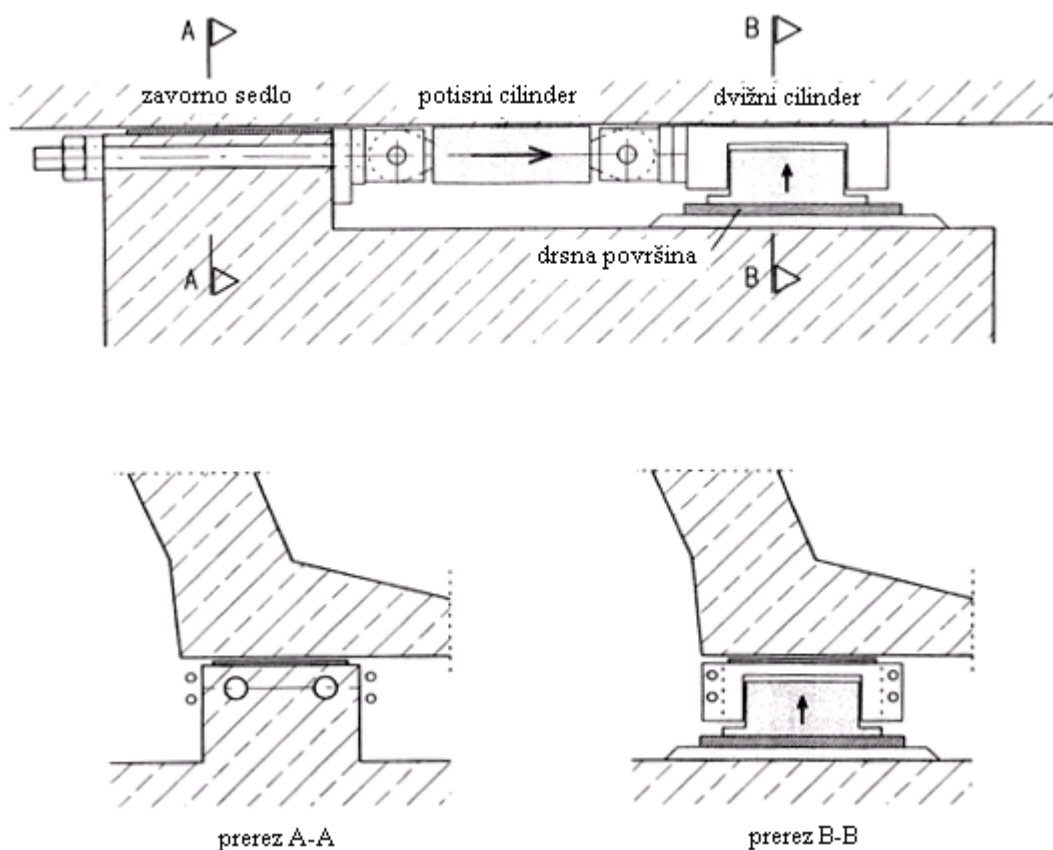
Prve objekte so narivali s prešami, ki so bile preko vlečnih drogov povezane s prekladno konstrukcijo. Slabost tega postopka je, da je bilo treba pritrditev vlečnih drogov prestavljati z enega takta na drugega. Zato so prišli do spoznanja, da bi bilo lažje, če se potrebna narivna sila na konstrukcijo prenese s pomočjo trenja. V začetku 70-ih let je podjetje Eberspächer s pomočjo strokovnih sodelavcev razvilo napravo, ki silo narivnih preš s pomočjo trenja prenaša na prekladno konstrukcijo, zato se ta naprava imenuje, naprava za narivanje s pomočjo trenja. Zaradi množične uporabe teh naprav ter hitrostjo pri gradnji, je v nadaljevanju podrobneje opisana. Podjetje Eberspächer to napravo imenuje tudi hidro–takt narivna naprava.

Naprava se sestoji iz horizontalno delujočih preš, ki dajejo narivno silo in se imenujejo potisni cilindri, vertikalno delujočih preš, ki prenašajo narivno silo preko trenja v prekladno konstrukcijo in se imenujejo dvižni cilindri, slika 2.19. Potisni cilindri so preko odlagalnega bloka ali zavornega sedla fiksno povezani s podporo, ki je praviloma opornik. Na sprednjem koncu so potisni cilindri povezani z dvižnimi cilindri, ki stojijo na progi z majhnim trenjem. Na glavah dvižnih cilindrov so v smeri spodnje strani prekladne konstrukcije pritrjene kaljene rebraste jeklene plošče, ki zagotavljajo koeficient trenja okoli

⁴ Več v poglavju 2.3.3.4.

0,75 med jekleno ploščo in betonom. Drsni par na spodnji strani dvižnih cilindrov sestoji iz teflona (PTFE) in nerjaveče jeklene obloge drsnih plošč, tako da je v drsni površini koeficient trenja manjši od 0,04.

Najprej se dvižni cilinder pomakne navzgor, dokler se ne aktivira ustrezna lastna teža prekladne konstrukcije in se privzdigne z zavornega sedla. Nato se izvlečejo potisni cilindri in potisnejo preko dvižnih cilindrov prekladno konstrukcijo naprej. Hod potisnih cilindrov znaša 250 mm, kar pomeni napredovanje narivanja za 200 mm. Z znižanjem dvižnih cilindrov se prekladna konstrukcija spet odloži na zavorno sedlo. Potisni cilindri, ki so tako imenovani dvostransko delujoči cilindri, se sedaj hidravlično uvlečejo in naslednja operacija dvig–potisk se začne.



Slika 2.19: Naprava za narivanje s pomočjo trenja

Na dvižnih cilindrih so stransko privarjeni jekleni elementi, ki omogočajo pritrditev dveh ali štirih navojnih drogov. Z njihovo pomočjo se lahko narivanje izvaja tudi pri nezadostni

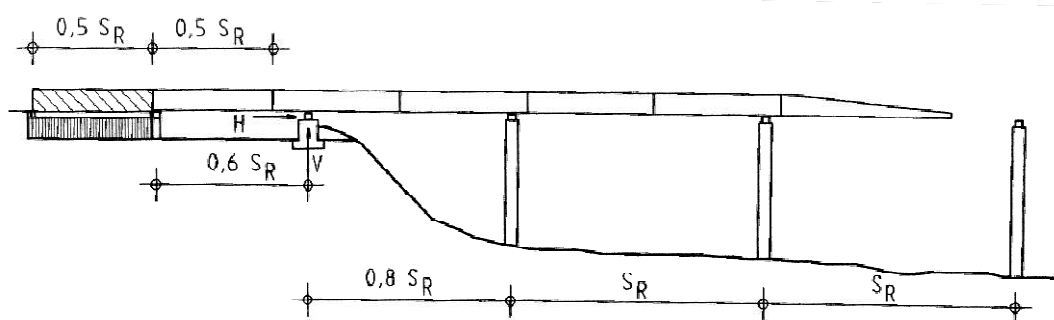
naprtene obtežbi, npr. pri prvem taktu in zadnjem taktu. Vlečni drogovi se vodijo skozi zavorno sedlo in pritrdijo na prekladno konstrukcijo.

Na zavornem sedlu so nameščene enake rebraste plošče kot na dvižnem cilindru, tako da se pri spuščeni dvižnih cilindrih prekladna konstrukcija pridržuje. Če pri predpostavki minimalnega trenja na narivnih ležiščih in minimalne naprtene obtežbe na zavornem sedlu zadrževalna sila ni zadostna, se prekladna konstrukcija s pomočjo navojnih palic poveže z opornikom ali stebrom. Matice navojnih palic se pri narivanju vrtijo tako, da v primeru nekontroliranega drsenja palice prevzamejo silo. Matice so v prekladno konstrukcijo zasidrane preko jeklenih trnov.

Pri tej napravi postaneta dvižna in potisna sila omejeni takrat, ko dvižni cilindri ne morejo vpeljati več vertikalne sile kot lahko prekladna konstrukcija odda reakcije, vključno z majhnim dvigom na podpori. Zaradi navedenega obstaja maksimalna dolžina – l_{\max} premostitvenega objekta, ki ga lahko narinemo z napravami s pomočjo trenja.

Določitev maksimalne dolžine – l_{\max} pri standardni konfiguraciji

Mejna dolžina premostitvenega objekta izhaja iz rezultirajoče dvižne sile, ki se lahko aktivira in se oceni na način, ki je prikazan na sliki 2.20:



Slika 2.20: Potisna sila, ki se lahko aktivira pri napravah za narivanje s pomočjo trenja

Pri karakterističnem razponu S_R , dolžino takta $0,5 \times S_R$ in krajnim razponom $0,8 \times S_R$, se lahko z dvižno prešo aktivira približna dolžina premostitvenega objekta:

$$l = \left(\frac{0,8+0,6}{2} \right) \times S_R \cong 0,7 \times S_R \quad (2.1)$$

z vertikalno silo – V:

$$V \cong 0,7 \times S_R \times g_1 \quad (2.2)$$

g_1 – lastna teža mostu na enoto dolžine

Pri srednjem naklonu nivelete s (pri krožnem loku srednja vrednost med začetnim in končnim vzponom) in pri trenju narivnih ležišč μ znaša potrebna narivna sila pri dolžini mostu l_{\max} :

$$H_{\max} \cong l_{\max} \times g_1 \times (\mu + s) \quad (2.3)$$

Teoretična potisna sila – H_{pot} z upoštevanjem koeficienta trenja 0,75 med spodnjo površino prekladne konstrukcije in narivno napravo ter pri varnostnem faktorju $\gamma=1,4$ znaša:

$$H_{\text{pot}} \cong \left(\frac{0,75-0,04}{\gamma} \right) \times V \cong \left(\frac{0,75-0,04}{1,4} \right) \times V \cong 0,5 \times V \quad (2.4)$$

Pri standardni konfiguraciji z upoštevanjem enačb 2.2 in 2.4 znaša H_{pot} :

$$H_{\text{pot}} = 0,5 \times V = 0,5 \times 0,7 \times S_R \times g_1 = 0,35 \times S_R \times g_1 \quad (2.5)$$

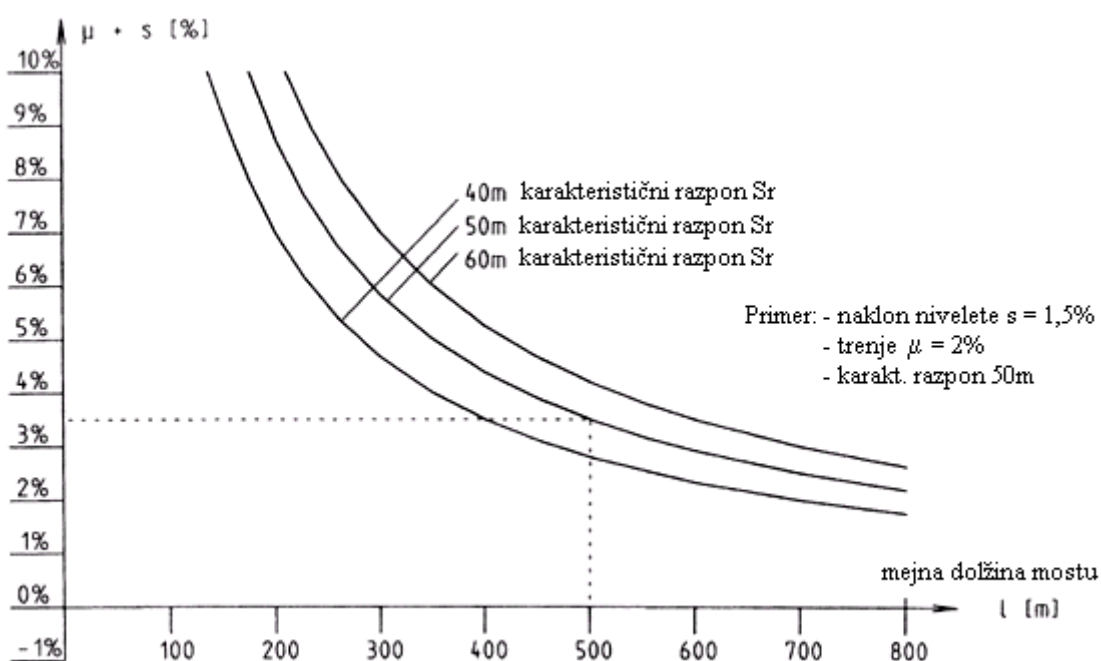
Mejna dolžina mostu l_{\max} , ki se še lahko nariva tako znaša:

$$l_{\max} \times g_1 \times (\mu + s) = 0,35 \times S_R \times g_1$$

$$l_{\max} \cong \frac{0,35 \times S_R}{\mu + s} \quad (2.6)$$

Ta enačba velja za določitev l_{\max} pri standardni konfiguraciji, ki se še da nariniti z napravo podjetja Eberspächer, v odvisnosti od nagiba prekladne konstrukcije, trenja in karakterističnega razpona.

Za prvo oceno določitve maksimalne dolžine mostu v skladu z enačbo 2.6 so na sliki 2.21 prikazane krivulje za $\mu + s$, s katerimi se določa l_{\max} . Maksimalno pričakovano trenje je $\mu=4\%$, pod ugodnimi pogoji pa je možno dosegljivo trenje $\mu=2\%$. Predpostavke za to so dobro namaščene in nepoškodovane narivne plošče in pločevine iz nerjavečega jekla.



Slika 2.21: Maksimalna dolžina mostu pri napravah za narivanje s pomočjo trenja

Če napravo dimenzioniramo za trenje od 3% do 3,5%, moramo predvideti za kritične zadnje takte uporabo dodatnih vlečnih elementov. Za narivanje prvega in zadnjega takta so ti vlečni elementi nujno potrebni.

V primeru, da je dolžina mostu večja od izračunane, ki jo je še možno nariniti, lahko napravo za narivanje postavimo na steber pred opornikom. Takrat bi bila podana maksimalna dolžina narivanja:

$$l_{\max} \cong \frac{0,45 \times S_R}{\mu + s} \quad (2.7)$$

Ker mora biti naprava nameščena pod stojino škatle in ker morajo biti odmiki od roba takšni kot pri narivnih ležiščih, bo iz dopustnih delnih ploskovnih pritiskov preko hidravličnih dvigalk rezultirala dodatna omejitev možne dvižne sile in s tem tudi potisne sile. Težišče prijemališča se nahaja na sredini med obema dvižnima cilindroma, zaradi česar so hidravlike povezane s skupnim vodom hidravličnega olja (Göhler, 1999, str. 115–121).

2.3.3.2 Narivanje z vlečnimi elementi

Narivanje z vlečnimi elementi pride v upoštevanje predvsem pri krajših premostitvenih objektih, saj so stroški narivanja manjši, kadar premagujemo vzpon nad 3%, pri čemer je možnost uporabe naprave za narivanje s pomočjo trenja glede na skupno težo oz. maksimalno dolžino mostu omejena. Pogosto se uporabljajo naprave za narivanje s pomočjo trenja v kombinaciji z napravami za vlečenje.

Pri prvih narinjenih premostitvenih objektih so bile preše na sprednji strani opornika in povezane z močnimi vlečnimi drogovi. Na spodnji strani prekladne konstrukcije so bili pritrjeni sidrni čevlji, v katerih so bile z vzmetmi pridrževane zagozde, ki so prižemale vlečne droge in pri povratku preš omogočile, da so ti drogovi drseli nazaj. Sidrne čevlje je bilo potrebno po narinjenju potegniti na vlečnem drogu za dolžino takta nazaj, da bi jih lahko pritrdili na naslednji takt. Sam sidrni čevelj je bil hidravlično prižet k spodnji plošči. Pri daljših mostovih se je pokazalo, da postane prestavitveni moment, ki je produkt vlečne sile in razdalje med vlečnim drogom in osjo spodnje plošče, tako velik, da je spodnja plošča postala preobremenjena na upogib.

Danes se uporabljajo vlečni elementi, ki so bili razviti kot prednapeti kabli. Predpostavka zanje je ta, da se jeklene žice oz. prameni vodijo paralelno z osjo vlečnega elementa, brez razpiranja s pomočjo preše in sidrišča. Poleg tega mora biti hod preš in zmogljivost hidravličnih črpalk dovolj velika, saj lahko pri dolžini takta 25 m postane dolžina raztezka vlečenih kablov v odvisnosti od jekla in izkoristka večja od 10 cm, trajanje postopka pa bo odvisno od števila delovnih operacij preš.

Uporaba hidravlične napenjalke

Če uporabimo hidravlično napenjalno žico obojestransko spredaj in zadaj s tem stalno vzdržujemo silo v vlečnem kablu. Dolžina raztezka vlečenih kablov ne igra nobene vloge, ampak sta za trajanje narivanja merodajna hod preše in zmogljivost hidravlične črpalke. Točka pritrditve vlečnih kablov, ki se nahaja zadaj ostane fiksirana, vlečni kabel pa izhaja spredaj skozi vlečne cilindre.

Uporaba navojnih palic

Pri uporabi navojnih palic morajo biti spoji z objemkami razporejeni tako, da ostane ena stran pod obtežbo, medtem ko se na drugi strani objemka premesti oz. odstrani. Pri narivanju v padcu je treba silo, ki se lahko prevzame v vlečnih elementih, ki so še pod obtežbo, dimenzionirati tako, da se lahko prevzame odgonska sila iz vzpona oz. padca in minimalnega trenja. To splošno velja za prestavitev vlečenih elementov in njihovih sidrišč k naslednjemu taktu. Vlečni elementi so sidrani na jeklenih trnih, za katere se je udomačil angleški izraz "pin".

Uporaba trnov – moznikov

Trn se sestoji iz HEB 300 do 400, ki se razteza skozi zgornjo in spodnjo ploščo škatle ter je na spodnji strani paralelno s stojino ojačan s sponami tako, da lahko prevzame prestavitveni moment iz vlečne sile in razdalje do osi spodnje plošče. Izrezi za jeklene trne, ki se predstavljajo s pomočjo žerjava delavnice, se morajo nahajati izven območja narivnih ležišč in biti skrbno načrtovani v takte.

Uporaba naprave za narivanje s pomočjo trenja in vlečnih palic

Pri uporabi dodatnih navojnih palic naprave za narivanje s pomočjo trenja, bo zraven dveh jeklenih moznikov potrebna še traverza, ki leži pod škatlastim nosilcem, saj se moznika nahajata poleg narivnih ležišč in s tem poleg narivne naprave. Traverzo je potrebno vsakokrat za dolžino takta potegniti nazaj, za kar se mora predvideti ustrezna nosilna konstrukcija oz. podstavek. Med tem časom mora biti narivna naprava sposobna preko trenja prevzeti odgonske sile iz padca in minimalnega trenja (Göhler, 1999, str. 122–125).

2.3.3.3 Hidravlična oprema, sinhrono povezana z jeklenimi ploščami in nosilci za postopno narivanje

Kadar imamo opravka z veliko dolžino prekladne konstrukcije, ki se naj postopno nariva, sila narivanja pa je večja od 15000 kN, potem klasična oprema za narivanje ne pride več v poštev. V takšnih primerih se uporabljata metoda in oprema podjetja ENERPAC, ki sta uspešni za narivanje mostov dolžine 3000 m in silo narivanja 30000 kN. Princip sistema je ta, da se jekleni nosilec postavi pod segment v njegovi osi, na zgornji strani pa je zavarjena jeklena prirobnica z izvrtinami, na katero se s pomočjo svornikov montira premičen jeklen podest s sinhrono povezanimi prešami. Jekleni podest je z Dywidag palicami pritrjen na spodnjo stran segmenta (Ačanski, Goznik, 2003, str. 122).

2.3.3.4 Pridrževanje stebrov med narivanjem

V kolikor je sistem horizontalnega narivanja vgrajen samo pri oporniku, kar je največkrat slučaj, so stebri mosta obremenjeni s horizontalno silo od trenja v nivoju ležišč, v smeri narivanja. Zato mora biti stabilnost stebrov zagotovljena z odgovarjajočim oblikovanjem ali z začasnim pridrževanjem z zategami.

Pridrževanje vrha stalnih stebrov in začasnih stebrov je mogoče izvesti na dva načina, slika 2.22. S poševnimi zategami, kjer so razponi in dolžina mostu krajši, ali s horizontalnim sidranjem v opornik. Metoda s horizontalnimi zategami omogoča zmanjšanje sile od narivanja na opornik. Vsak vrh stebra se mora posamezno pridržati, drugače bi bile deformacije stebra kumulativne in bi postale prevelike. Poševne zatege se sidrajo v temelj predhodnega stebra ali pa direktno v tla z geotehničnimi sidri.

Opornik na katerem je nameščen sistem za narivanje mora biti v stanju prevzeti velike horizontalne sile od trenja, še posebno proti koncu narivanja mostu. V kolikor sam opornik ni sposoben prevzeti obremenitve, je potrebno izvesti temelj neposredno izza opornika, v področju obrata za izdelavo segmentov (Radić, 2007, str. 221).



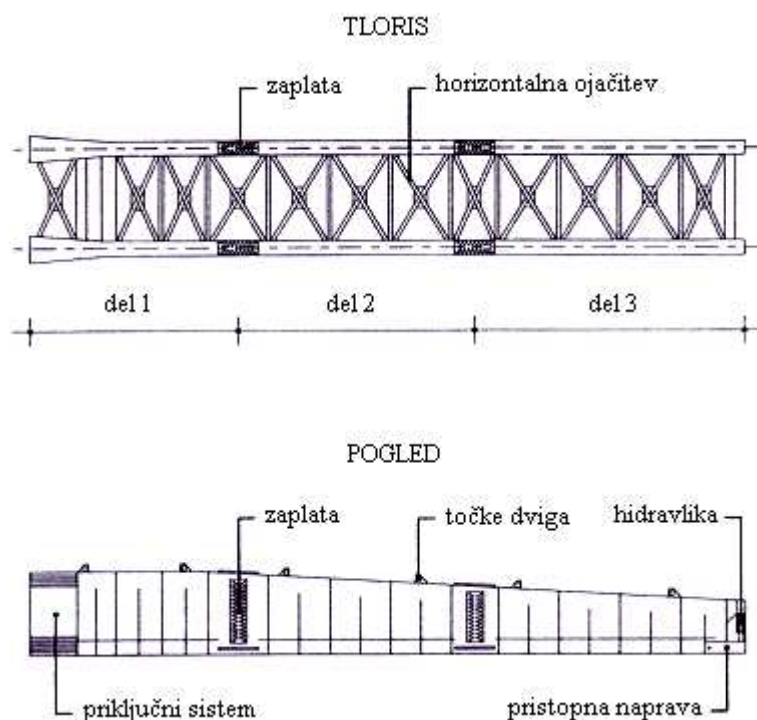
Slika 2.22: Pridrževanje stebrov med narivanjem

2.3.4 Jeklena konzolna konstrukcija – kljun

Zraven opreme za narivanje je kljun največja investicija pri gradnji premostitvenega objekta, ki se izvede po metodi postopnega narivanja, slika 2.23. Kljun se projektira tako, da ga je možno brez visokih stroškov predelave še večkrat uporabiti na drugih gradbiščih. Dolžina kljuna naj znaša 60% merodajnega razpona S_R v stanjih narivanja. Če je kljun krajši, se bo konzolni moment pri narivanju povečal in bo potrebno povečati prednapenjanje prvih taktov, kar lahko hitro privede do težav pri montaži kablov in do problemov s tlačnimi napetostmi na spodnji strani. Daljši kljun sicer zmanjša konzolni moment, vendar pa ne prinaša bistvenih prihrankov pri prednapenjanju. Pri ponovni uporabi istega kljuna ima prednost takšen kljun, ki je daljši od $0,6 \times S_R$. Krajši kljun moramo z dodatnimi elementi podaljšati na $0,6 \times S_R$. Vzdolžna nosilca kljuna naj bosta izvedena kot polnostenska zaradi tega, ker pri predalčnem nosilcu potrebujemo visok in tog spodnji pas, ki pa kljub temu ne more v celoti preprečiti znatnih stranskih momentov v palicah predalčja. Zaradi tega je strošek predalčnega kljuna vedno višji kot pri polnostenskem.

Osi obeh polnostenskih nosilcev se razporedita v osi narivnih ležišč in pravokotno na njihovo drsno površino. Spodnja stran kljuna je nagnjena skladno s spodnjo stranjo prekladne konstrukcije. S pomočjo horizontalnega povezja med obema spodnjima

pasovoma se sile iz bočnih vodil odvajajo v smeri prekladne konstrukcije. Priporočljivo je, da se kljun izvede torzijsko mehko. To pomeni, da se je potrebno izogibati predalčni povezavi spodnjih pasov z nasprotnimi ležečimi zgornjimi pasovi. Opustiti je potrebno povezovanje povezja med zgornjima pasovoma, saj bo v nasprotnem primeru rekonstrukcija kljuna za druge širine škatlastih nosilcev in s tem za drugačne osne razmake med polnostenskima nosilcema znatno otežena. Torzijsko mehka izvedba poleg tega preprečuje enostransko povečanje obremenitev pri višinskih tolerancah naravnih ležišč. Zadostna prečna stabilnost tlačnih pasov polnostenskih nosilcev se doseže s prečnim okvirjem, čigar prečke so nad spodnjim pasom. Debelina pločevine stojin je odvisna od varnosti proti uklonu in znaša v zadnjem delu običajno 20 mm in več. Vertikalne ojačitve proti uklonu se morajo vedno končati pred spodnjim pasom vzdolžnega nosilca, tako da lahko spodnji pas s pomočjo elastične deformacije izravna delavniške tolerance (Göhler, 1999, str. 136–140).



Slika 2.23: Jeklena konzolna konstrukcija – kljun

2.3.4.1 Priključitev kljuna na prekladno konstrukcijo

Priključitev kljuna poteka tako, da se montira pred delavnico ter se nato betonira direktno na prvi takt. Natezne sile se prenašajo s prednapetimi palicami, pri čemer moramo paziti na zadostno dolžino preklopa tako v prekladni konstrukciji kot tudi v kljunu. Prednapete palice so premazane s protikorozijskim voskom in niso injektirane, tako da se lahko po narivanju in demontaži kljuna odvijajo⁵. Palice se napenjajo na strani kljuna, kar pomeni, da mora biti razdalja do stojine takšna, da se lahko nastavi napenjalka. Večje natezne sile nastopijo spodaj in praviloma je treba sidrati 6 do 10 prednapetih palic za vsako stojino (Göhler, 1999, str. 140–141).

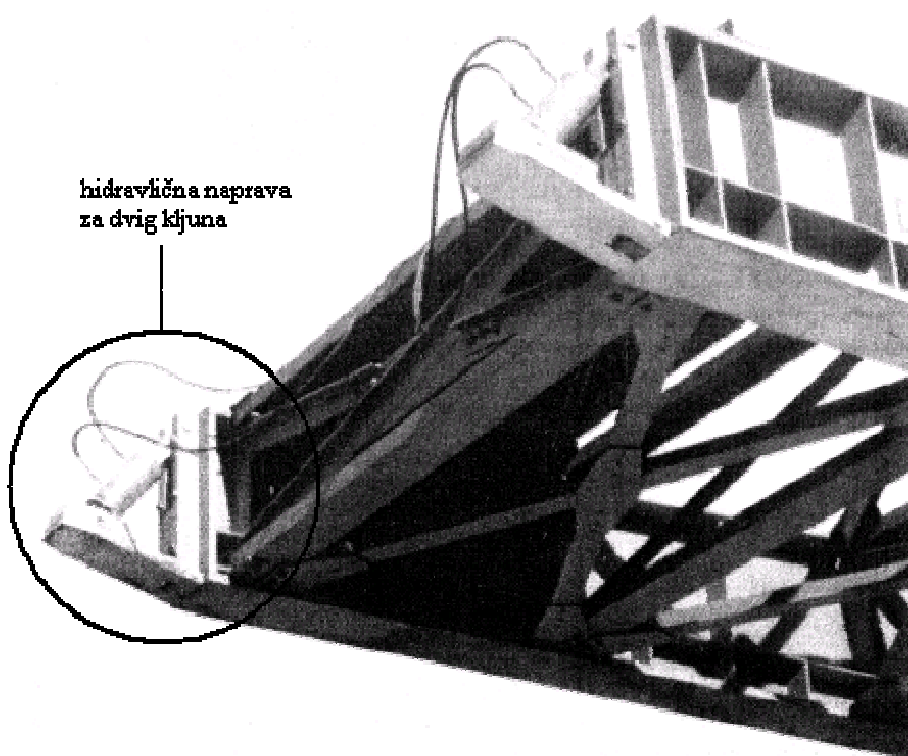
2.3.4.2 Usmerjanje kljuna

Ker je kljun v tlorisu in narisu izdelan ravno, ga je treba pri ukrivljenih mostovih ustrezno usmerjati. V narisu se mora kljun tangencialno priključiti na prekladno konstrukcijo. V primeru konveksne zaokrožitve bo kljun dosegel naslednji steber za mero Δ prenizko, zato ga bo treba privzdigniti za mero povesa s pribitkom odmika Δ , kar se mora upoštevati pri hodu hidravličnih dvigalk naprave za dvig kljuna in pri notranjih statičnih količinah kljuna. Pri konkavni zaokrožitvi pa je ta vpliv ravno nasproten. Pri običajnih niveletah je odmik Δ praviloma samo delček povesa kljuna in se lahko zato upošteva pri konstruiranju kljuna in dvižne naprave. V prečni smeri je treba na kljunu geometrijo bočnega vodenja prekladne konstrukcije peljati naprej. Kljun položimo v tetivo tako, da so odmiki od krožnega loka čim manjši. Razlika do zunanje strani prekladne konstrukcije se zato izravna z vložkom iz obdelanega trdega lesa. Da bi pri vstopu kljuna v naslednje bočno vodilo imeli dovolj veliko špranjo, zmanjšamo spredaj širino vodilnega lesa za nekaj centimetrov glede na računsko dimenzijo in to razvlečemo na dolžino 2 do 3 m. Namesto vložka iz trdega lesa lahko bočno vodilo izdelamo tudi iz profilnega jekla, ki ga z ustreznimi podporami privarimo na stojini glavnega nosilca. Upoštevati pa je treba, da je zaradi potujoče in dokaj velike sile v bočnem vodilu strošek zato večji (Göhler, 1999, str. 142–143).

⁵ Uporabljajo se zaščitne kovinske cevi, ki onemogočajo, da bi se vijaki zalili z betonskim mlekom.

2.3.4.3 Naprava za dvig kljuna

V nekaterih primerih se zgodi, da konica kljuna doseže naslednji steber prenizko za vrednost povesa kljuna in sosednjega dela prekladne konstrukcije. K temu je treba dodati pri konkavni zaokrožitvi omenjeni odmik Δ , ki izhaja iz ravno izdelanega in tangencialno priključenega kljuna. Zaradi navedenega je potrebno kljun privzdigniti za mero, ki pri večini mostov znaša 10–20 cm. V ta namen se v konico kljuna vgradi hidravlična oprema, ki se imenuje naprava za dvig kljuna, kar je prikazano na sliki 2.24. Konica kljuna se z uvlečeno hidravlično prešo pelje preko narivnega ležišča. Nato se preša izvleče, vse dokler se spodnji rob preše popolnoma ne spoji s spodnjim robom kljuna. Ker so sile v preši majhne, zadostuje za izvlečenje preše enostavna hidravlična ročna črpalka. Hod preše mora ustrezati maksimalni pričakovani meri dviga, pri čemer je potrebno vnaprej upoštevati zadostno toleranco, saj lahko pride pri dalj časa nepodprti konstrukciji zaradi lezenja do dodatnih premikov (Göhler, 1999, str. 143–145).



Slika 2.24: Naprava za dvig kljuna

2.3.4.4 Večkratna uporaba kljuna

Kadar uporabljamo metodo narivanja pri izgradnji premostitvenega objekta v avtocestnem programu, ki se sestoji iz dveh ločenih prekladnih konstrukcij, seveda uporabimo kljun dvakrat v nespremenjeni obliki. Že pri naslednjem objektu lahko ugotovimo, da obstoječi kljun zaradi razpetin ali širine voziščne plošče ne bo več ustrezal. Za prilagajanje kljuna obstajajo naslednje možnosti:

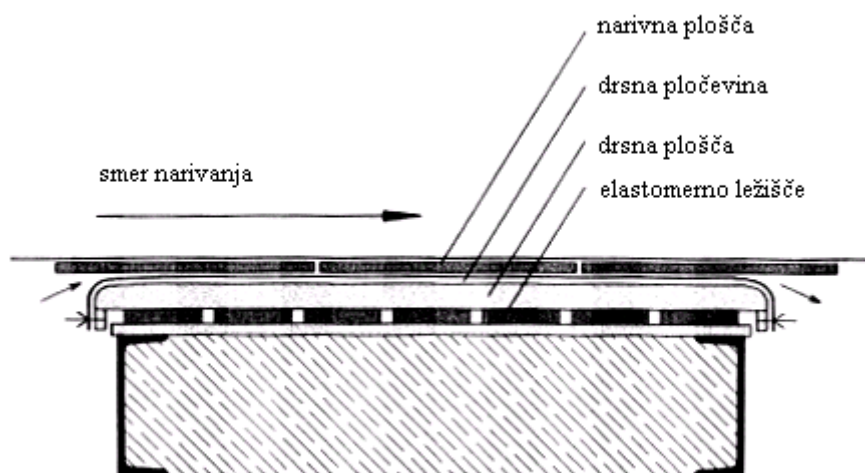
- če je kljun prekratek, uporabimo sprednji del do stika in podaljšamo zadnji del ali izdelamo nov, ustrezno daljši del, tako da dobimo za različne mostove več kombinacijskih možnosti;
- če je kljun predolg, ga praviloma uporabimo nespremenjenega. Običajno je potem višina na zadnjem kljunu večja od višine prekladne konstrukcije. Takrat postavimo dva betonska bloka na voziščno ploščo za tlačnimi ploščami kljuna. Ta betonska bloka sta s prednapetimi navojnimi palicami tlačno in strižno trdno povezana s prekladno konstrukcijo, prav tako pa sta povezana tudi s kljunom;
- kadar je potrebno prilagoditi širino oz. razmak med vzdolžnima nosilcema, pogosto pride do podcenjevanja stroškov potrebnih za takšno prilagoditev. Če je kljun izveden kot torzijsko toga škatla z zgornjo in spodnjo pasnico ter križnimi povezji, je njegova rekonstrukcija tako draga, da je nov kljun, ki je točno prilagojen mostu, pogosto bolj ekonomična rešitev. Pri manjših razmakih se zato vedno poskusi prečni prerez prekladne konstrukcije spremeniti tako, da se bo obstoječi kljun uporabil z nespremenjenim osnim razmakom med glavnima nosilcema kljuna. Pri večjih spremembah pa je potrebno povezja projektirati tako, da je njihova izvedba čim lažja in cenejša (Göhler, 1999, str. 146–147).

2.3.5 Drsna ležišča

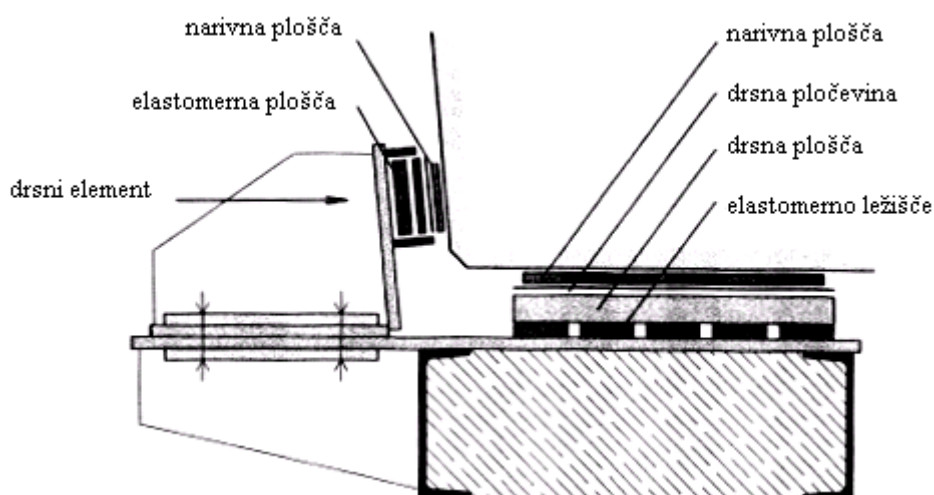
Drsna ležišča oz. narivna ležišča na prvih mostovih so bila narejena iz močnega armiranega betona ter izdelana z zgornjo konstrukcijo navzdol v ustrezno natančnem opažu in nato prevlečena z nerjavečo pločevino. Izdelava takih ležišč je bila cenejša, ležišča so izpolnjevala svojo funkcijo, vendar pa niso bila dovolj trajna. Zaradi narivnih plošč, ki so bile preveč na robu, je večkrat prišlo do odluščenja betonskega zaščitnega sloja. Poleg tega

se ni bilo mogoče izogniti kontinuiranim razpokam zaradi velike naprtene obtežbe, tako da je bilo številne ležiščne bloke po narivanju prekladne konstrukcije potrebno zamenjati.

Današnja narivna ležišča so sovprežne izvedbe. Sestavljene so iz zunanje varjene škatle, ki je znotraj napolnjena z betonom, kar je prikazano na sliki 2.25 in 2.26. Celo pri majhnih višinah od 0,2 m do 0,3 m so ta ležišča zelo vzdržljiva in se lahko vedno znova uporabijo. Zunanje stene ležišča so iz C–profilov, ki so privarjeni na močno ploščo. Pri ležiščih z bočnim vodenjem se plošča vodi navzven in se opre na ležiščni blok s kleščami. Na ploščo se nato privarijo bočna vodila.

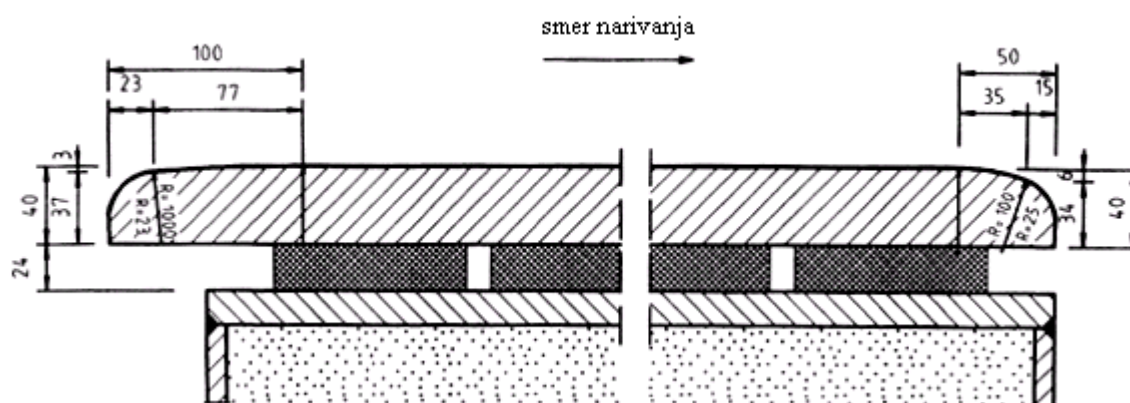


Slika 2.25: Narivno ležišče – vzdolžni prerez



Slika 2.26: Narivno ležišče – prečni prerez

Pri narivnih napravah brez bočnega vodenja se plošča konča tako, da je poravnana z zunanjim robom C–profila. Na ležiščem bloku je sloj elastomernega ležišča debeline 20 mm do 50 mm, ki amortizira lokalne tolerance spodnje strani prekladne konstrukcije. Pri manjših stranskih dolžinah blazin od 100 mm do 150 mm dobimo največje poti amortiziranja. Tudi elastomerni sloji manjše trdote po Shoru, ki so bili pri ločnih obdani z vseh strani, so bili uspešno uporabljeni namesto blazin. Pri tem je potrebno temeljito znanje v zvezi s prilagajanjem na gradbišču kot tudi enostavna izolacija reg stikov. Nad elastomerno blazino leži dejanska drsna plošča, ki je gladko skobljana, na njenih koncih pa mora biti obdelan vstopni oz. izstopni del, kar je prikazano na sliki 2.27.



Slika 2.27: Vstopni in izstopni del drsne plošče

Na sliki 2.27 so podane minimalne dimenzije pri pritiskih v narivnih ploščah do 13 N/mm^2 . Za brezhiben vstop plošč in njihov izstop brez poškodb je treba te dimenzije pri večjih pritiskih povečati. Drsna plošča je 40 mm debela in mora biti izdelana iz jekla z visoko mejo plastičnosti S 355, da se preprečijo trajne deformacije pri delovanju vzmeti (amortiziranju). Na koncih in straneh se drsna plošča proti pomikom varuje s pomočjo nosov, ki morajo biti izvedeni tako, da vzmetenje ni ovirano. Drsna plošča mora biti prevlečena z nerjavečo pločevino debeline 1 mm in maksimalno hrapavostjo $1 \mu\text{m}$. Na obeh koncih je nerjaveča pločevina na drsno ploščo pritrjena z vijaki ali varjenjem (Göhler, 1999, str. 126–129).

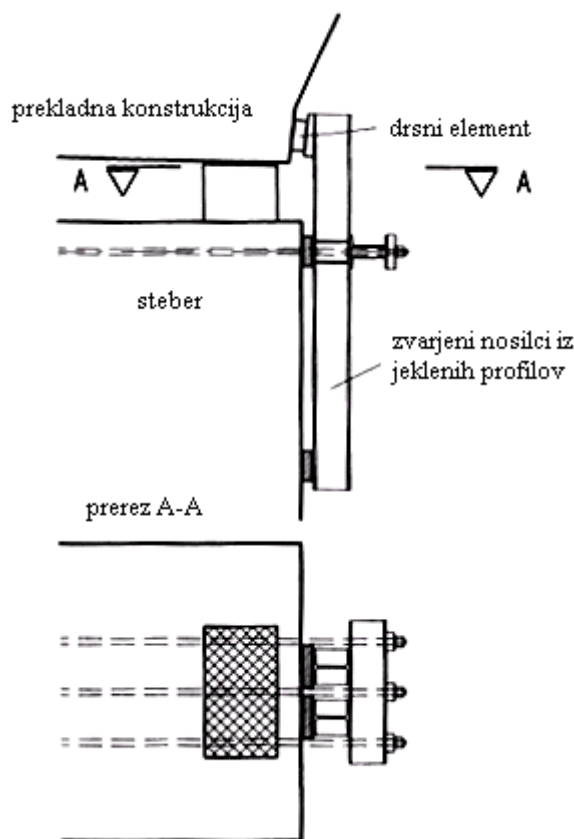
2.3.6 Bočna vodila in senzorji

2.3.6.1 Bočna vodila

Bočno vodilo, ki ga uporabljamo za bočno vodenje prekladne konstrukcije na stebrih je sestavljeno iz ojačanega jeklenega trikotnika, katerega stoječi krak je v tem območju nagnjen kot zunanja površina stojine in katerega ležeči krak je z vijaki pritrjen na ploščo ležiščnega bloka. Da bi lahko po prestavitvi narivnih ležišč bočna vodila natančno usmerili, morajo biti luknje za vijake izvedene kot vzdolžne luknje. Drsni del bočnega vodila je pri ploskovnih pritiskih do 7 N/mm^2 izveden na način opisan v nadaljevanju.

Na jeklenem kotniku leži nearmirana elastomerna blazina debeline 20 mm in trdote 60 po Shoru. Blazina je s sprednje, zadnje in spodnje strani obdana z jeklenimi letvami. Zgornja jeklena letev je nekaj milimetrov tanjša kot elastomerna blazina in tako dopušča pot vzmetenja in preprečuje izlitje elastomera. S pomočjo elastomerne blazine je omogočeno udušiti velike tolerance prekladne konstrukcije na bočnih površinah. Preko elastomera se položi jeklena pločevina debeline 6 mm, ki je kot pri drsnem ležišču prevlečena z nerjavečo pločevino. Obe pločevini sta na sprednjem in zadnjem koncu privijačeni k jeklenemu podstavku. S pritrditvijo bočnega vodila na ploščo narivnega ležišča zagotovimo, da se sile bočnega vodenja direktno prenesejo na narivno ležišče, od tod pa preko trenja v maltnem stiku na steber. Horizontalne sile so običajno reda velikosti 10% naprtne obtežbe, ki deluje na narivno ležišče, tako da se pri vrednosti trenja v maltnem stiku $\mu=0,6$ sile odvajajo brez težav. Konica narivnega kljuna mora biti izvedena tako, da se v trenutku nasedanja na narivnem ležišču sila v bočnem vodilu formira šele po nastanku reakcije v ležišču, saj se lahko v nasprotnem primeru celoten ležiščni blok premakne.

Sila v bočnem vodilu se lahko direktno odvaja tudi preko jeklenih nosilcev, ki so pritrjeni na stebre in opornik. Ta bočna vodila so sestavljena iz dveh ali več IPB – nosilcev, ki se zavarijo in nosijo drsni del bočnega vodila. Nosilci so z navojnimi palicami pritrjeni na glavo stebra. V odvisnosti od velikosti špranje med prekladno konstrukcijo in stebrom se razmak med mestom vnosa sile vodenja v spodnjo konstrukcijo in mestom odvajanja preko pločevine poveča za več kot 3–krat, s tem pa se povečajo tudi momenti in horizontalne natezne sile. Ta rešitev se priporoča samo pri majhnih silah v bočnem vodilu, na primer pri horizontalni spodnji strani prekladne konstrukcije, kar je prikazano na sliki 2.28 (Göhler, 1999, str. 130–132).



Slika 2.28: Ločeno bočno vodilo

2.3.6.2 Senzorji

Senzorji so pomembni predvsem pri kontroli postopka narivanja, saj se velikokrat zgodi, da se ena narivna plošča zasuče, zato je važno, da se lahko postopek narivanja hitro prekine. V takšnih primerih se z vračanjem prekladne konstrukcije nazaj napaka enostavno in relativno hitro odpravi. Zaradi tega je pomembno, da lahko z vseh stebrov, pomožnih stebrov, opornikov in podpor v območju delavnice z zasilnim stikalom napravo za narivanje izključimo in s tem postopek narivanja prekinemo. Z nadziranjem sile narivanja je treba pritisk v prešah narivne naprave stalno kontrolirati in njegovo tendenco protokolirati. Če pritisk nenavadno hitro naraste, moramo narivanje prekiniti in ugotoviti vzrok.

Pogosto se dogaja, da delavec sploh ne opazi napake pri posluževanju, tako da je povečanje pritiska v prešah narivne naprave prvi znak, da je nekaj narobe. Pri kratkih mostovih in togih stebrih kontrola pritiska v prešah običajno zadostuje. Pri višjih stebrih pa

je odpor proti upogibu pri blokiranem drsnem ležišču tako majhen, da ga ni mogoče jasno odčitati preko narastka pritiska v prešah naprave za narivanje. Tudi pri dolgih objektih ne moremo blokiranja ležišča odčitati s pomočjo pritiska v prešah. Zgodilo se je na primer, da je prišlo pri 20 metrov visokem stebru zaradi napačno postavljene narivne plošče do izklona za skoraj 1 meter, brez da bi osebje na stebru in delavec pri narivni napravi to zaznali. Izklona stebrov tako ni potrebno kontrolirati samo pri kratkih in nizkih mostovih.

Optična kontrola stebrov s teodoliti ali laserskimi napravami pri narivanju ne zadostuje, saj je preveč odvisna od nadzornega osebja. Prav tako se ne obnese kontrola stebrov z grezilom, saj že na samem začetku izklon glave stebra privede do nihanja poti, ki so večje od samega izklona. V praksi se je pokazala kot učinkovita direktna kontrola na glavi stebra z žico, ki je drseče speljana preko vseh stebrov in napeta med opornikoma. Da bi pri segrevanju preprečili povos, se uporabi napenjalna žica premera 4 do 6 mm, pri čemer se na vsako žico pritrdijo sponke, ki omogočajo direktni odčitek izklona stebra. Kontrolo je mogoče avtomatizirati s kontaktnim stikalom, pritrjenim na stebru, ki izključi napravo za narivanje, ko je dosežen vnaprej nastavljen razmak. Razmak med stikalom in sponkami na kontrolni žici se nastavi tako, da ustreza izklonu stebra zaradi horizontalne sile, ki izvira iz trenja in nagiba (Göhler, 1999, str. 148–149).

2.3.7 Naprava za pridrževanje prekladne konstrukcije med narivanjem

Če se narivanje izvaja navzdol glede na vzdolžni nagib prekladne konstrukcije, je treba slednjo med gradnjo pridrževati. Podobna težava se pojavlja tudi takrat, ko se prekladna konstrukcija nariva navzgor. Lahko pride do drsenja konstrukcije v smeri, ki je nasprotna smeri narivanja. Za pridrževanje konstrukcije se z Dywidag palicami Φ 36 na spodnji strani škatlastega prereza pritrdi jekleni konzolni nosilec, ki je preko horizontalnega kabla sidrnih glav in napenjalne preše povezan z opornikom oziroma delavnico. Z vnosom potrebne sile v kabel se celotna prekladna konstrukcija pridrži v mirojočem stanju (Ačanski, Goznik, 2003, str. 126).

3 PRAKTIČNI PRIKAZ IZGRADNJE VIADUKTA 6–2 PONIKVE

3.1 Namen in lokacija objekta

Avtocesta premošča v Ponikvah dolino reke Temenice z viaduktom, ki sestoji iz dveh vzporednih objektov, dolžina levega je 311,93 m, desnega pa 303,03 m. Objekta imata po 9 razponov. Dolžine razponov levega viadukta so $26,91 + 6 \times 37,87 + 2 \times 26,91$ m, desnega objekta pa $2 \times 27,09 + 5 \times 38,13 + 2 \times 27,09$ m. Niveleta objektov poteka 12–21 m nad terenom.

Pod objektom poteka v drugem polju železniška proga Ljubljana–Metlika, v petem polju struga reke Temenice, v sedmem polju pa lokalna cesta Trebnje–Mirna Peč s priključkom na regionalno cesto Ljubljana–Novo Mesto. Nad obema komunikacijama je pod objektom zadostna svetla višina in sicer cca. 17 m nad železnico in cca. 10 m nad cesto.

3.2 Geotehnični podatki

Geološko – geomehansko poročilo o sestavi tal in načinu temeljenja viadukta Ponikve za fazo PGD projekta je bilo izdelano na osnovi devetnajstih vrtin (za IDP 12 vrtin pozneje za PGD še 7 vrtin) globine 8–29 m, ki so bile izvedene na ožji lokaciji objekta, večinoma na mestih predvidenih podpor. Po zbranih podatkih se je za viadukt 6–2 Ponikve lahko zaključilo:

- vzporedna objekta se temelji na desetih podporah medsebojne oddaljenosti cca. 38 oz. 27 m. Za podpore z oznakami od 0 do 5 se predvidi plitvo temeljenje. Tu namreč nastopa preperela apnenčeva hribina dokaj plitvo pod površino terena. V nadaljevanju se zaradi tonjenja hribinske podlage podpore z oznakami od 6 do 9 temelji globoko na pilotih Φ 150 cm. Dolžine pilotov znašajo 9–24,5 m;

- v globini dna pilotov nastopa kompaktna apnenčeva hribina, v globini temeljenja plitvih temeljev pa prepokana oz. kompaktna apnenčeva hribina;
- pri upoštevanju globini vkopavanja pilota cca. 3,5 m v nosilno podlago je projektni odpor pilotov Φ 150 cm, $R_{c,d} = 10700$ kN. Dna plitvih temeljev ostalih podpor pa segajo minimalno 1,5 m v preperelo apnenčevo hribino, tukaj se sme upoštevati projektno nosilnost tal nad $R_d = 300000$ kN;
- deformacije tal (posedki) pod piloti in točkovnimi temelji bodo glede na nastopanje pretežno kompaktne apnenčeve hribine minimalni (do cca. 1 cm);
- pod priključnim nasipom AC višine cca. 11 m (v smeri proti Novemu Mestu) so izvednoteni posedki v višini do 32 cm, 90% konsolidacija tal pa je ocenjena na 1,4 leta;
- stabilnostne analize so pokazale, da je možno še relativno visok priključni nasip AC zgraditi brez posebnih geotehničnih ukrepov;
- v času izvedbe priključnih nasipov in ob temeljenju objekta (vgradnji pilotov) je potreben geotehnični nadzor, ki naj vključuje spremljanje posedanja tal (posedalne plošče, horizontalni inklinometer) in spremljanje izkopov za pilote ter plitve temelje. Zaradi izrazito kraškega terena se v dnu predvidenih izkopov za pilote in plitve temelje izvede prevrtavanje z dletom v globini minimalno 5 m, da se ugotovi morebitno nastopanje kavern. Na lokacijah, kjer so predvideni najdaljši piloti, je pričakovati določene probleme pri sami izvedbi. Predvsem na lokacijah številka 6 in številka 9 se namreč predvideva, da se bodo med izkopom med glineno – gruščnatimi sloji pogosto pojavljale tudi do več metrov debele plasti trdne karbonatne hribine.

3.3 Hidrotehnični pogoji

Med gradnjo podpore levega objekta v osi 4 je bilo potrebno urediti začasno preusmeritev vodotoka. Ob izkopu za temeljenje te podpore smo izvedli izkop za začasno strugo. Zatem smo izvedli ob gradbeni jami varovanje le-te z betonsko varnostno ograjo višine 1,10 m, ob kateri smo z glinenim materialom uredili brežino struge naklona 1:1. Strugo smo obložili s kamnito oblogo. Začasna struga ima minimalno višino 1,10 m ter minimalno širino dna 5,0 m. Poseg preusmeritve struge smo izvedli v dolžini cca. 35 m.

3.4 Geometrija viadukta in karakteristični prečni profil

Geometrija viadukta

Levi objekt – smer Ljubljana:

- konkavna zaokrožitev (rob spodnje plošče), $R = 33033,24$ m;
- nadomestna os, $R = 2139,62$ m;
- prečni nagib, $q = 3,5 - 0,45\%$;
- vzdolžni nagib, $s = 1,6 - 2,7\%$.

Desni objekt – smer Obrežje:

- konkavna zaokrožitev (rob spodnje plošče), $R = 88582,25$ m;
- nadomestna os, $R = 2154,42$ m;
- prečni nagib, $q = 3,5 - 0,67\%$;
- vzdolžni nagib, $s = 2,1 - 2,7\%$;

Karakteristični profil AC v območju objekta

Levi objekt – smer Ljubljana:

• robni venec + PHO ($h = 2,0$ m):	0,40 m
• vzdrževalni hodnik:	0,75 m
• AB varnostna ograja (BVO 80):	0,45 m
• razširitev do odstavnega pasu:	1,20 m
• odstavni pas:	2,50 m
• vozni pas:	3,75 m
• prehitevalni pas:	3,75 m
• robni pas:	0,50 m
• varnostni pas:	0,50 m
• AB varnostna ograja (BVO 80) z ročajem:	0,46 m
Skupaj levi objekt:	14,26 m
Svetli razmak med objektoma:	1,28 m

Desni objekt – smer Obrežje:

- | | |
|---|--------|
| • robni venec + PHO (h = 3,0 m): | 0,40 m |
| • vzdrževalni hodnik: | 0,75 m |
| • AB varnostna ograja (BVO 80): | 0,45 m |
| • varnostni pas: | 0,35 m |
| • vozni pas: | 3,00 m |
| • prehitevalni pas: | 2,50 m |
| • ločilni pas: | 0,50 m |
| • prehitevalni pas: | 2,50 m |
| • vozni pas: | 3,00 m |
| • varnostni pas: | 0,35 m |
| • AB varnostna ograja (BVO 80) z ročajem: | 0,46 m |

Skupaj desni objekt: 14,26 m

3.5 Oprema objekta

Oprema objekta:

- ležišča;
- prehodne konstrukcije – dilatacije;
- odvodnjavanje vozne površine in kanaliziranje;
- robni venci, robniki, hodniki;
- ograje na mostu;
- prehodne plošče;
- hidroizolacija in asfaltni sloji.

3.6 Uporabljena tehnološka oprema

V sklopu priprav za gradnjo viadukta z metodo postopnega narivanja je bilo potrebno v začetni fazi pripraviti projektno tehnično dokumentacijo. Na podlagi te so se v skladišču podjetja izrisali in pripravili elementi za opazno delavnico ter jekleno konstrukcijo v naravnem merilu. To je pomembno predvsem iz vidika prilagajanja prečnih sklonov, ki jih

je potrebno korigirati pri izvedbi taktov za zagotovitev cestnih elementov (prehod iz preme v prehodnico). Po pripravi se je ves material pripeljal na gradbišče in sestavil.

3.6.1 Betonska delavnica

Na nižji, novomeški strani smo izza opornika v osi 9 na oddaljenosti cca. 17 m, na AC nasipu višine cca. 8 m zgradili betonski delavnici dolžine 22,3 m, v katerih smo izdelovali posamezne odseke prekladne konstrukcije tipske dolžine do 19,072 m. Za premike je bila merodajna tako imenovana os A na začetku delavnice, kjer se je začel oz. končal vsak posamičen takt. Betonska delavnica je bila sestavljena iz betonskega dela, jeklenega dela ter opaža.

Temeljenje

Obe delavnici smo temeljili globoko na po dveh vrstah po treh uvrtnih pilotih premera 100 cm in predvidenih dolžin 17,0–19,0 m. Dno pilotov je segalo minimalno $2D = 2,0$ m v pretežno kompaktno apnenčevo hribino.

V času izvedbe temeljenja delavnic je bil potreben stalen geotehnični nadzor, ki je vključeval spremljanje izkopov za pilote. Zaradi izrazito kraškega terena smo v dnu predvidenih izkopov za pilote izvedli prevrtavanje z dletom v globino minimalno 5 m, da smo ugotovili morebitno nastopanje kavern.

Betonski del

Obtežba v betonski delavnici se je preko pilotov pod vzdolžnima gredama prenašala na pripravljena temeljna tla. Celotna obtežba v delavnici je bila sestavljena iz teže opažne konstrukcije, ki se je preko hidravličnih dvigalk prenašala direktno na temeljno peto ter iz teže razopaženega segmenta prekladne konstrukcije. Izdelan in razopažen takt betonske prekladne konstrukcije je slonel na dveh vzdolžnih AB zidovih. Zidova – drsni progji sta bila na vrhu opremljena z jeklenimi spoliranimi ploščami, na katere smo pred betoniranjem namestili drsne plošče (v delavnici smo uporabili za ta namen posebno trdo plastiko z nizkim trenjem – koterm, namazano z mastjo). Izdelan segment je v fazi narivanja skupaj z drsnimi ploščami drsel po jeklenih ploščah iz betonske delavnice.

Jekleni del

Ob vzdolžnih AB zidovih smo namestili dva primarna jeklena nosilca, ki sta bila podprta s hidravličnimi dvigalkami. Prečno so bili na njih položeni sekundarni jekleni nosilci, ki so bili izmenično zavetrovani. Ta jeklena konstrukcija je služila kot osnovno ogrodje na katerega je bil nameščen zunanji opaž in opaž za dno prekladne škatlaste konstrukcije.

Razopaževanje posameznega takta smo opravili s spustom celotne jeklene konstrukcije z opažem vred za 10 cm. Pri taktih s spremenljivim prečnim padcem vozišča, je bilo potrebno upoštevati diferenčno nadvišanje nad spodnjo stojino (do 5 cm). Spust opaža smo izvedli z istočasnim spuščanjem hidravlično povezanih dvigalk. Ko je bil spust izvršen, smo preverili uspešnost odstopanja opaža od celotne betonske površine, betonska konstrukcija je v tem primeru ležala samo še na drsnih progah in je bila pripravljena za premik.

Opazni del

Opaz je bil sestavljen iz zunanjega opaža, ki je bil vertikalno pomičen ter iz notranjega tunelskega opaža, ki se je popustil navznoter in se horizontalno prestavljal iz predhodnega potisnjenelega elementa.

Opazna konstrukcija je bila sestavljena iz tipskih elementov sistema NOE in se je naslanjala na prej opisan jekleni del, obložena pa je bila z lesenimi opažnimi ploščami debeline 20 mm. Notranji tunelski opaž je bil sestavljen iz paketov dolžine cca. 5 m. Nastavek stojin za 2. fazo betoniranja je omogočal tesno povezavo spodnjega dela tunelskega opaža z zunanjim opažem s pomočjo opažnih vijakov.

Po strditvi betona spodnje plošče (1. faza betoniranja) smo na postavljeno progo s pomočjo vitla izvlekli iz notranjosti prejšnjega betonskega segmenta posamezne pakete notranjega opaža, ki smo jih nato montirali in povezali s pomočjo veznih vijakov z zunanjim opažem in so tvorili fiksno oporo za vgrajevanje betona.

3.6.2 Jeklena konzolna konstrukcija – kljun

Dva polnostenska jeklena nosilca smo medsebojno povezali v prostorsko konstrukcijo imenovano kljun in je bila namenjena za zmanjševanje obremenitev v prekladni

konstrukciji v fazi narivanja. Kljuna sta bila dolžine 30 m oz. 30,5 m, dobavljena od podjetja Wito iz Linza. Širino kljuna smo prilagodili na širino 5,30 m, merjeno med osmi stojin kljuna.

Kljun ima na začetnem koncu posebno hidravlično opremo – dvigalko, s katero se izenači povese konzole ter se dvigne in nasloni na začasno drsno ležišče.

Dobavitelj kljuna je moral dostaviti načrte in dokazila kvalitete za jekleno konstrukcijo. Ob prevzemu je bilo potrebno pregledati predvsem geometrijsko ravnost spodnje pasnice ter kvaliteto spojnih sredstev. Nosilnost kljuna je bila sicer preverjena z gradnjo težjega prereza na večjem razponu (45,0 m) od zdaj predvidenega.

3.6.3 Hidravlična oprema za narivanje

Hidravlična oprema za narivanje, tipa Eberspächer, je imela kapaciteto:

- dviga z dvema dvižnima cilindroma $2 \times 7850 \text{ kN} = 15700 \text{ kN}$;
- potiska s štirimi potisnimi cilindri $4 \times 1520 \text{ kN} = 6080 \text{ kN}$, za kar je skrbel agregat z močjo 30 kW pri maksimalno 400 barih ter kapaciteti 7,5 m/h.

Hidravlično opremo smo namestili na aktiven opornik, kjer smo jo s štirimi vijaki sidrali v dva zavorna sedla. Tipična operacija potiskanja betonske prekladne konstrukcije je bila sestavljena iz:

- dviga prekladne konstrukcije z dvižnima cilindroma za maksimalno 8 mm (na to vrednost je bilo potrebno nastaviti varovalo višine dviga);
- potiska prekladne konstrukcije s potisnimi cilindri za tipičnih 25 cm;
- spusta vertikalnega dvižnega cilindra, pri čemer se je prekladna konstrukcija odložila na zavorno sedlo;
- praznega povratnega horizontalnega hoda potisnih cilindrov v osnovni položaj.

Sledilo je ponavljanje te operacije za celotno dolžino segmenta, tako da je konec betona prekladne konstrukcije dosegel začetek opažne delavnice. Narivanje konstrukcij smo izvajali v vzdolžnem vzponu 1,6–2,7% pri levem objektu oz. 2,1–2,7% pri desnem objektu, tako da je bilo potrebno pridrževanje konstrukcije za zdrs nazaj. Pridrževanje

izdelane konstrukcije smo izvedli s pomočjo zatičnega jeklenega čevlja, katerega smo vstavili skozi za to predvideno odprtino 30/30 cm v talni plošči vsakega takta tik pred sprednjo stranjo krajnega opornika.

Posebnost je premik 1. takta, ki ga še nismo mogli premikati s hidravlično opremo, ampak smo ga prvih 15 m izvlekli s pomočjo 2×2 kosa Dywidag palic (min. Φ 26,5 mm). Za premik zadnjega takta iz delavnice pa smo izdelali začasno podporo locirano v sredini razdalje med delavnico in krajnim opornikom. Na vrhu začasne podpore smo namestili začasni drsni ležišči, enako kot pri stebrih.

3.6.4 Drsna ležišča na stebrih in oporniku

Pred narivanjem konstrukcije preko stebra in opornika smo namestili začasna drsna ležišča, ki so omogočala vodenje konstrukcije z malim trenjem. Na izdelan AB ležiščni blok smo dobetonirali začasni AB nastavek s tlorisnimi dimenzijami 100/120 cm, v katerega smo sidrali jekleno polirano ploščo dimenzij 600/1000/35 mm. Vgrajena je bila v naklonu prekladne konstrukcije na tem mestu ter na višini, ki je omogočala vstavitve drsni plošč (armirani elastomer z obojestransko teflonsko površino skupne debeline 13 mm) pod spodnjo ploščo narivne prekladne konstrukcije.

V fazi narivanja konstrukcije je vstavljal delavec posebne drsne plošče med spodnji rob betonske konstrukcije ter med jekleno ploščo oblečeno v gladko nerjavečo pločevino, s čimer je bilo omogočeno drsenje konstrukcije. Drsne plošče so bile narejene iz armiranega elastomera s teflonsko površino na eni strani ali iz koterma in so bile dimenzij 600/1000 mm ter debeline 14 mm (nove plošče) oz. 13 mm (plošče v uporabi). Delavci na vsakem stebri so morali imeti na voljo sistem sporočanja v slučaju napake (varnostna ali signalna stikala, lokalna ali mobilna povezava ter podobno)⁶.

Glede na rezultate učinkovito doseženega trenja pri narivanju, kar je bilo razvidno iz potrebnih sil za potiskanje napram predvidenim silam, je bilo po polovici izdelane dolžine objekta izbrano oz. predpisano mazanje drsni ležišč oz. drsni plošč. S tem smo lahko regulirali potrebo po povečanju ali znižanju koeficienta trenja.

⁶ V kolikor bi prišlo do napake pri narivanju in ta ne bi bila javljena, bi lahko bilo to usodno za celoten objekt, saj bi lahko prišlo do različnih porušitev betona ali odmikov iz smeri narivanja.

3.6.5 Bočna vodila

Bočna vodila so predstavljali jekleni čevlji, ki so usmerjali vzdolžno gibanje konstrukcije v prečni smeri in so bili nameščeni na obeh straneh – levo in desno. Spodnja plošča konstrukcije in drsna ležišča so imeli predpisan ničen prečni nagib (kontaktne ploskve so bile horizontalne). Vodila so usmerjala objekt v radij ter preprečevala, da bi objekt padel med potiskanjem s stebrov zaradi bočnega vetra ali toleranc izvedbe.

Namestili smo jih na izhodu iz delavnice, na začetnem aktivnem oporniku ter na vsakem vmesnem stebri. Vsako bočno vodilo je bilo pritrjeno elastično – na stebre z 2 Dywidag palicama 26,5 mm, ki smo jih prednapeli z ročnim ključem ter jih po potrebi zategovali.

Za drsenje so se prav tako uporabljale vmesne plošče iz trde plastike – koterm. Morebitni prečni premiki oz. popravki smeri PAB konstrukcije so se izvajali istočasno z zadnjimi vzdolžnimi pomiki pri posameznem taktu. Le-to je izvajal delavec z vstavljanjem klina (npr. dve drsni plošči ali dve plošči in vmesni klin iz trdega lesa).

3.7 Materiali

Beton:

- podložni beton: C12/15;
- piloti: C25/30, XC2;
- temelji, blazine nad piloti: C25/30, XC2;
- oporniki s krili: C25/30, XD1, XF;
- stebri vmesnih podpor–spodnja kampada: C30/37, XD1, XF1;
- stebri vmesnih podpor–ostale kampade: C30/37, XD1, XF1;
- ležiščni bloki na podporah: C35/45, XD1, XF1;
- prekladni konstrukciji: C35/45, XD1, XF3;
- prehodne plošče: C25/30, XC2;
- hodniki, robni venci, BVO: C25/30, XD3, XF4.

Armatura:

- nosilna armatura: BSt 500 S (B).

Kabli:

- BBR VT CONA CMI (12/19 vrví Φ 0,6"), $f_{p0,1k}/f_{pk} = 1580/1860 \text{ N/mm}^2$;
- relaksacija $\leq 2,5\%$ pri $\sigma_{nap} = 0,7 \times f_{pk}$ po 1000 urah.

3.8 Faze gradnje

Pripravljalna dela:

- pripravljala dela in organizacija gradbišča;
- izdelava opažnih delavnic za izdelavo taktov prekladne konstrukcije.

Temeljenje in zemeljska dela:

- izdelava Benotto pilotov;
- izkop za vmesne podpore;
- izdelava točkovnih temeljev in pilotnih gred;
- zasip točkovnih temeljev in pilotnih gred;
- humusiranje površin zasipov.

Podporna konstrukcija:

- izdelava krajnih opornikov s krili;
- izdelava vmesnih podpor – stebrov;
- izdelava ležiščnih blazin;
- izvedba zasipnega klina za oporniki;
- izdelava prehodnih plošč.

Prekladna konstrukcija:

- izdelava prekladne konstrukcije;
- vgrajevanje končnih ležišč na stebrih in na opornikih.

Krov:

- vgrajevanje dilatacij;
- izvedba horizontalne hidroizolacije – pod hodniki;
- montaža betonskih varnostnih ograj – BVO;
- izvedba hodnikov in robnih vencev;
- montaža kovinske vroče cinkane varnostne ograje;

- izvedba hidroizolacije na voziščni plošči in lepljenje elastičnega bitumenskega traku (tesnitev med asfaltom in robnikom, BVO);
- izvedba zaščitnega sloja hidroizolacije iz asfalta in izvedba obrabnega sloja asfalta.

Odvodnjavanje:

- vgradnja mostnih talnih izlivnikov;
- montaža LTŽ kanalizacijskega sistema za odvodnjavanje meteorne vode;
- vgradnja jeklenih cevk za odvajanje pronicujoče vode.

Prometna oprema:

- izvedba horizontalne in vertikalne signalizacije.

Ostala dela:

- tesnitev fug med BVO in hodniki;
- izdelava stopnic;
- tlakovanje pobočij pod objektom s travnimi oblikovniki;
- vgradnja jeklenih vrat za vstop v opornike in jeklenih loput za vstop v prekladno konstrukcijo;
- vgradnja merilnih čepov;
- pritrditev plošče z oznako izvajalca;
- izvedba obremenilne preizkušnje.

3.9 Tehnologija gradnje

3.9.1 Izdelava betonskih delavnic za izdelavo taktov prekladne konstrukcije

Izdelava betonske delavnice je opisana v poglavju 3.6.1.



Slika 3.1: Izdelava betonskih delavnic

3.9.2 Temeljenje in zemeljska dela

3.9.2.1 Izdelava Benotto pilotov

Za izdelavo AB pilotov smo uporabili Benotto tehnologijo. Pri tej tehnologiji se pilote izdeluje z izkopom vrtine z vravnimi grabilci, za neprehodne dele vrtine pa se uporabi sekač, posebno oblikovano kladivo oz. dleto, ki razbija trdnejše materiale. Po izkopu vstavimo armaturni koš v vrtino in ga zalijemo z betonom.

Faze izdelave pilotov:

- izkop za pilote;
- vgradnja armaturnih košev;
- vgradnja betona.

Izkop za pilote obsega:

- postavitve prve dvoplaščne cevi v lavirni agregat na mikro lokaciji pilotov (predhodna zakoličba). Prva cev oz. uvodna kolona je nazobčana, kar omogoča napredovanje pri osciliranju;
- kontrola natančnosti postavitve, glede na zakoličbo;
- potiskanje cevi v tla s hidravličnimi cilindri na oscilatorju, z istočasnim vrtenjem – osciliranjem, rezanje poteka s krono, nazobčanim delom uvodne cevi;
- hkrati s potiskanjem obložnih cevi poteka izkop z enovravnimi grabilniki ustreznega premera. Izkop se izvaja samo znotraj zaščitne dvoplaščne cevi, brez spodkopavanja pod dnom obložne cevi – kolone. To je pomembno zato, ker je potrebno preprečiti morebitno razširitev pilotov in povečanje porabe betona zaradi zloma oz. porušitve sten vrtine;
- delovne dvoplaščne cevi se medsebojno spajajo s posebnimi spoji (zagozde), ki zagotavljajo tesnost ter prenos navpičnih in torzijskih sil;
- ko se doseže kompaktna podlaga, je v primeru, da ni možno napredovati z obložnimi cevmi in ni možen izkop z grabilnikom, potrebno izkop nadaljevati s sekačem ustreznega premera;
- izkop v podlago – vpetje se izvede v dolžini, ki je zahtevana v projektu ali pa jo v soglasju s projektantom določi geomehanski nadzor;
- izkop na prvih pilotih se izvede ob obveznem kontinuiranem spremstvu geologa ali geomehanika oz. njegovega pooblaščenca;
- izkop za pilote lahko poteka v pogojih talne vode. V teh primerih je potrebno čiščenje dna vrtine pred vgradnjo armature zaradi boljšega, neposrednega stika podlage in betona;
- po izvršenem armiranju in betonaži posameznega pilota je treba odstraniti izkopani material z nalaganjem in odvozom iz delovnega platoja gradbišča;
- sočasno z izkopom se spremlja geološka sestava tal, ki se evidentira v vrtalno – gradbeni dnevnik. Evidentira se tudi prehod v podlago ter začetek in konec izkopa z uporabo sekača.



Slika 3.2: Izkop za pilote

Vgradnja armaturnih košev in betona

Armaturne koše za pilote smo pripravili v železokrivnici. Pred vgradnjo armaturnega koša je bil potreben pregled izdelane armature, ki ga je izvedla pooblaščen oseba investitorja – nadzor. Vgradili smo lahko le očiščeno oz. po potrebi razmaščeno armaturo, rebrasto armaturo BSt 500 S (B). Armaturne koše, daljše od 12,00 m, je bilo potrebno izdelati iz več delov z ustreznim preklopom in možnostjo spajanja z varjenjem (obveza po najmanj štirih montažnih gladkih palicah, ki omogočajo varjenje oz. vgradnjo armaturnega koša). Znotraj armaturnega koša smo do dna vrtine vstavili kontraktorsko cev z lijakom na ustju vrtine. Vgradnja betona skozi kontraktor je zagotavljala zahtevano projektirano kvaliteto betona in homogenost pilota po celi dolžini pilota. V pilote smo vgrajevali le črpni beton C25/30 oz. črpni beton po projektu.

Za zagotovitev zahtevane kvalitete betona in za zagotovitev kvalitete izdelanih pilotov je bilo nujno upoštevati tudi naslednja navodila:

- pred vgradnjo armaturnih košev, takoj po izkopu, je treba ob prisotnosti pooblaščenca naročnika ugotoviti končno globino izkopa. Le-ta se vpiše v vrtno – gradbeni dnevnik ali gradbeno knjigo in rojstni list pilota;
- po vgradnji armature in namestitvi kontraktorskih cevi se delavci pripravijo na betoniranje. Opravijo vizualni pregled kontraktorskih cevi pred vgradnjo betona, pregled in morebitno popravilo hidravličnih spojev in sklopov na lavirki, da se zagotovi varno in kvalitetno betoniranje – izvlačenje obložnih cevi, ki je predpogoj za uspešno betoniranje;
- iz vsakega avtomešalca se obvezno vzame en vzorec betona za meritev posedka betona po SLUMP testu. V kolikor je posedek (razlitje) v mejah 160–210 mm, se beton lahko vgrajuje. V nasprotnem primeru se beton zavrne proizvajalcu. Rezultate meritev se evidentira v posebno knjigo in dnevno podpisuje;
- iz enega od avtomešalcev, po izbiri nadzora, se vzame vzorec betona za preizkusno kocko – za vsak pilot. Odvzem in skrb za vzorce prevzame dobavitelj betona. Hkrati je obveza dobavitelja betona tudi odvzem betona za preizkusne kocke v betonarni, v skladu s predpisi;
- vgradnja betona mora potekati tako, da se beton iz avtomešalca stresa direktno v lijak kontraktorskih cevi. Pred vgradnjo prve količine betona se v dno lijaka kontraktorja postavi čep, ki prepreči mešanje in izpiranje betona s talno vodo;
- po zapolnitvi približno pol vrtine se izvrši skrajševanje zaščitne kolone in kontraktorja za dolžino ene cevi. Pri tem kontraktor ostane potopljen v betonu vsaj 2,00 m. Isto velja, da vsaj 2,00 m betona ostaja znotraj zaščitne cevi po skrajševanju. Zagotovljena mora biti tudi vodotesnost kontraktorja. Izvlačenje kolone mora potekati z laviranjem do površine. Direktni izvlek zadnje cevi (uvodne) brez laviranja lahko povzroči prekinitev pilota ali morebitno zmanjšanje premera zaradi vtoka tekočega blata v pilot (vakuum). Betoniranje se izvaja izključno preko kontraktorja;

- izkustveno se na gradbišču vedno ugotovi potrebna višina betona, da tudi po izvleku zaščitne cevi in kontraktorja pilot ostane zabetoniran približno 0,5 m nad projektirano koto pilota;
- višina betona in poraba betona se evidentirata v gradbeni dnevnik. Povprečna poraba betona je računsko količina teoretičnega volumna pilota, povečana za 5–10%, odvisno od materialov v katerih se piloti izvajajo. V kolikor bi bila poraba betona večja, je potrebno razjasniti vzroke in ustrezno ukrepati.

Na izdelanih pilotih smo v dokaz kvalitetne izvedbe in nosilnosti izvedli preiskave zveznosti pilotov. Ta preiskava se je izvajala na 100% izdelanih pilotih. Pilote, ki smo jih testirali, pa je določil nadzorni geomehanik ali nadzor. Za nemoteno izvedbo testa je bilo potrebno omogočiti dostop do kvalitetnega betona pilota ter na pilotu izbrusiti mersko površino dimenzij 10×10 cm za pritrditev senzorjev. Rezultati preiskav so se dostavili s končnim poročilom, mnenje pa se je takoj po meritvah vpisalo v gradbeni dnevnik. Meritve zveznosti je izvajalo pooblaščenno podjetje. Dinamični obremenilni test, metoda dokazovanja nosilnosti pilotov, pa se izvaja po izrecnem naročilu projektanta ali naročnika.

Materiali:

- armatura: BSt 500 S (B);
- beton: C25/30, XC2.

Stroji in naprave:

- vrtalna garnitura za pilote: izkop za pilote;
- betonska avtočrpalka: vgrajevanje betona;
- vibrator: komprimiranje betona;

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz opaža, armature in drugih materialov;
- avtomešalec: prevoz betona.



Slika 3.3: Piloti

3.9.2.2 Izkop za vmesne podpore

Pred pričetkom zemeljskih del je bilo potrebno od predstavnikov upravljalcev komunalnih vodov preveriti lokacije posameznih vodov na terenu.

Odrinjeni humus in izkopano zemljino smo začasno deponirali ob objektu, odpadni material pa smo odvažali do komunalno urejene deponije neuporabnega materiala.

V primeru vdora vode v gradbeno jamo smo le-to prečrpavali s pomočjo potopne vodne črpalke.

Stroji in naprave:

- rovokopač: izkopi, odrivi in nakladanje;
- buldožer: izkopi in odrivi;
- bager: izkopi in nakladanje.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: odvozi zemeljskih mas.

3.9.2.3 Izdelava točkovnih temeljev in pilotnih gred

Tlorisne dimenzije plitvih temeljev v osi 1 in 2 so 7,50/6,50 m, v osi 3, 4 in 5 pa 7,50/7,50 m. Temelji 1–5 imajo debelino 1,80 m. Globoko temeljene podpore v osi 6, 7 in 8 so preko pilotnih blazin, tlorisnih dimenzij 6,50/7,50 m in prav tako debeline 1,80 m, vpete v po 4 uvertane pilote premera 150 cm in dolžin 9,0–24,5 m. Piloti so vpeti 3,5 m globoko, točkovni temelji pa minimalno 1,50 m v prepokan oz. kompakten apnenec. Točkovne temelje in pilotne grede smo izvedli s stenskimi tipskimi opaži.

Faze izgradnje:

- nameščanje opaža;
- nameščanje armature v opaž;
- zapiranje opaža;
- betoniranje;
- razopaževanje in nega betona.

Postopek izgradnje:

- betoniranje točkovnih temeljev in pilotnih gred;
- nega in staranje betona.

Z betoniranjem točkovnih temeljev in pilotnih gred smo pričeli, ko je bila položena in zvezana vsa armatura po projektu ter nameščen celoten sistemski stenski opaž. Pri nameščanju opaža je bilo potrebno paziti, da je bil zagotovljen zaščitni sloj betona armature. Svežo betonsko mešanico smo vgrajevali s pomočjo betonske črpalke v slojih do 50 cm. Časovni razmak vgrajevanja posameznih slojev je moral biti takšen, da je bilo omogočeno popolno revibriranje spodnjega sloja. Vibriranje je potekalo s pervibratorskimi iglami. Z vibriranjem smo zagotovili gladko površino sten po razopaževanju, brez segregiranih mest. Betoni so bili pripravljene po zahtevah projekta, po sestavi proizvajalca betonov na atestirani betonarni. Beton je bil prirejen za transport s črpalko.

Da je beton dosegel pričakovane projektirane lastnosti sta bila potrebna temeljita nega in zaščita, ki sta morala trajati primerno dolgo. Po zgoščevanju betona omogoči prvo zaščito pred soncem in vetrom sam opaž. Po razopaženju pa je bilo potrebno nadaljevati z nego

betona na tak način, da smo betonske površine zaščitili s pobrizgom Kontrasol–a. S pobrizgom smo preprečili prehitro izparevanje vode iz svežega betona in tako zaščitili sveže betonske površine pred vplivom sonca, vetra in dežja.

Materiali:

- armatura: BSt 500 S (B);
- beton: C25/30, XC2.

Stroji in naprave:

- avtodvigalo: dviganje opaža;
- betonska avtočrpalka: vgrajevanje betona;
- vibrator: komprimiranje betona.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz opaža, armature in drugih materialov;
- avtomešalec: prevoz betona.

Oprema:

- opaž: tipski stenski opaži, vezane plošče, gradbeni les.



Slika 3.4: Betoniranje temelja

3.9.2.4 Zasip točkovnih temeljev in pilotnih gred vmesnih podpor

V gradbeno jamo okrog temeljev, ki je bila v globini osnovne kamnite hribine, se je dodatno vgradil beton zaradi onemogočanja pomikov temelja in vpetosti temelja v osnovno hribino. Ostali del zasipa se je izvedel z izkopanim materialom, ki ga je bilo potrebno izvršiti tako, da je bila priključna brežina odmaknjena od temelja – pilotne grede vsaj 1,0 m in ob peti temelja vsaj 0,5 m. Pri zasipu smo posvetili veliko pozornost komprimiranju in s tem vplivali na konsolidacijski postopek. Prostor, ki se nahaja v območju zasipa ne omogoča uporabo večjih komprimacijskih strojev, včasih pa ti stroji z večjo komprimacijsko energijo niso dovoljeni zaradi prevelikih dinamičnih vplivov na podporno konstrukcijo premostitvenega objekta. Zaradi tega smo komprimirali posamezne sloje z manjšimi komprimirnimi sredstvi (vibracijska plošča ali mali ročni vibracijski valjar). Debelina enega sloja komprimiranja je bila lahko največ 25–30 cm. Zgoščenost vsake plasti zasipa smo dokazovali z rezultati tekočih preiskav.

Stroji in naprave:

- rovokopač: odrivi, razgrinjanje;
- valjar: komprimiranje slojev;

- vibracijska plošča: komprimiranje slojev.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: dovoz zasipnega materiala.

3.9.3 Spodnja konstrukcija

3.9.3.1 Izdelava krajnih opornikov s krili

Na ljubljanski strani se objekt zaključuje na poševnem pobočju. Na tem mestu smo izvedli dva plitvo temeljena krajna opornika, ki sta med seboj povezana z opornim zidom in sta zamaknjena za cca. 11,0 m. Širina levega opornika je 15,2 m, desnega pa 13,0 m. V smeri Obrežje se viadukt nadaljuje z AC nasipom višine 11,0 m. Tukaj smo izvedli enovit krajni opornik, ki je globoko temeljen preko 2 vrst uvrtnih AB pilotov premera 150 cm in dolžine 19,0 oz. 21,0 m. Opornik v osi 9 ima širino 27,60 m. Vsi oporniki imajo komoro z vzdrževalnim hodnikom svetle odprtine 1,4/3,0 m. Za komoro je izveden parapetni zid debeline 60 cm, s kratkima konzolama za naleganje prehodne plošče ter dilatacije. Oporniki so na zunanjih straneh zaključeni s konzolnimi krili dolžin 4,2 m, 4,7 m oz. 5,0 m in debeline 0,50 m. Opornike s krili smo izvedli s stenskim tipskimi opaži.

Faze izgradnje:

- nameščanje opaža za opornik;
- nameščanje armature v opaž;
- zapiranje opaža;
- betoniranje opornika in kril;
- razopaževanje in nega betona.

Postopek izgradnje:

- betoniranje opornikov in kril;
- nega in staranje betona.

Zahteve pri vgradnji armature, betona in negi betona so bile enake kot pri temeljih.

Materiali:

- armatura: BSt 500 S (B);
- beton: C25/30, XD1, XF1.

Stroji in naprave:

- avtodvigalo: dviganje opaža;
- betonska avtočrpalka: vgrajevanje betona;
- vibrator: komprimiranje betona.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz opaža, armature in drugih materialov;
- avtomešalec: prevoz betona.

Oprema:

- opaž: tipski stenski opaži, vezane plošče, gradbeni les.



Slika 3.5: Izdelava levega opornika na ljubljanski strani

3.9.3.2 Izdelava vmesnih podpor – stebrov

Prečni prerez stebrov vmesnih podpor je modificiran "I" prerez gabaritnih dimenzij 4,40×2,20 m. Stebri višine 9,40–20,20 m se v zgornjem delu v višini 3,30 m krakasto razširijo na širino 6,30 m. Na ta način je preko glave stebra zagotovljen zvezen prenos sil iz prekladne škatlaste konstrukcije trapezne oblike s širino spodnje plošče 5,80 m. Na vrhu stebrov je predviden prostor začasnih drsnih ležišč za fazo narivanja ter končnih lončnih ležišč, kakor tudi za dvigalke namenjene menjavi ležišč. Stebri vmesnih podpor v oseh 1–5 so temeljeni plitvo, preostali pa globoko. Stebre smo gradili po kampadah $h = 3,0$ m.

Faze izgradnje:

- nameščanje delovnega odra (za kampade nad 2,0 m);
- nameščanje opaža za steber;
- nameščanje armature v opaž;
- zapiranje opaža;
- betoniranje stebra;
- razopaževanje in nega betona.

1. KAMPADA – izvedba:

1. dan:

- polaganje in vezanje armature po projektu;
- namestitev premičnega opaža;
- betoniranje kampade.

2. KAMPADA IN NASLEDNJE KAMPADE – izvedba:

2. dan:

- razopaževanje stebra;
- odmik opaža, zaščita in nega betona;
- očiščenje in mazanje opaža.

3. dan:

- montaža odrov;
- polaganje in vezanje armature po projektu;
- namestitev opaža na ustrezno višino;
- betoniranje kampade.

Postopek izgradnje:

- betoniranje stebrov;
- nega in staranje betona.

Zahteve pri vgradnji armature, betona in negi betona so bile enake kot pri temeljih in krajnih opornikih.

Materiali:

- armatura: BSt 500 S (B);
- beton: C30/37, XD1, XF1.

Stroji in naprave:

- avtodvigalo: dviganje opaža;
- betonska avtočrpalka: vgrajevanje betona;
- vibrator: komprimiranje betona.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz opaža, armature in drugih materialov;
- avtomešalec: prevoz betona.

Oprema:

- opaž: tipski stenski opaži, vezane plošče, gradbeni les.



Slika 3.6: Izdelava glave stebra

3.9.3.3 Izvedba zasipnega klina za oporniki

Zasipne kline za oporniki smo izdelali iz nevezljive zemljine (gramozni material). Kline za objekti je bilo potrebno izdelati tako, da je bila priključna brežina odmaknjena od opornika vsaj 1,0 m in ob peti temelja vsaj 0,5 m. Območja klinov pod prehodnimi ploščami morajo biti prav tako konsolidirana. Pri izvedbi klina smo, tako kot pri temeljih, posvetili veliko pozornost komprimiranju in s tem vplivati na konsolidacijski postopek. Zahteve in postopek komprimiranja zasipnih klinov za oporniki so bili enaki kot pri zasipu temeljev. Zgoščenost vsake plasti zasipa smo dokazovali z rezultati tekočih preiskav.

Stroji in naprave:

- rovokopač: izkopi, odrivi in nakladanje;
- buldožer: izkopi, odrivi;
- bager: izkopi, nakladanje;
- valjar: komprimiranje slojev;
- vibracijska plošča: komprimiranje slojev.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: dovoz nasipnega materiala.



Slika 3.7: Izvedba zasipnega klina za opornikom

3.9.3.4 Izdelava prehodnih plošč

Pod voziščem nad višjim priključnim nasipom smo izdelali trojno prehodno ploščo dolžine $3,70 + 2,50 + 2,50$ m, na vozišču z nižjim nasipom pa enojno prehodno ploščo dolžine 3,70 m. Debelina prehodnih plošč je 25,0 cm.



Slika 3.8: Izdelava prehodne plošče

3.9.4 Zgornja konstrukcija

3.9.4.1 Izdelava prekladne konstrukcije

Prekladna konstrukcija obeh objektov je kontinuirana prednapeta škatlasta konstrukcija preko 9 polj. Teoretični razponi levega objekta znašajo $26,91 + 6 \times 37,87 + 2 \times 26,91$ m, skupna dolžina med dilatacijama pa 311,93 m. Dolžina desnega objekta med dilatacijama je 303,03 m, razponi med osmi podpor pa so $2 \times 27,09 + 5 \times 38,13 + 2 \times 27,09$ m.

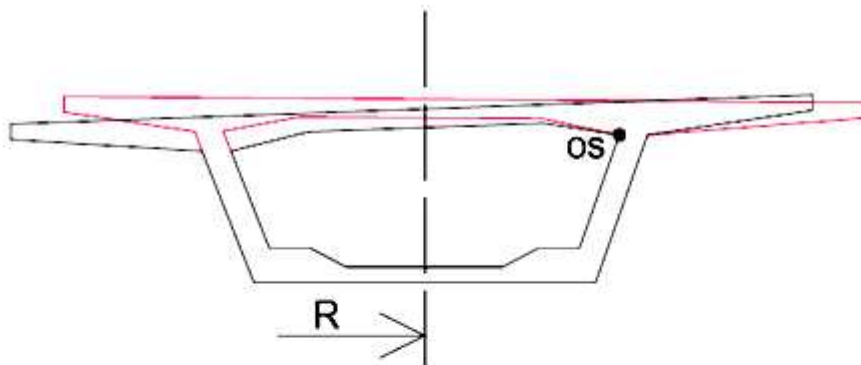
Prečni prerez posamezne prekladne konstrukcije je prednapeta armiranobetonska škatlasta konstrukcija s statično višino 2,80 m in poševnimi stojinami debeline 45 cm. Širina spodnje plošče je 5,80 m debelina pa 25 cm. V območju stika s stojinama ima plošča vuti širine 1,30 m in debeline 25–55 cm. Debelina voziščne plošče je 30–55 cm, obojestranskih konzol pa 55–23 cm. Dolžina konzol je spremenljiva, tako za notranji kot za zunanji konzoli. Skupna širina prekladne konstrukcije je 13,61 m. V območju podpor se je izvedel prečnik debeline 2,0 m, spodnja plošča pa ima tukaj debelino 55 cm. V srednjem – petem polju se je v četrtini razpona izvedla lizena za preklop paraboličnih kablov širine 2,5 m in debeline 1,35 m.

Predvidena je bila tehnologija gradnje prekladne konstrukcije s postopnim narivanjem. Za izdelavo ene prekladne konstrukcije je bilo potrebno izdelati 17 delovnih taktov. Dolžine posameznih taktov prekladne konstrukcije pri desnem objektu so 19,072 m, 13,241 m, 16,312 m ter 18,939 m, 13,165 m, 16,194 m, 18,657 m pri levem objektu. Prvih 7 taktov ima voziščna konstrukcija konstantni prečni padec 3,5%, naslednjih 10 taktov pa spremenljiv prečni padec in sicer od 3,5% do –0,67% pri desnem objektu ter od 3,5% do –0,45% pri levem objektu. Izdelava tipičnih taktov – vmesnih taktov je trajala 7 dni, začetnega in končnega takta pa po 10 dni. Predvidena je bila istočasna gradnja obeh prekladnih konstrukcij.

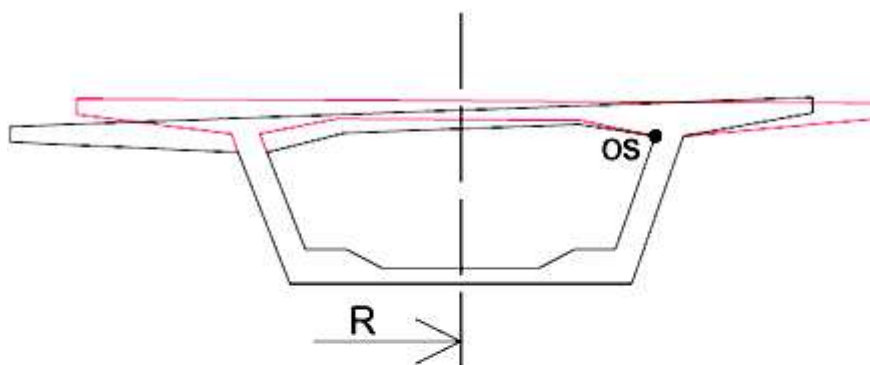
Faze izgradnje:

- postavitve betonske delavnice;
- izdelava prvega takta s pritrjevanjem kljuna;
- premik takta na podporno konstrukcijo;
- izdelava in centrično prednapenjanje ostalih taktov ter premiki po podporni konstrukciji vse do opornika na drugi strani;
- ekscentrično prednapenjanje konstrukcije.

Pri gradnji viadukta 6–2 Ponikve smo zaradi neugodnih elementov vozišča narivanje celotnih prekladnih konstrukcij izvedli po osi nadomestnega radija in sicer $R = 2139,62$ m za levi objekt in $R = 2154,42$ m za desni objekt. Os vozišča je namreč v začetnem delu, cca. 148 m pri levem objektu in cca. 138 m pri desnem objektu, v horizontalnem radiju 1500 m, naprej pa v dveh prehodnicah, $A_1 = 425$ m in $A_2 = 334$ m. Os nadomestnega radija predstavlja os spodnje plošče škatle preklade in ni identična s cestno osjo. Potek robov vozišča je zagotovljen s spremenljivo dolžino obojestranskih konzol škatle, spremenljiv prečni padec vozišča v območju prehodnic pa s spremenljivo višino leve stojine škatle. Vse to smo dosegli s prilagajanjem opaža leve stojine na ustrezno višino, za posamezen takt, v delavnici.



DESNI OBJEKT							
TAKT	PREREZ	NAGIB [%]	STOJINA [m]		KONZOLA [m]		RADIJ [m]
			LEVA	DESNA	LEVA	DESNA	
1D	1-1	3.50	1.568	1.832	3.246	2.805	2154.42
17D	3-3	0.67	1.884	1.832	2.223	3.705	2154.42



LEVI OBJEKT							
TAKT	PREREZ	NAGIB [%]	STOJINA [m]		KONZOLA [m]		RADIJ [m]
			LEVA	DESNA	LEVA	DESNA	
1L	1-1	3.50	1.568	1.832	3.863	2.188	2139.62
17L	3-3	0.45	1.867	1.832	2.630	3.305	2139.62

Slika 3.9: Vijačenje prekladne konstrukcije

1. TAKT PREKLADNE KONSTRUKCIJE – izvedba:

1. dan – ponedeljek:

- priprava celotnega zunanjšega opaža;
- začetek polaganja in vezanja armature spodnje plošče in stojin.

2. dan – torek:

- polaganje in vezanje armature spodnje plošče in stojin;
- polaganje kablov v spodnjo ploščo in stojine;
- zapiranje čelnih strani opaža za betoniranje spodnje plošče;
- betoniranje spodnje plošče betonskega okvirja prekladne konstrukcije;
- začetek polaganja in vezanja armature konzol.

3. dan – sredo:

- namestitev in priprava tunelskega opaža;
- polaganje in vezanje armature konzol;
- polaganje kablov v zgornjo ploščo prekladne konstrukcije;
- začetek polaganja in vezanja armature zgornje plošče prekladne konstrukcije.

4. dan – četrtek:

- polaganje in vezanje armature zgornje plošče prekladne konstrukcije;
- namestitev kovinskih profilov na višino betoniranja zgornje plošče;
- zapiranje čelnih in bočnih strani opaža za betoniranje zgornje plošče;
- zapiranje čelnih strani opaža za betoniranje stojin;
- betoniranje zgornje plošče in stojin prekladne konstrukcije.

5. dan – petek:

- nega in staranje betona.

6. dan – sobota:

- nega in staranje betona.

7. dan – nedelja:

- nega in staranje betona.



Slika 3.10: Polaganje armature spodnje plošče in stojin 1. takta



Slika 3.11: Betoniranje zgornje plošče 1. takta

2. TAKT IN OSTALI TAKTI PREKLADNE KONSTRUKCIJE – izvedba:

1. dan – ponedeljek:

- kontrola trdnosti betona s preizkusnimi kockami;

- napenjanje centričnih kablov;
- sprostitvev zunanjega opaža z znižanjem hidravličnih dvigalk;
- narivanje prekladne konstrukcije;
- injektiranje napetih kablov;
- spust in odmik tunelskega opaža;
- čiščenje, dvig in fiksiranje zunanjega opaža v projektirani legi;
- začetek polaganja in vezanja armature spodnje plošče in stojin.

2. dan – torek:

- polaganje in vezanje armature spodnje plošče in stojin;
- polaganje kablov v spodnjo ploščo in stojine;
- zapiranje čelnih strani opaža za betoniranje spodnje plošče;
- betoniranje spodnje plošče betonskega okvirja prekladne konstrukcije;
- začetek polaganja in vezanja armature konzol.

3. dan – sredo:

- namestitev in priprava tunelskega opaža;
- polaganje in vezanje armature konzol;
- polaganje kablov v zgornjo ploščo prekladne konstrukcije;
- začetek polaganja in vezanja armature zgornje plošče prekladne konstrukcije.

4. dan – četrtek:

- polaganje in vezanje armature zgornje plošče prekladne konstrukcije;
- namestitev kovinskih profilov na višino betoniranja zgornje plošče;
- zapiranje čelnih in bočnih strani opaža za betoniranje zgornje plošče;
- zapiranje čelnih strani opaža za betoniranje stojin;
- betoniranje zgornje plošče in stojin prekladne konstrukcije.

5. dan – petek:

- nega in staranje betona.

6. dan – sobota:

- nega in staranje betona.

7. dan – nedelja:

- nega in staranje betona.

Betoniranje prekladne konstrukcije

- Betoniranje spodnje plošče;
- betoniranje stojin in zgornje – voziščne plošče;
- nega in staranje betona.

Predpogoj, da smo lahko začeli z betoniranjem prekladne konstrukcije, je bil v celoti pravilno nameščen zunanji in tunelski opaž ter pravilno položena in zvezana armatura in kabli za prednapenjanje. Opaž za celoten takt je bil sestavljen iz zunanjega dela, ki je zajemal opaž spodnjega dela spodnje plošče, zunanji del stojin in opaž konzole, ter iz tunelskega opaža, kateri je bil namenjen opaženju notranje strani okvirja prekladne konstrukcije.

Po prevzemu armature in kablov smo lahko pristopili k betoniranju 1. faze tipičnega takta, to je spodnje plošče. Na zgornji strani armature spodnje plošče smo navezali pomožno profilsko letev, katera je bila z distančniki navezana na pravo višino glede na spodnji del opaža. Beton smo vgrajevali s pomočjo betonske črpalke v slojih 25–55 cm. Najprej smo betonirali ploščo samo, nato pa obe vuti in nastavka za stojine. Zgornjo površino smo izvlekli z aluminjastimi letvami, katere so drsele po pomožnih profilskih letvah. Na koncu smo površino obdelali s plastičnimi in lesenimi zidarskimi gladilkami. Za tipični takt dolžine 19 m smo v 1. fazi betonaže vgradili približno 45 m³ betona.

Po prevzemu opaža, armature in kablov 2. faze smo lahko pristopili k betonaži stojin in voziščne plošče. Najprej smo betonirali stojine po slojih 40–50 cm. Posebno pozornost smo posvetili kompaktiranju betona z vibriranjem in revibriranjem zaradi nameščenih paraboličnih kablov v stojinah. Parabolične kable smo namestili bližje notranjemu opažu. Zgornjo ploščo in konzole smo betonirali v enem sloju. In sicer, zgornjo ploščo v sloju 30–55 cm in konzole v sloju 55–23 cm. Betoniranje plošče se začne na začetku vzdolžne osi in poteka v polje. Površino betona zgornje plošče smo izvlekli z vibracijsko letvijo tipa Trimex, katera je drsela po pomožnih profilskih letvah na robu konzole. Za tipični takt dolžine 19 m smo v stojine in voziščno ploščo vgradili približno 126 m³ betona.

Z nego in zaščito betona smo začeli v čim krajšem času po opravljenem zgoščevanju. Za preprečitev manjših razpok se je izvedlo tako imenovano revibriranje. V primeru vetra in sonca bi pričeli nego izvajati med samo betonažo z oprševanjem z motorno škropilnico, ki tvori drobne vodne kapljice. Betonske površine smo nato pokrili z omočenim polstom na katerega smo položili plastično folijo. To smo izvedli takoj, ko smo lahko brez odtisa stopili na površino betona. Folijo smo obtežili, da jo veter ni odgrnil. Med staranjem betona je bilo potrebno spremljati vlažnost polsti. Običajno smo polst močili 3–krat dnevno. Betonske površine ne smemo škropiti z mrzlo vodo, ker lahko le–ta povzroči resne temperaturne napetosti in zgodnje razpoke površinskega sloja. Takšna nega betonske površine je potekala en teden. Nego smo morali dosledno izvajati.



Slika 3.12: Pogled na viadukt v času gradnje

Prednapenjanje prekladne konstrukcije

Prekladna konstrukcija je prednapeta z notranjimi – sovprežnimi centričnimi in paraboličnimi kabli. Premer posameznega pramena znaša 150 mm^2 , upoštevana pa je bila kakovost jekla $1580/1860 \text{ N/mm}^2$. Centrični kabli 1. faze so nameščeni v zgornji coni – voziščni plošči po 4 kabli $19 \times 0,6''$ in 4 kabli $12 \times 0,6''$ ter v spodnji coni – spodnji plošči 2 kabla $19 \times 0,6''$ in 2 kabla $12 \times 0,6''$. V 2. fazi se je napenjalo parabolične kable, ki potekajo v

stojinah škatle prekladne konstrukcije (2×2 kabla $19 \times 0,6''$). Ti kabli so se izvedli v dveh delih, tako da se jih je napenjalo na koncih objekta ter na lizeni v srednjem polju.

Izvajanje prednapenjanja je potekalo ob upoštevanju vseh navodil in zahtev, ki jih je predpisal BBR VT CONA CMI za svoj sistem. Prednapenjanje je opravila specializirana delovna skupina, ki jo je vodil pooblaščen inženir. Ta je bil odgovoren za kvaliteto dela in za varnost tehnološkega postopka. V primeru kakeršnih koli nejasnosti bi moral vodja prednapenjanja poklicati odgovornega projektanta.

Za vsak kabel, ki se je prednapenjal, se je moral voditi protokol – zapisnik, v katerega so se vpisovali osnovni podatki iz projekta in vsi podatki, ki so se morali zabeležiti pri samem prednapenjanju. Ti podatki so:

- datum betoniranja konstrukcije;
- datum prednapenjanja, temperatura zraka, vremenski pogoji;
- trdnost betona;
- inventarna številka opreme za prednapenjanje;
- odčitne vrednosti pritiska na manometru napenjalke, temu ustrezne sile v kablu in izvleček kabla;
- opombe o nastalih spremembah oz. neskladjih.

Prekladno konstrukcijo viadukta smo prednapeli s centričnimi in zunanji ekscentričnimi kabli, ki so sestavljeni iz sledečih elementov:

- fiksno sidro na začetku kabla, komplet s sidrno glavo in klini, prenosnim ohišjem, spiralno armaturo ter konusnim PE ohišjem;
- nepremična sklopka na koncu vsakega takta, komplet s sidrnimi elementi;
- premično sidro na koncu kabla, komplet s sidrno glavo in klini, prenosnim ohišjem, spiralno armaturo ter konusnim PE ohišjem;
- zaščitne kovinske cevi;
- snop iz 12 oz. 19 vrvi.

Vgrajevanje kablov v konstrukcijo smo izvajali s postopkom vnosa posamezne vrvi v predhodno vgrajene zaščitne cevi. Zaščitne kovinske cevi smo postavili in pritrdili po projektu na nosilce kablov v armaturi konstrukcije. Spajanje kablov s fiksnimi sklopkami

je moralo biti izvedeno v ravnem delu kabla in sicer tako, da je bilo na strani sklopke minimalno en meter ravnega dela kabla. Snop, vgrajen v zaščitno kovinsko cev, je moral biti na napenjalni strani zadostno dolg. Zadostna dolžina snopa je bila potrebna pri napenjanju kabla s hidravlično napenjalko.

Z napenjanjem kablov smo lahko pričeli, ko je dosegel beton zahtevano trdnost. Minimalna trdnost betona v času prednapenjanja je morala znašati 32 MPa. V prvi fazi smo prekladno konstrukcijo prednapeli z 12 centričnimi ravnimi kabli in sicer 8 v zgornji plošči in 4 v spodnji plošči. Centrični kabli so enostransko prednapeti in sestavljeni na vsakem drugem delovnem stiku (taktu). Izjema je le v 1. delovnem taktu, kjer je polovica kablov krajših in so dolgi samo za dolžino enega takta. Vrstni red napenjanja je potekal po protokolu napenjanja. Najprej smo napeli 2 kabla v zgornji plošči (en na levi strani in en na desni strani), nato smo napeli 2 kabla v spodnji plošči (en na levi strani in en na desni strani), nazadnje pa smo napenjali še preostala 2 kabla v zgornji plošči. Doseženo silo napenjanja kabla smo kontrolirali z odčitavanjem pritiska na manometru hidravlične črpalke. Izvlečno dolžino kablov – izvleček pa smo merili na batu hidravlične napenjalke. V drugi fazi smo prekladno konstrukcijo prednapeli še s 4 ekscentričnimi kabli. V vsaki stojini sta nameščena po 2 kabla. Ekscentrične kable smo napenjali obojestransko po končanem narivanju prekladne konstrukcije.



Slika 3.13: Nameščanje napenjalke

Narivanje prekladne konstrukcije

Narivanje se je izvajalo po navodilih proizvajalca opreme, s primerno usposobljenimi pooblaščenimi delavci. Ekipa je obsegala:

- vodjo potiskanja, ki je koordiniral dela ostalih in sprejemal potrebne odločitve med potiskanjem;
- strojnika, ki je upravljal s hidravlično napravo;
- dva delavca, ki sta spremljala premike iz delavnice in oskrbovala bočna vodila pri delavnici;
- dva delavca, ki sta spremljala premike na oporniku in oskrbovala bočna vodila na oporniku;
- dva delavca na vrhu vsakega stebra, ki sta oskrbovala vsak svoje začasno ležišče z drsnimi ploščami ter po potrebi delavca za oskrbovanje bočnih vodil;
- dva delavca, ki sta čistila betonsko površino, ki je prihajala iz opaža ter odstranjevala letve iz odkapnih ali delovnih fug.



Slika 3.14: Narivanje zadnjega takta



Slika 3.15: Narivanje prekladne konstrukcije prek cestišča

Hidravlična oprema in postopek narivanja sta opisana v poglavju 3.6.3.

Monitoring v fazi narivanja

- Tolerance smeri in višin

Med fazo narivanja je bila potrebna sprotna geodetska kontrola, predvsem kontrola višin začasnih ležišč (toleranca = kota po projektu ± 3 mm, višinska razlika med ležišči na istem stebri pa je lahko bila maksimalno 1 mm). Narivanje smo usmerjali z bočnimi vodili na izhodu iz delavnice, na začetnem krajnem oporniku in vmesnih stebrih. Geodetska kontrola osi pa je bila sprotna med premikanjem in posebej intenzivna proti koncu narivanja vsakokratnega takta.

- Korekcija dolžine

Ker pri izvedbi lahko prihaja do toleranc dolžine, ki se lahko seštevajo, prav tako pa so izdelani segmenti podvrženi krčenju in lezenju betona ter temperaturnim razlikam, je bilo potrebno na vsake štiri takte preveriti dejansko izvedeno dolžino konstrukcije. To je pomenilo kontrolo in morebitno korekcijo na dolžini vsakih 80 m, kar je odgovarjalo dolžini dveh tipičnih razponov oz. enemu mesecu gradnje. Pri korekciji dolžin je bilo

potrebno upoštevati skrajšanje konstrukcije vsled krčenja, lezenja in prednapenjanja za cca. 0,5 mm/m.

- Deformacije stebrov

Posebno pridrževanje vrha stebrov med narivanjem ni bilo predvideno. Potrebna pa je bila kontrola premikov vrhov stebrov, kot je bilo predvideno po programu geodetskih meritev. Vizualno smo kontrolirali dno stebrov na pojav in velikost razpok.

- Vizualna kontrola betona

Beton prekladne konstrukcije je bilo potrebno pred in po vsakem premiku vizualno pregledati, s poudarkom na stiku kljuna in betonske konstrukcije (razpoke) ter delu spodnje plošče, preko katerega se je izvajalo narivanje (ravnost betonske površine, morebitne razpoke ali krušenje betona).

Injektiranje prednapetih kablov

Takoj po končanem potiskanju smo izvedli injektiranje prej napetih kablov. Injektirali smo na nižji strani, to je na koncu vsakokratnega elementa. Na višji strani, kjer so oddušne cevke, pa smo preverjali celovitost injektiranja posameznega kabla.

Injektiranje kablov ni dovoljeno pri temperaturi prekladne konstrukcije pod +5°C. Temperatura konstrukcije v področju kabelskih kanalov kot tudi temperatura malte pri injektiranju mora vsaj 5 dni po injektiranju znašati najmanj +5°C. Pri nizkih temperaturah ozračja bi bili zato potrebni posebni ukrepi za ohranitev toplote dotičnega področja gradbenega objekta in naprav. Pri temperaturah prekladne konstrukcije pod +10°C ali temperaturah ozračja pod +5°C mora biti izvedena dodatna preiskava glede na pretočnost in spremembo prostornine.



Slika 3.16: Kontrola pretočnosti injekcijske mase

Materiali:

- armatura: BSt 500 S (B);
- kabli: $f_{p0,1k}/f_{pk} = 1580/1860 \text{ N/mm}^2$, $E_j = 195 \text{ Gpa}$;
- beton: C35/45, XD1, XF3;
- injekcijska masa: čisti portland cement + dodatki + voda.

Stroji in naprave:

- avtodvigalo: vertikalni transport;
- betonska avtočrpalka: vgrajevanje betona;
- vibrator: komprimiranje betona.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz opaža, armature in drugih materialov;
- vlačilec: prevoz tehnološke opreme, armature;
- avtomešalec: prevoz betona.

Oprema:

- betonska delavnica;
- hidravlična oprema za narivanje;
- jeklena konzolna konstrukcija – kljun;
- oprema za vnos vrvi v kabelske cevi in hidravlična oprema za napenjanje kablov;
- oprema za injektiranje kablov.

3.9.4.2 Vgrajevanje končnih ležišč na stebrih in opornikih

Po končanem narivanju celotne prekladne konstrukcije, ko je bila konstrukcija v končni legi, smo pristopili k vgrajevanju končnih ležišč na stebrih in opornikih. Prekladno konstrukcijo smo podprli s štirimi dvigalkami nosilnosti 250 ton. Nato smo odstranili začasna ležišča in jih zamenjali s končnimi. Končna ležišča smo postavili horizontalno, skladno z načrti. Fugo oz. blazino nad ležiščem smo zainjektirali s specialno hitrovezujočo ležiščno malto minimalne trdnosti 55 MN/m^2 .

Na krajnih opornikih smo pod prekladno konstrukcijo vgradili po dve lončni vzdolžno pomični ležišči, od katerih je eno prečno pomično drugo pa prečno nepomično. Na krajnih podporah smo lončna ležišča vgradili na armiranobetonski ležiščni blok tlorisnih dimenzij 100/100 cm.

Vmesne podpore v oseh 1, 2, 6, 7 in 8 imajo vzdolžno pomična ter prečno nepomična ležišča. Vmesne podpore v oseh 3, 4 in 5 imajo na obeh straneh nepomična ležišča s čimer je zagotovljen prenos vzdolžnih sil prekladne konstrukcije na stebre teh podpor. Na vseh vmesnih podporah smo lončna ležišča vgradili na armiranobetonski ležiščni blok tlorisnih dimenzij 100/110 cm.

Zaradi različnih dimenzij oz. debelin posameznih ležišč je tudi debelina ležiščnih blokov različna. Pred izdelavo ležiščnih blokov je bilo potrebno glede na razpoložljive podatke o dimenzijah ležišč pri proizvajalcu ležišč s projektantom preveriti ali so dimenzije ležiščnih blokov ustrezne.

Pri vgrajevanju končnih ležišč je zelo pomembno, da je ležišče pravilno nameščeno. V nasprotnem primeru je velika nevarnost poškodovanja spodnje plošče prekladne konstrukcije (odlom, preboj) oz. nepravilno delovanje ležišča.



Slika 3.17: Ležišče na krajnem oporniku

3.9.5 Krov

3.9.5.1 Vgrajevanje prehodne konstrukcije – dilatacije

Na obeh krajnih opornikih smo vgradili vodotesno prehodno konstrukcijo, ki dovoljuje skupni pomik 240 mm.

3.9.5.2 Izdelava horizontalne hidroizolacije

Hidroizolacija ščiti objekt pred kemijskimi in fizikalnimi vplivi vode ter pred v vodi raztopljenimi snovmi. Voda lahko trajno poškoduje objekt in pri tem naredi veliko škode in stroškov.

Faze izvedbe:

- očiščenje podlage;
- nanos predhodnega epoksidnega premaza;
- posip s kremenčevim peskom;
- nanos epoksidnega premaza (2 sloja);
- vgrajevanje bitumenske lepilne zmesi;

- lepljenje hidroizolacijskih bitumenskih trakov na predhodno pripravljeno podlago, debelina 0,5 cm.

Pred pričetkom izvedbe hidroizolacije je bilo potrebno pripraviti površino betona. Najprej smo s površine cementnega betona odstranili cementne strdke, nevezane materiale in druge nečistoče. To smo izvedli s pranjem površine z vodnim curkom pritiska 800–1400 barov. Zahtevana hrapavost površine cementnega betona znaša 0,8–2,0 mm. Nato smo očiščeno betonsko površino izpihali s komprimiranim zrakom, saj vsebnost vlage pred nanosom epoksidne smole ne sme preseči 4%. Temperatura podlage je morala biti med 8 in 40°C.

Sledilo je nanašanje epoksidnega premaza. Epoksidni premaz smo nanašali enakomerno na površino betona s pleskarskim mačkom. Svež premaz smo morali zaščititi pred dežjem. V nasprotnem primeru bi bilo potrebno ponoviti grundiranje.

V času 0,5–1,0 ure po izvedbi premaza smo na njega posuli suh kremenčev pesek granulacije 0,7–1,2 mm. Po popolni otrditvi smole (24 ur), smo višek oz. nesprijet pesek na premazu odstranili z metlanjem ali s sesalcem. Oprijem epoksidne impregnacije s podlago ni smel biti manjši od 1,5 N/mm², kar je preverila tudi notranja in zunanja kontrola.

Hidroizolacijo je bilo dopuščeno polagati, ko je bila prevzeta podlaga. Ta je zajemala vizualni pregled, meritev površinske hrapavosti, meritev površinske sprijemnosti ter meritev vsebnosti vlage. S polaganjem hidroizolacije smo začeli najprej na delu prekladne konstrukcije, kjer so hodniki. Skupna debelina vgrajene hidroizolacije je 1,0 cm.

Materiali:

- žarjeni kremenčev pesek;
- bitumenska lepilna zmes;
- bitumenski hidroizolacijski lepilni trakovi;
- epoksidni premaz.

Stroji in naprave:

- naprava za kuhanje bitumenske zmesi z osrednjim gretjem, termostatom in termometrom.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: dovoz materiala.



Slika 3.18: Izdelava horizontalne hidroizolacije

3.9.5.3 Izdelava hodnikov in robnih vencev

Površino na objektih, kjer poteka avtomobilski promet in peš promet, zaključimo ob robu z dvignjenim pasom tako imenovanim hodnikom in robnim vencem. Površina mora imeti konstanten prečni padec. Površina nosilne konstrukcije (konzola) pod robnim vencem, ki je podlaga izolacijskemu sloju je nagnjena 2,5% proti vozišču. Ločnico hodnika in cestišča predstavljajo granitni robniki, ki so položeni po robu hodnika vzdolžno po objektu.

Hodnike z robnimi venci smo izdelovali s pomočjo vozičkov Hünnebeck. Polaganje in vezanje armature je potekalo v obliki armaturnih košev, katere smo nato položili in namestili na ustrezna mesta na prekladni konstrukciji. Betoni so bili pripravljene po

zahtevah projekta po sestavi proizvajalca betonov na atestirani betonarni in so morali ustrezati zahtevi odpornosti na vpliv zmrzovanja in odtajanja ob prisotnosti soli. Beton je bil prirejen za transport s črpalko. Delovni postopek izgradnje 1 takta robnega venca in hodnika je trajal 1 dan.

Faze izgradnje:

- namestitev opažnega vozička za robni venec;
- namestitev armature;
- namestitev PVC cevi za inštalacijske vode (p.p.);
- betoniranje hodnikov in robnih vencev;
- razopaženje.

Postopek izgradnje:

1. postavitve – montaža vozička:

- namestitev pomičnega opažnega vozička;
- namestitev armaturnega koša v hodnike in robne vence;
- vezanje armature na sidrno armaturo, ki sega iz konzole;
- nameščanje opažnih škatel odprtih za vgradnjo ograje;
- betoniranje hodnika in robnih vencev, metličenje betonske površine hodnika;
- nega betona.

2. in nadaljnje postavitve – montaža vozička:

- razopaženje hodnikov in robnega venca;
- premik pomičnega opažnega vozička na mesto drugega takta (naslednjega);
- očiščenje opažnih površin vozička in mazanje z opažnim oljem;
- namestitev armaturnega koša v hodnike in robne vence;
- vezanje armature na sidrno armaturo, ki sega iz konzole;
- nameščanje opažnih škatel odprtih za vgradnjo ograje;
- betoniranje hodnika in robnih vencev, metličenje betonske površine hodnika;
- nega betona.

Materiali:

- armatura: BSt 500 S (B);
- beton: C25/30, XD3, XF4.

Stroji in naprave:

- betonska avtočrpalka: vgrajevanje betona;
- vibrator: komprimiranje betona.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz opaža, armature in drugih materialov;
- avtomešalec: prevoz betona.

Oprema:

- Hünnebeck voziček: opaženje – izdelava hodnikov, robnih vencev.

3.9.5.4 Izdelava asfalta

Posamezne asfaltne plasti smo vgrajevali v skladu s posebnimi tehničnimi pogoji za voziščne konstrukcije.

Debelina asfaltnih plasti:

- zaščitni asfaltbeton (DBM 8): 3,0 cm
- obrabni asfaltbeton (DBM 11s): 5,0 cm

Stroji in naprave:

- finišer: vgrajevanje asfalta;
- valjar: komprimiranje položenega asfalta;
- stroj za pobrizg: pobrizg bitumenske emulzije.

Transportna sredstva:

- kamion s kesonom: prevoz asfaltne mešanice.

3.9.6 Odvodnjavanje

Odvodnjavanje objekta smo izvedli preko talnih litoželeznih izlivnikov. Na desnem objektu smo ob prehitevalnem pasu izlivnike vgradili na medsebojni razdalji 10,0 m do podpore v osi 4. Na tem območju smo med izlivnike vgradili cevke Φ 76 za odvod pronicujoče vode. V naslednjih treh poljih smo izlivnike namestili na razdalji 7,5 m, v zadnjih dveh poljih pa na 5,0 m. Na levem objektu smo ob odstavnem pasu izlivnike vgradili v prvih sedmih poljih na medsebojni razdalji 15,0 m, zatem pa na 7,5 m. Na tem območju smo prav tako med izlivnike vgradili cevke Φ 76 za odvod pronicujoče vode. Pred dilatacijo v smeri Obrežje se vozišča previtoperita v nasprotni prečni padec, tako da smo pred dilatacijo vgradili izlivnika še na desnih straneh vozišč. V območju zadnjih dveh polj ter za objektom smo izvedli žlebičenje asfaltne površine (sloj obrabnega asfaltbetona je debeline 5,0 cm). Izlivnike smo z vertikalnim vtokom navezali na vzdolžno odvodno cev (Φ 200, Φ 250 oz. Φ 300) pod levima konzolama prekladne konstrukcije. Pred spodnjo dilatacijo – smer Obrežje smo vgradili cevke Φ 76 za odvod pronicujoče vode. Navezali smo jih na zbirno odvodno cev, ki je potekala vzdolž dilatacije, ta pa na glavno vzdolžno odvodno cev. Vzdolžne zbirne cevi potekajo ob oz. skozi krajni opornik v osi 9 in se navežejo preko revizijskih jaškov – peskolov BC Φ 100, v sistem odvodnje AC.

Pred objektom se vozišči odvodnjavata preko peskolovov (BC Φ 100) s povozno rešetko v sistem AC meteorne kanalizacije. Ob podpornem zidu med opornikoma v oseh 0L in 0D smo vgradili požiralnika (BC Φ 60) s povozno LTŽ rešetko, ki se navezujeta na sistem AC meteorne kanalizacije.

3.10 Vgrajeni materiali in mehanizacija

Tabela 3.1: Vgrajeni materiali in oprema viadukta

	MATERIALI IN OPREMA	TIP	EM	KOLIČINA
1	TAMPON I	0–32 mm	m ³	2730,0
2	ARMATURA	BSt 500 S (B)	t	792,0
3	KABLI	BBR VTI CONA CMI	t	194,0
4	BETON	C12/15	m ³	162,0
		C25/30	m ³	4653,0
		C30/37	m ³	2067,0
		C35/45	m ³	6198,0
5	ASFALT	DBM 8	t	575,0
		DBM 11s	t	767,0
6	BITUMENSKI TRAKOVI	IZOTEK P5–M	m ²	8490,0
7	TLAKOVCI		m ²	510,0
8	ODTOČNA KANALIZACIJA	Φ 200	m ¹	235,0
		Φ 250	m ¹	162,5
		Φ 300	m ¹	186,5
		Φ 400	m ¹	36,0
9	PVC CEVI	Φ 125	m ¹	615,0
		Φ 300	m ¹	16,0
		Φ 400	m ¹	33,0
10	MOSTNI IZLIVNIKI		kom.	72,0
11	CEVKE ZA PRONIC. VODO	Φ 76	kom.	34,0
12	DILATACIJA	D _{max} = 240 mm	m ¹	57,0
13	LEŽIŠČA	5000–14000 kN	kom.	40,0
14	JEKLENA ROČKA – BVO	BVO	m ¹	633,0
15	BVO OGRAJA	BVO–zunanja	m ¹	633,0
		BVO–notranja	m ¹	638,0

Tabela 3.2: Mehanizacija in oprema

	MEHAN. IN OPREMA	TIP	VRSTA DEL
1	BAGER	LIEBHERR 914, CAT 245	izkopi, zasipi, nakladanje
2	ROVOKOPAČ	MF, VOLVO, JCB	izkopi, zasipi, nakladanje
3	VALJAR	BOMAG 90, AMMANN 953	komprimiranje
4	NABIJALO	AMMANN, WACKER	komprimiranje
5	KAMION	MAN, IVECO, TAM	transport

6	ASFALJNI RAZGRINJALEC	VOGELE 1800	vgrajevanje asfalta
7	AVTOMEŠALEC	MAN, IVECO, TAM	transport betona
8	BETONSKA ČRPALKA	PÜTZMAISTER, CIFA	vgrajevanje betona
9	VISOKOTLAČNA VODNA ČRPALKA	HAMMELMANN	pranje betonskih površin
10	VIBRATORJI ZA BETON	WACKER	vgrajevanje betona
11	KROŽNA ŽAGA	LIV Postojna	tesarska dela
12	POTOPNE VODNE ČRPALKE	WEDA	črpanje vode
13	DROBNO ROČNO ORODJE	HILTI, ISKRA	razna dela
14	SISTEMSKI OPAŽI	DOKA	tesarska dela
15	AVTODVIGALO	GROVE	vertikalni transport
16	ŽERJAV	LIEBHERR	vertikalni transport
17	OPAŽNI VOZIČEK	HÜNNEBECK	tesarska dela
18	SPECIALNI BAGER Z OPREMO	LINK BELT	izdelava Benotto pilotov
19	ELEKTRO AGREGAT	MITSUBISHI	elektro energija
20	BETONSKA DELAVNICA	NOE	izdelava prekladne konstrukcije
21	OPAŽ STEBRA	NOE	izdelava stebra
22	HIDRAVLIČNA OPREMA	EBERSPÄCHER	narivanje prekladne konstrukcije
23	JEKLENI KLJUN	WITO	narivanje prekladne konstrukcije

4 OBREMENILNI PREIZKUS

4.1 Opis preizkusa

Po končani gradnji je bila na viaduktu 6–2 Ponikve izvedena obremenilna preizkušnja. Pri statičnem delu obremenilne preizkušnje je bilo izvedenih 30 statičnih obtežnih primerov, od tega 26 centričnih (s polno obremenitvijo polj in podpor) in 4 ekscentrični (z enostransko obremenitvijo polj). Pri tem je bilo uporabljenih 12 tri-osnih tovornjakov, grupiranih v 2 skupini po 6 vozil, tako da je bilo mogoče obremenjevati po 2 polji naenkrat. Vrednosti vertikalnih pomikov vzdolž zunanjih robov prekladnih konstrukcij obeh objektov so bile izmerjene geodetsko z elektronskimi tahimetri tipa NIKON DTM 720 in sicer v osi vseh podpor ter v sredini razpona vseh polj. Vzdolž notranjih robov prekladnih konstrukcij so bili vertikalni pomiki v sredini razponov polj 4 do 7 izmerjeni elektronsko z induktivnimi merilci pomikov. Ti so bili nameščeni na krajših konzolah, ki so bile pritrjene na BVO desnega objekta. Za referenčno točko so služile konzole narejene iz prirejenih cevi cevnega odra in so premoščale cca. 1,5 m široko vrzel med objektoma in so bile pritrjene na gornji strani BVO levega objekta. Induktivni merilci pomikov pritrjeni na krajših konzolah, ki so segale z desnega objekta, so se v merskih točkah z gibljivim delom dotikali daljših konzol pritrjenih na BVO levega objekta. Tako je bil v teh točkah izmerjen relativni pomik levega napram desnemu objektu in obratno. Ker je bil pri obremenilni preizkušnji obremenjen vedno le eden od objektov, drugi pa je miroval, je to pomenilo, da so bili izmerjeni relativni pomiki hkrati tudi absolutni. V ostalih točkah na notranjih robovih obeh objektov so bili statični pomiki izmerjeni z elektronskim tahimetrom. Induktivni merilci so služili tudi za meritve dinamičnega odziva konstrukcije. Elektronske meritve so bile izvedene z merilnim sistemom Hottinger Baldwin Messtechnik MGCPlus in krmiljene s prenosnim računalnikom z licenčno programsko opremo CATMAN 4.5. Frekvenca vzorčenja pri statičnih obtežnih primerih je bila 1,0 Hz pri

dinamičnih pa 0,1 kHz. Natančnost geodetskih meritev je bila $\pm 0,1$ mm, natančnost meritev z induktivnimi merilci pa $\pm 0,02$ mm.

4.2 Prikaz nekaterih položajev vozil in merskih instrumentov



Slika 4.1: Obremenitev 6. in 8. polja levega objekta – 2. obtežni primer



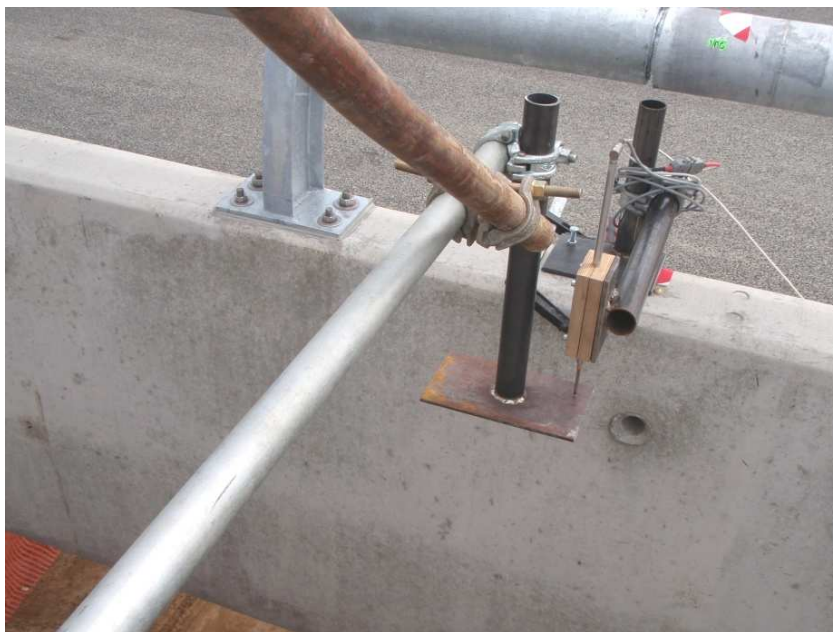
Slika 4.2: Primer obremenjevanja sosednjih polj levega objekta



Slika 4.3: Obremenitev 9. in 7. polja desnega objekta – 16. obtežni primer



Slika 4.4: Primer ekscentrične obremenitve levega objekta – 22. obtežni primer



Slika 4.5: Induktivni merilec pomikov nameščen na krajši konzoli pritrjeni na BVO desnega objekta in se dotika konzole, ki sega z levega objekta (sredina 3. polja – mersko mesto IND-01)



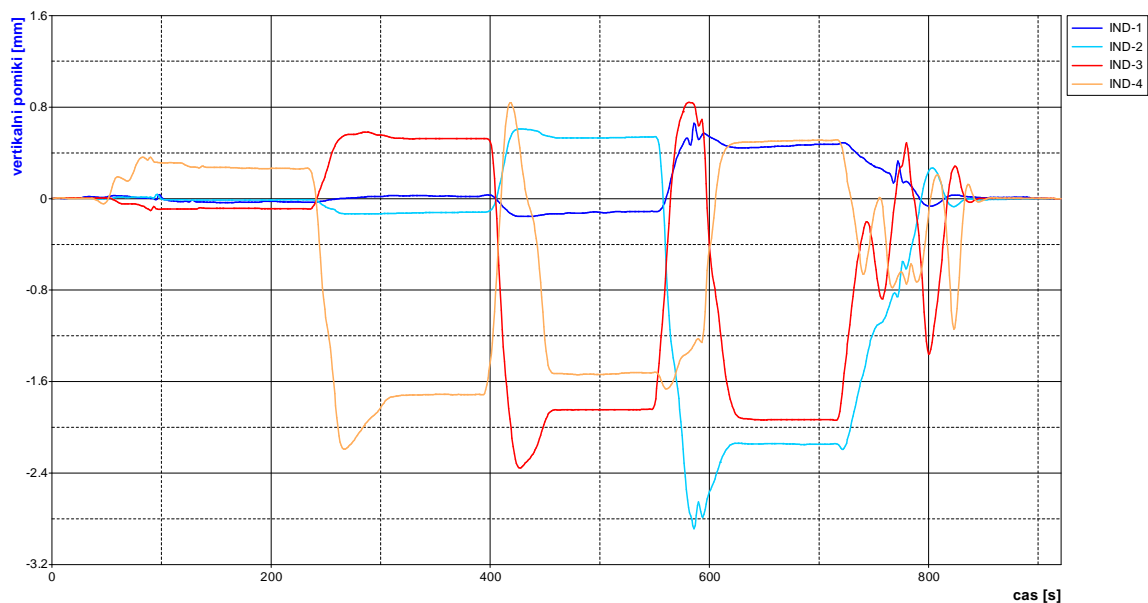
Slika 4.6: Induktivni merilec pomikov nameščen na krajši konzoli pritrjeni na BVO desnega objekta in se dotika konzole, ki sega z levega objekta (sredina 4. polja – mersko mesto IND-02)



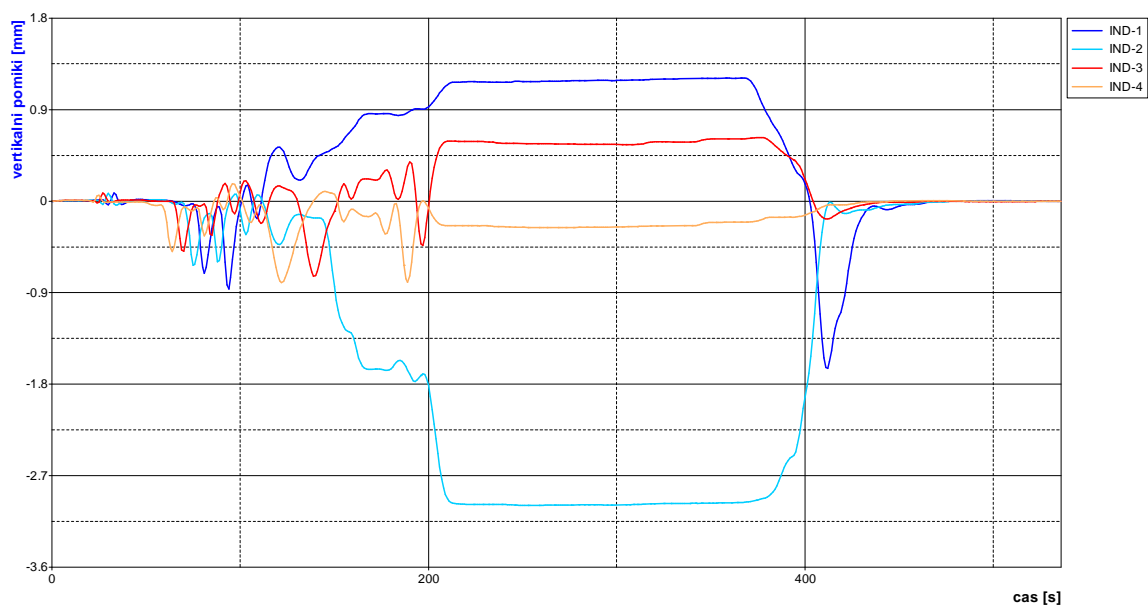
Slika 4.7: Elektronski tahimeter NIKON DTM 720

4.3 Prikaz nekaterih merskih rezultatov

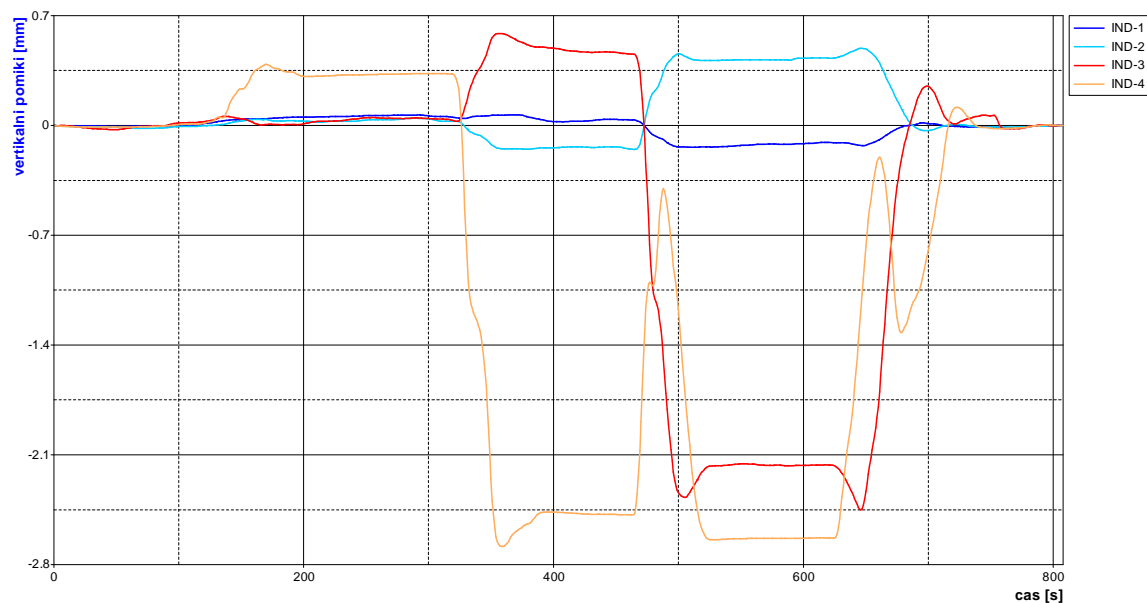
Vsi izmerjeni pomiki so bili na obeh objektih v vseh merskih mestih in pri vseh obtežnih primerih manjši od pričakovanih. Tudi zaostali pomiki so bili v okviru dopustnih vrednosti. Na grafih 1 do 4 so prikazani za statične obtežne primere le nekateri rezultati elektronskih meritev. Rezultati preostalih elektronskih meritev, geodetskih meritev ter tabelarična primerjava izmerjenih vrednosti z računskimi pa je prikazana v končnem poročilu obremenilnega preizkusa, kjer je podana tudi natančna dispozicija merilnih mest in položaji testnih vozil med obremenilno preizkušnjo.



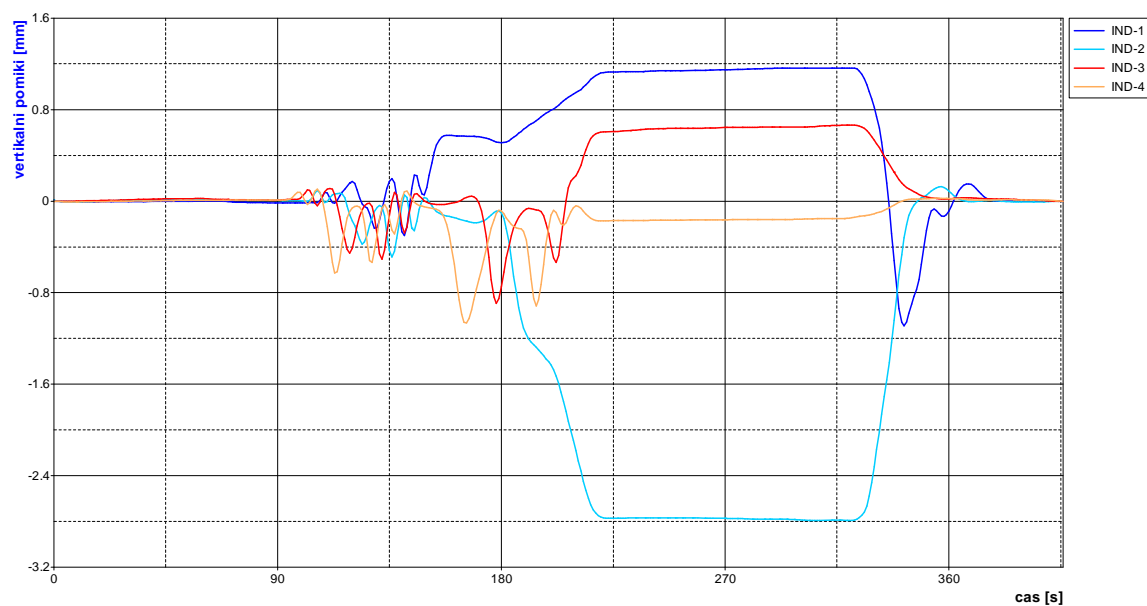
Graf 4.1: Vertikalni pomiki izmerjeni v sredini razponov polj 4 do 7 pri polnem zaporednem obremenjevanju sosednjih polj levega objekta, brez vmesnega razbremenjevanja – obtežni primeri 3–6



Graf 4.2: Vertikalni pomiki izmerjeni v sredini razponov polj 3 do 5 pri centrični obremenitvi levega objekta – 9. obtežni primer



Graf 4.3: Vertikalni pomiki izmerjeni v sredini razponov polj 4 do 7 pri polnem zaporednem obremenjevanju sosednjih polj desnega objekta, brez vmesnega razbremenjevanja – obtežni primeri 18–21



Graf 4.4: Vertikalni pomiki izmerjeni v sredini razponov polj 3 do 5 pri centrični obremenitvi desnega objekta – 24. obtežni primer

4.4 Zaključek

Na osnovi rezultatov meritev in primerjave s pričakovanimi vrednostmi smo ugotovili, da je objekt sposoben prevzeti projektno obremenitev in varno služiti svojemu namenu.

5 REZULTATI

Od januarja 2009 do julija 2010 je podjetje CM Celje d.d., v sklopu programa izgradnje avtocest v Republiki Sloveniji, gradilo viadukt 6–2 Ponikve na odseku Pluska–Ponikve po tehnologiji postopnega narivanja.

Izbira tehnologije postopnega narivanja je bila optimalna rešitev zaradi ovir, ki so bile v območju predvidene gradnje. Pod objektom poteka v drugem polju železniška proga, v petem polju struga reke, v sedmem polju pa lokalna cesta s priključkom na regionalno cesto. Z izbrano metodo gradnje na ta način ni bilo potrebe po začasnih zapori ceste in železnice. Tehnologija postopnega narivanja ima še več drugih prednosti:

- večja varnost delavcev pri delu;
- neodvisnost od terena;
- možnost industrializacije z nizko investicijo;
- enostavna uporaba in cenovno ugodna tehnološka oprema;
- majhna delavnica za izdelavo taktov (prednost v urbanem okolju);
- možnost prilagajanja dolžine segmentov;
- kakovostna in toga konstrukcija;
- visoka kontrola kvalitete;
- hitra gradnja;
- z minimalnimi stroški dosežemo vremensko neodvisnost (postavitev šotora nad delavnico);
- metoda je uporabna pri različnih konstrukcijskih sistemih mostov;
- kable za prevzem koristne obtežbe je možno vgraditi izven betonskega prereza, kar omogoča lahek dostop za kontrolo, vzdrževanje in eventuelno zamenjavo;
- objekti imajo samo začetno in končno dilatacijo;
- enostavna gradnja prekladne konstrukcije v konstantnih horizontalnih in vertikalnih radijih.

Ima tudi nekaj slabosti:

- konstanten prerez ne omogoča velikih sprememb v razponih;
- večja poraba kablov zaradi pozitivnih in negativnih momentov v istem prerezu med narivanjem;
- zaradi horizontalne sile v času narivanja je potrebna večja togost stebrov;
- tehnologija je neekonomična za dolžine objektov manj kot 120 m;
- tehnologija ni primerna za razpone nad 80 m;
- problem uporabe tehnologije pri nagibih trase nad 4%;
- neuporabna ali težavna uporaba tehnologije pri nekonstantnih horizontalnih in vertikalnih radijih.

Pri postopku z narivanjem je zaželeno, da je prekladna konstrukcija v premi ali v krivini s konstantnim radijem, brez vijachenja in spremembe širine prečnega prereza. Os vozišča viadukta 6–2 Ponikve pa je v začetnem delu, cca. 148 m pri levem objektu oz. cca. 138 m pri desnem objektu, v horizontalnem radiju 1500 m, naprej pa v dveh prehodnicah, $A_1 = 425$ m in $A_2 = 334$ m. Zaradi teh neugodnih elementov vozišča smo narivanje celotnih prekladnih konstrukcij izvedli po osi nadomestnega radija in sicer $R = 2139,62$ m za levi objekt in $R = 2154,42$ m za desni objekt. Potek robov vozišča je zagotovljen s spremenljivo dolžino obojestranskih konzol škatle, spremenljiv prečni padec vozišča v območju prehodnic pa s spremenljivo višino leve stojine škatle. Vse to smo dosegli s prilagajanjem opaža leve stojine na ustrezno višino, za posamezen takt, v delavnici. To potrebno prilagajanje v delavnici nam je predstavljalo še dodaten izziv.

Izgradnja viadukta 6–2 Ponikve je potekala brez posebnih zapletov, saj so objekt gradili inženirji in delavci, ki so že imeli izkušnje z gradnjo večjih premostitvenih objektov. Pa vendar nobena gradnja ne poteka brez "presenečenj". Pri gradnji viadukta 6–2 Ponikve se je podjetje srečalo z nekaj posebnostmi in manjšimi težavami, ki jih lahko omenim:

- potrebna je bila preusmeritev vodotoka pri gradnji podpore;
- betoniranje v zimskih in poletnih mesecih;
- vdor vode v gradbeno jamo;
- poškodba zaščitnega sloja betona pri zadnjem narivanju.



Slika 5.1: Vdor vode v gradbeno jamo



Slika 5.2: Poškodba zaščitnega sloja betona pri zadnjem narivanju

Kljub temu je bila gradnja viadukta 6–2 Ponikve uspešna, hitra in kakovostna. Zaposleni v podjetju CM Celje d.d. pa so z uspešno izgradnjo viadukta dokazali, da so usposobljeni za izgradnjo velikih premostitvenih objektov po tehnologiji postopnega narivanja.

6 SKLEP

Po zaslugi gradnje avtocestnega križa se je v Sloveniji v zadnjih 18 letih zgradila cela vrsta novih premostitvenih objektov. Samo mostovi in viadukti v dolžino skupaj merijo (upoštevajoč obe smeri) več kot 40 km, njihova površina pa presega 600000 m².

Pri nas se je sredi 90-ih let uveljavilo pet tehnologij tako imenovane monolitne gradnje mostov in viaduktov, pri kateri ni vzdolžnih in prečnih stikov, dilatacije pa so samo na opornikih. Te tehnologije so:

- gradnja s pomočjo montažnih "T" nosilcev, ki jih prekriva monolitna plošča, je primerna za manjše objekte dolžine do 200 m in z razpetinami do 30 m. Nosilci se postavljajo drug do drugega in prekrijejo s ploščo;
- gradnja s pomočjo nepomičnega odra je prav tako primernejša za premostitvene objekte dolžine največ 200 m in z razpetinami največ 30 m. Prednosti te tehnologije se pokažejo predvsem pri obvladovanju zapletenih geometrij prekladnih konstrukcij kot poševnih objektov in pri objektih z vijačenjem prekladne konstrukcije;
- gradnja s pomočjo pomičnega odra je primerna za objekte dolžine več kot 400 m in z razpetino do 50 m. Prednost te tehnologije je možnost prenašanja odra iz ene faze gradnje objekta v drugo;
- tehnologija narivanja se pri gradnji mostov in viaduktov uporablja že skoraj 30 let in je še vedno zelo pogosta, saj jo odlikuje ugodna cena opreme, hitrost gradnje in nekoliko manjša potreba po delovni sili;
- za gradnjo mostov in viaduktov, ki imajo razpetine dolge od 60 do 200 m, se najpogosteje uporablja tehnologija prostokonzolne gradnje, s katero se lahko premoščajo globoke in težko dostopne vodne in druge ovire. Pri tej tehnologiji se na zgrajene stebre in bazni del montirajo jekleni palični pomični odri, na katerih se betonirajo in sukcesivno prenapenjajo lamele na obe strani.

Tako so na naših avtocestah mostovi in viadukti večinoma zgrajeni kot armiranobetonski prednapeti kontinuirni gredni ali okvirni sistemi z razpetinami od 20 do 140 m. Mostov z jeklenimi in sovprežnimi konstrukcijami je pri nas malo, ker so se izkazali za cenovno nekonkurenčne, tako zaradi visokih cen jekla kot tudi zaradi nizke cene dela pri gradnji betonskih mostov.

Pri nas je najdaljši in najtežji premostitveni objekt zgrajen z metodo postopnega narivanja Most čez Muro, ki v dolžino meri 833 m ter tehta 16000 ton. Most sestavljata 2 ločena vzporedna objekta, katerih prekladna konstrukcija je sestavljena iz po 43 betonskih segmentov in poteka prek 20 razponov. Globalno gledano, kot največji dosežek v izgradnji premostitvenih objektov z metodo postopnega narivanja, štejemo izgradnjo viadukta Millau v Franciji, na poti iz Pariza v Barcelono. Viadukt Millau je z 343 m trenutno najvišji viadukt na svetu. Prekladna konstrukcija viadukta, ki je sestavljena iz 173 segmentov, v dolžino meri 2460 m in je podprta s sedmimi stebri, najvišji dosega 245 m višine, najnižji pa 77 m. Najdaljši razponi med stebri znašajo 342 m.

Z letom 2013 naj bi bil zgrajen avtocestni križ in s tem končan nacionalni del programa izgradnje avtocest. Gradbena podjetja, ki so sodelovala pri gradnji avtocestnega križa, so s končanjem gradnje avtocest prisiljene nastopiti na tujih trgih. Osvojeno znanje je treba izkoristiti in ga vnovčiti pri pridobivanju novih del v tujini. Predvsem se obeta veliko dela pri gradnji avtocest v državah bivše Jugoslavije in zagotovo se bodo pokazale tudi potrebe po gradnji premostitvenih objektov po metodi postopnega narivanja.

Slovenska gradbena podjetja, ki so gradila premostitvene objekte z metodo postopnega narivanja, so osvojila znanje in ga bodo znale izkoristiti. Prav tako lahko rečemo to tudi za podjetje CM Celje d.d., ki je gradilo viadukt 6–2 Ponikve. Gradnja viadukta 6–2 Ponikve je bila namreč še za stopnjo težja, saj je bilo prekladno konstrukcijo potrebno izvesti v krivini s konstantnim radijem in prehodnici, kar je za podjetje zagotovo konkurenčna prednost.

7 VIRI IN LITERATURA

- [1] B. Göhler, Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren, Ernst & Sohn, Berlin, 1999
- [2] M. Rosignoli, Bridge Launching, Thomas Telford, London, 2002
- [3] J. Radić, Masivni mostovi, Građevinski fakultet, Zagreb, 2007
- [4] J. Radić, A. Mandić, G. Puž, Konstruiranje mostova, Građevinski fakultet, Zagreb, 2005
- [5] M. J. Ryall, G. A. R. Parke, J. E. Harding, The manual of bridge engineering, Thomas Telford, London, 2000
- [6] V. Ačanski, S. Goznik, Gradnja premostitvenih objektov s postopnim narivanjem, Fakulteta za gradbeništvo, Maribor, 2003
- [7] D. Cmok, Izgradnja viadukta Rondo z metodo postopnega narivanja, Fakulteta za gradbeništvo, Maribor, 2007
- [8] Promico, Družba za projektiranje, inženiring in svetovanje, Tehnološki elaborat viadukta 6–2 Ponikve, Ljubljana, 2008
- [9] BBR ADRIA, Elaborat za prednapenjanje kablov viadukta 6–2 Ponikve, Zagreb, 2008
- [10] Direkcija Republike Slovenije za ceste, TSC_07.101, Ljubljana, 2005
- [11] Eberspächer GmbH, Hochdruck Hydraulik, Hydro–Taktschiebeanlage
- [12] VSL INTERNATIONAL LTD., The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction, Gerber AG, Switzerland, 1977

8 PRILOGE

8.1 Seznam slik

Slika 2.1: Postopno narivanje jeklenega grednega mosta.....	7
Slika 2.2: Prefabriciran element mostu Ager	8
Slika 2.3: Konstrukcijska shema mostu Rio Caroni	9
Slika 2.4: Narivanje mostu Rio Caroni.....	10
Slika 2.5: Narivanje s premičnimi ležaji	11
Slika 2.6: Končna razporeditev prednapetih kablov na mostu Rio Caroni	12
Slika 2.7: Postopno narivanje	13
Slika 2.8: Narivanje mostu Kufstein z začasnimi kvadratnimi stebri.....	14
Slika 2.9: Gradnja mostu Skye	19
Slika 2.10: Postopno narivanje segmentno ulitih plošč za opornikom.....	22
Slika 2.11: Kritični negativni upogibni moment pri narivanju s pomočjo kljuna.....	25
Slika 2.12: Kritični pozitivni upogibni moment pri narivanju s pomočjo kljuna.....	25
Slika 2.13: Začasni stebri	26
Slika 2.14: Dispozicija delavnice	30
Slika 2.15: Upogibna linija prekladne konstrukcije in usmeritev delavnice	30
Slika 2.16: Delavnica z neprekinjenim podpiranjem takta.....	32
Slika 2.17: Delavnica s posamičnimi ležišči	33
Slika 2.18: Odmik opažnih elementov od narivne krožnice.....	35
Slika 2.19: Naprava za narivanje s pomočjo trenja	39
Slika 2.20: Potisna sila, ki se lahko aktivira pri napravah za narivanje s pomočjo trenja...	40
Slika 2.21: Maksimalna dolžina mostu pri napravah za narivanje s pomočjo trenja	42
Slika 2.22: Pridrževanje stebrov med narivanjem	46
Slika 2.23: Jeklena konzolna konstrukcija – kljun	47
Slika 2.24: Naprava za dvig kljuna.....	49

Slika 2.25: Narivno ležišče – vzdolžni prerez	51
Slika 2.26: Narivno ležišče – prečni prerez	51
Slika 2.27: Vstopni in izstopni del drsne plošče.....	52
Slika 2.28: Ločeno bočno vodilo.....	54
Slika 3.1: Izdelava betonskih delavnic	68
Slika 3.2: Izkop za pilote	70
Slika 3.3: Piloti	73
Slika 3.4: Betoniranje temelja	76
Slika 3.5: Izdelava levega opornika na ljubljanski strani	78
Slika 3.6: Izdelava glave stebra	81
Slika 3.7: Izvedba zasipnega klina za opornikom	82
Slika 3.8: Izdelava prehodne plošče	83
Slika 3.9: Vijachenje prekladne konstrukcije	85
Slika 3.10: Polaganje armature spodnje plošče in stojin 1. takta	87
Slika 3.11: Betoniranje zgornje plošče 1. takta	87
Slika 3.12: Pogled na viadukt v času gradnje.....	90
Slika 3.13: Nameščanje napenjalke	92
Slika 3.14: Narivanje zadnjega takta	93
Slika 3.15: Narivanje prekladne konstrukcije prek cestišča.....	94
Slika 3.16: Kontrola pretočnosti injekcijske mase	96
Slika 3.17: Ležišče na krajnem oporniku	98
Slika 3.18: Izdelava horizontalne hidroizolacije	100
Slika 4.1: Obremenitev 6. in 8. polja levega objekta – 2. obtežni primer	107
Slika 4.2: Primer obremenjevanja sosednjih polj levega objekta.....	107
Slika 4.3: Obremenitev 9. in 7. polja desnega objekta – 16. obtežni primer.....	108
Slika 4.4: Primer ekscentrične obremenitve levega objekta – 22. obtežni primer	108
Slika 4.5: Induktivni merilec pomikov – mersko mesto IND–01	109
Slika 4.6: Induktivni merilec pomikov – mersko mesto IND–02	109
Slika 4.7: Elektronski tahimeter NIKON DTM 720	110
Slika 5.1: Vdor vode v gradbeno jamo.....	115
Slika 5.2: Poškodba zaščitnega sloj betona pri zadnjem narivanju.....	115

8.2 Seznam tabel

Tabela 3.1: Vgrajeni materiali in oprema viadukta 104

Tabela 3.2: Mehanizacija in oprema..... 104

Tabela 3.3: Geometrijski podatki za levi in desni objekt 121

Tabela 3.3: Geometrijski podatki za levi in desni objekt

DESNI OBJEKT – R = 2154,42 m							
TAKT	PREREZ	NAGIB [%]	STOJINA [m]		KONZOLA [m]		STACIONAŽA [m]
			LEVA	DESNA	LEVA	DESNA	
1	1-1	← 3,50	1,568	1,832	3,246	2,805	0,0
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	3,198	2,855	4,756
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,950	3,102	19,068
2	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,950	3,102	19,068
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,812	3,239	28,223
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,717	3,334	35,374
3	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,717	3,334	35,374
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,636	3,415	41,993
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,566	3,485	48,610
4	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,566	3,485	48,610
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,504	3,547	55,316
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,430	3,621	64,918
5	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,430	3,621	64,918
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,374	3,676	74,454
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,337	3,713	83,983
6	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,337	3,713	83,983
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,318	3,732	93,446
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,317	3,733	103,048
7	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,317	3,733	103,048
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,334	3,716	112,584
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,369	3,681	122,113
8	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,369	3,681	122,113
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,422	3,628	131,573
	3-3	← 3,46	1,570	1,832	2,493	3,556	141,178
9	1-1	← 3,46	1,570	1,832	2,493	3,556	141,178
	2-2	← 3,38	1,576	1,832	2,578	3,469	150,710
	3-3	← 3,31	1,582	1,832	2,676	3,369	160,243
10	1-1	← 3,31	1,582	1,832	2,676	3,369	160,243
	2-2	← 3,23	1,588	1,832	2,779	3,264	169,703
	3-3	← 3,14	1,594	1,832	2,885	3,155	179,308

11	1-1	← 3,14	1,594	1,832	2,885	3,155	179,308
	2-2	← 3,06	1,600	1,832	2,988	3,049	188,840
	3-3	← 2,98	1,606	1,832	3,084	2,950	198,373
12	1-1	← 2,98	1,606	1,832	3,084	2,950	198,373
	2-2	← 2,91	1,612	1,832	3,168	2,865	207,833
	3-3	← 2,83	1,618	1,832	3,235	2,794	217,439
13	1-1	← 2,83	1,618	1,832	3,235	2,794	217,439
	2-2	← 2,75	1,624	1,832	3,281	2,746	226,972
	3-3	← 2,67	1,630	1,832	3,299	2,725	236,504
14	1-1	← 2,67	1,630	1,832	3,299	2,725	236,504
	2-2	← 2,59	1,636	1,832	3,288	2,734	245,968
	3-3	← 2,53	1,640	1,832	3,257	2,763	252,811
15	1-1	← 2,53	1,640	1,832	3,257	2,763	252,811
	2-2	← 2,32	1,656	1,832	3,203	2,810	259,430
	3-3	← 1,85	1,691	1,832	3,121	2,878	266,048
16	1-1	← 1,85	1,691	1,832	3,121	2,878	266,048
	2-2	← 1,35	1,729	1,832	3,009	2,976	273,056
	3-3	← 0,69	1,780	1,832	2,813	3,151	282,356
17	1-1	← 0,69	1,780	1,832	2,813	3,151	282,356
	2-2	↔ 0,00	1,832	1,832	2,550	3,395	291,964
	3-3	0,67 →	1,884	1,832	2,223	3,705	301,424

LEVI OBJEKT – R = 2139,62 m

TAKT	PREREZ	NAGIB [%]	STOJINA [m]		KONZOLA [m]		STACIONAŽA [m]
			LEVA	DESNA	LEVA	DESNA	
1	1-1	← 3,50	1,568	1,832	3,863	2,188	0,0
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	3,812	2,241	4,662
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	3,535	2,517	18,648
2	1-1	← 3,50	1,568	1,832	3,535	2,517	18,648
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	3,372	2,680	28,028
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	3,224	2,828	37,577
3	1-1	← 3,50	1,568	1,832	3,224	2,828	37,577
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	3,096	2,955	47,043
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,985	3,065	56,508
4	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,985	3,065	56,508
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,894	3,156	65,897
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,820	3,231	75,441
5	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,820	3,231	75,441
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,764	3,286	84,907
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,727	3,323	94,372
6	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,727	3,323	94,372
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,708	3,342	103,768
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,707	3,343	113,306

7	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,707	3,343	113,306
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,724	3,326	122,773
	3-3	← 3,50	1,568	1,832	2,759	3,291	132,240
8	1-1	← 3,50	1,568	1,832	2,759	3,291	132,240
	2-2	← 3,50	1,568	1,832	2,813	3,238	141,640
	3-3	← 3,48	1,569	1,832	2,885	3,166	151,172
9	1-1	← 3,48	1,569	1,832	2,885	3,166	151,172
	2-2	← 3,40	1,575	1,832	2,970	3,078	160,638
	3-3	← 3,32	1,581	1,832	3,067	2,979	170,104
10	1-1	← 3,32	1,581	1,832	3,067	2,979	170,104
	2-2	← 3,24	1,587	1,832	3,170	2,873	179,508
	3-3	← 3,16	1,593	1,832	3,277	2,764	189,036
11	1-1	← 3,16	1,593	1,832	3,277	2,764	189,036
	2-2	← 3,08	1,599	1,832	3,380	2,658	198,502
	3-3	← 3,00	1,605	1,832	3,476	2,560	207,970
12	1-1	← 3,00	1,605	1,832	3,476	2,560	207,970
	2-2	← 2,93	1,610	1,832	3,559	2,474	217,377
	3-3	← 2,85	1,616	1,832	3,626	2,404	226,904
13	1-1	← 2,85	1,616	1,832	3,626	2,404	226,904
	2-2	← 2,77	1,622	1,832	3,671	2,356	236,370
	3-3	← 2,69	1,628	1,832	3,690	2,335	245,837
14	1-1	← 2,69	1,628	1,832	3,690	2,335	245,837
	2-2	← 2,61	1,634	1,832	3,678	2,344	255,247
	3-3	← 2,56	1,638	1,832	3,648	2,373	262,027
15	1-1	← 2,56	1,638	1,832	3,648	2,373	262,027
	2-2	← 2,50	1,642	1,832	3,600	2,420	268,608
	3-3	← 2,06	1,676	1,832	3,519	2,487	275,189
16	1-1	← 2,06	1,676	1,832	3,519	2,487	275,189
	2-2	← 1,56	1,713	1,832	3,407	2,584	282,153
	3-3	← 0,91	1,763	1,832	3,214	2,758	291,379
17	1-1	← 0,91	1,763	1,832	3,214	2,758	291,379
	2-2	↔ 0,00	1,832	1,832	2,855	3,092	304,011
	3-3	0,45 →	1,867	1,832	2,630	3,305	310,314

8.3 Seznam grafov

Graf 4.1: Vertikalni pomiki levega objekta – obtežni primeri 3–6.....	111
Graf 4.2: Vertikalni pomiki levega objekta – 9. obtežni primer	111
Graf 4.3: Vertikalni pomiki desnega objekta – obtežni primeri 18–21.....	112
Graf 4.4: Vertikalni pomiki desnega objekta – 24. obtežni primer.....	112

